

МИНТРАНССТРОИ СССР
ВСЕСОЮЗНЫЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ
ТРАНСПОРТНОГО СТРОИТЕЛЬСТВА

Отделение искусственных сооружений

Сообщение № 89

Канд. техн. наук Н. Н. СТРЕЛЕЦКИЙ

СОВМЕСТНАЯ РАБОТА
И ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ
ЭЛЕМЕНТОВ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

МОСКВА
1957

Отделение искусственных сооружений

Сообщение № 89

Канд. техн. наук Н. Н. СТРЕЛЕЦКИИ

• СОВМЕСТНАЯ РАБОТА
И
ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ЭЛЕМЕНТОВ
МЕТАЛЛИЧЕСКИХ МОСТОВ

(К изменениям в Технических условиях проектирования
железнодорожных мостов)

Дертман
Никонов *Николаев* *Иванов*
на конкурс *05.04.57*
28.10.57

МОСКВА
1957

О Г Л А В Л Е Н И Е

	Стр.
Предисловие	3
§ 1. Предельные состояния стальных конструкций пролетных строений	5
Понятие предельного состояния	6
Физические критерии первых предельных состояний	10
Предельные и допускаемые состояния	
§ 2. Учет совместной работы элементов и проверка дополнительных напряжений в пролетных строениях	11
Общие положения	14
Жёсткость узлов решётчатых главных ферм	
Совместная работа главных ферм и проезжей части в вертикальной плоскости	26
Совместная работа главных ферм, проезжей части и связей в горизонтальной плоскости	28
§ 3. Изменения в формулах и некоторых нормативах для расчета элементов пролетных строений	39
Изгиб в одной из главных плоскостей	
Одновременное действие осевой силы и изгиба в одной из главных плоскостей	41
Косой изгиб и одновременное действие осевой силы и косоуго изгиба	46
Проверка касательных и приведенных напряжений в сечении	49

Редактор Неклепаева З. А.

Т06529. Подписано в печать 23/VII 1957 г.

Бумага 60×92/16. Печ. л. 3,5.

Заказ № 3095. Тираж 750 экз.

Типография ЦНИИС

П Р Е Д И С Л О В И Е

Технический прогресс в мостостроении требует непрерывного совершенствования и развития норм и технических условий проектирования и методов расчёта.

В 1952—56 гг. ЦНИИС были составлены новые Технические условия проектирования мостов и труб на железных дорогах нормальной колеи (ТУПМ-56), вводимые в действие с июля 1957 г. Одной из основных особенностей этих технических условий, составленных в развитие Строительных норм и правил, является переход на методику предельных состояний в расчётах мостовых конструкций.

В ТУПМ-56 учтены результаты большого количества экспериментальных и теоретических исследований, выполненных в ЦНИИС и в других организациях за последние годы, в том числе исследований, относящихся к расчетам металлических мостов.

С целью быстреего внедрения в проектную практику основных нововведений в технические условия проектирования металлических мостов, ЦНИИС были составлены Дополнения и изменения к главе III ТУПМ-47, введенные в действие в декабре 1955 г.

В этом документе, который для краткости именуется в настоящей работе просто «Дополнениями», были сохранены общий коэффициент запаса и прежняя форма расчётов, соответствующая методике допускаемых напряжений. Однако физические критерии предельных состояний и расчётный аппарат в «Дополнениях» соответствуют ТУПМ-56.

ТУПМ-56 утверждены в качестве временных технических условий и будут применяться наряду с ТУПМ-47 и «Дополнениями» в период освоения методики предельных состояний в расчётах мостовых конструкций, впредь до выпуска подготавливаемых сейчас единых Норм и технических условий на проектирование железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. Таким образом с выходом ТУПМ-56 «Дополнения» не утрачивают силу.

Настоящее сообщение посвящено новым положениям, вносимым «Дополнениями» и ТУПМ-56 в учёт совместной работы элементов металлических пролётных строений, в критерии их предельных состояний и формулы для расчёта элементов пролётных строений.

Сообщение ставит перед собой следующие задачи.

1. Пояснение и обоснование новых положений, расчётных схем и формул со ссылками на соответствующие исследования, послужившие основанием для того или иного изменения в технических условиях. Такие обоснования имеют особое значение в связи с тем, что многие нововведения в ТУПМ-56 и «Дополнениях» были приняты в результате оживлённых дискуссий.

2. Изложение в принципиальной форме некоторых способов расчёта, позволяющих осуществить учёт совместной работы элементов металлических пролётных строений. Освещаются и поясняются способы учёта жёсткости узлов решётчатых главных ферм, расчёта решётчатых комбинированных ферм, учёта совместной работы проезжей части, главных ферм и связей. Этот материал может быть использован проектировщиками в качестве пособия при выполнении расчётов согласно «Дополнениям» или ТУПМ-56.

Замечания и вопросы по сообщению просьба направлять по адресу: ст. Лосиноостровская, Северной железной дороги, Всесоюзный научно-исследовательский институт транспортного строительства, Информационно-издательский отдел.

*Директор института Член-корреспондент
Академии строительства и архитектуры СССР
С. БРЫКИН*

§ 1. ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Понятие предельного состояния. Под предельным понимается такое состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

Понятие «предельное состояние», получившее современную трактовку лишь в последние годы, является в настоящее время основным в теории и практике инженерных расчётов, выполняемых при проектировании всех строительных конструкций.

Применительно к мостовым конструкциям все предельные состояния, используемые в расчётах, могут быть разбиты на следующие две группы *):

а) предельные состояния, вызывающие нарушение эксплуатации по причине выхода сооружения из строя вследствие появления пластических деформаций, усталостных трещин, потери устойчивости и т. д. (первые предельные состояния);

б) предельные состояния, связанные с появлением затруднений для нормальной эксплуатации, вызванных общими деформациями или колебаниями (вторые предельные состояния) или местными повреждениями (третьи предельные состояния).

Для стальных конструкций пролётных строений наибольшее значение имеют в настоящее время расчёты по первым предельным состояниям, так как рационально запроектированные пролётные строения, удовлетворяющие этим расчётам, как правило, удовлетворяют и расчётам по вторым предельным состояниям. Расчёты же по третьим предельным состояниям для стальных конструкций в настоящее время практически не применяются (либо условно относятся к расчётам по первым предельным состояниям). Кроме того количественные критерии второго и особенно третьего предельного состояния в меньшей степени обоснованы и разработаны, чем критерии первого предельного состояния.

В представленной работе рассматриваются только расчёты по первым предельным состояниям. Эти расчёты выполняются в настоящее время в форме проверки напряжений, а в некоторых случаях — в форме проверки усилий и моментов.

*) Н. Б. Лялин и Н. Н. Стрелецкий. Основы расчёта мостов по предельным состояниям, Труды ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования, выпуск 16, 1955.

Однако не величина напряжения, усилия или момента является тем фактором, от которого непосредственно зависит возможность эксплуатации моста. Нарушение эксплуатации мостовой конструкции под влиянием силовых воздействий может произойти только в связи с деформациями, повреждениями или перемещениями всей конструкции в целом или ее частей. Если термин «деформация» понимать в широком смысле слова, как всякое изменение форм и размеров в сооружении, включая в это понятие и остаточные деформации, и появление трещин, и разрушение, то станет ясным, что не только вторые, но и первые и третьи предельные состояния определяются в конечном счете именно деформациями.

Проверка напряжений используется как способ расчёта вследствие того, что ограничение напряжений некоторыми пределами гарантирует от появления значительных остаточных деформаций, трещин или разрушения и потому, что способы вычисления напряжений в упругой стадии работы конструкции лучше разработаны и проще осуществляются, нежели непосредственное вычисление деформаций в предельном состоянии.

В «Дополнениях» и в ТУПМ-56 принято, что предельное состояние пролетного строения совпадает, как правило, с достижением предельного состояния хотя бы одним из его элементов или соединений.

Для мостовых конструкций не предусматриваются расчёты статически неопределимых систем по теории предельного равновесия—с учетом последовательного выхода нескольких элементов или соединений из работы и с расчётом соответствующих «последних схем». Это обосновано соответствующими исследованиями, показывающими, что выход из работы уже первой ответственной связи приводит обычно к значительным деформациям, нарушающим эксплуатацию.

Некоторые из первых предельных состояний металлических пролетных строений могут быть не связаны с предельными состояниями их элементов, например, предельное состояние потери устойчивости против опрокидывания.

Физические критерии первых предельных состояний. Критерием достижения предельного состояния в элементе стальной конструкции пролетного строения может быть одно из следующих физических явлений:

развитие существенных пластических деформаций;
потеря устойчивости в упругой стадии работы;

разрушение стали (разрыв, срез или появление трещин).

Наиболее часто встречающимся в расчётной практике случаем предельного состояния для стального элемента является развитие существенных с точки зрения эксплуатации пластических деформаций. Именно этот вид предельного состояния имеется в виду в большинстве расчётов стальных конструкций, именуемых расчётами на прочность. Такое наименование не является строгим, так как под потерей прочности правильнее понимать не развитие пла-

стических деформаций, а другое физическое явление—разрушение стали. Тем не менее употребительность термина «расчёт на прочность» заставила применить его в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 к расчётам, гарантирующим от развития существенных пластических деформаций в тех случаях, когда развитие их не связано с потерей устойчивости.

Незначительные местные пластические деформации в конструкциях металлических пролетных строений появляются, как известно, на весьма низкой степени эксплуатационного нагружения, например, в заклепочных соединениях, в местах концентрации напряжений от нагрузки, в местах наличия собственных (уравновешенных внутри конструкции) остаточных напряжений и т. д. С увеличением нагрузки в конструкции продолжают развиваться сначала местные, а потом и общие пластические деформации. Необходимо при этом подчеркнуть, что провести резкую границу между местными и общими пластическими деформациями не представляется возможным.

Таким образом задача расчёта на прочность состоит не в том, чтобы избежать полностью появления каких бы то ни было пластических деформаций (эта задача практически невыполнима), а в том, чтобы ограничить их развитие величинами, отвечающими эксплуатационным требованиям.

В отношении расчетов на устойчивость необходимо отметить, что потеря устойчивости элементом в упругой стадии работы в реальных стальных конструкциях пролетных строений оказывается возможной только в очень редких случаях. Для идеальных центрально-сжатых стержней потеря устойчивости в упругой стадии работы может произойти при гибкостях больших 105 для Ст. 3 и 90 для стали ИЛ2, а для реальных внецентренно-сжатых и сжато-изогнутых стержней—при еще больших гибкостях. В подавляющем же большинстве случаев потеря устойчивости может произойти только после развития пластических деформаций в сжатом, сжато-изогнутом или изгибаемом элементе. Таким образом, в большинстве расчётов на устойчивость, как и в расчётах на прочность, имеются в виду предельные состояния, связанные с одним и тем же физическим явлением—развитием существенных пластических деформаций.

Необходимость ограничить развитие пластических деформаций с помощью расчётов на прочность и устойчивость определяется требованием предупреждения полного использования несущей способности, сохранения качеств конструкции и, наконец, требованием сохранения качества стали, ухудшающегося при значительных, особенно повторных, пластических деформациях, что при некоторых условиях может привести и к ее разрушению.

Общность предельных состояний в расчётах на прочность и на устойчивость не означает, конечно, их идентичности. В расчётах на устойчивость за предельное состояние принимается полное исчерпание несущей способности элемента, происходящее при дости-

жении нагрузки критического значения; в большинстве же расчётов на прочность за предельное принимается только такое состояние, при котором пластические деформации начинают развиваться за счет наступления текучести настолько интенсивно, что элемент перестает отвечать эксплуатационным требованиям, хотя и не теряет окончательно несущей способности (например, за счет наличия стадии самоупрочнения).

Расчёты на устойчивость ведутся по сечению «брутто», а расчёты на прочность — по сечению «нетто».

В «Дополнениях» и в ТУПМ-56 за физический критерий предельного состояния по прочности принято не появление пластических деформаций вообще, а начало интенсивного развития текучести *).

Это обусловило назначение в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 для изгибаемых элементов и элементов, работающих на совместное действие изгиба и осевой силы, несколько более высокого, по сравнению с прежней практикой, расчетного предельного состояния по прочности, но существенно более низкого, чем достижение шарнира пластичности. Принять за предельное состояние появление шарнира пластичности было бы неправильным, так как существенные пластические деформации, несовместимые с эксплуатационными требованиями для металлических пролетных строений, появляются при заметно меньших нагрузках, чем шарнир пластичности.

За предельное состояние по устойчивости во всех действующих технических условиях на расчет стальных конструкций принимается полная потеря несущей способности. Причиной этого является особый характер развития деформаций при потере устойчивости; например, во внецентренно-сжатом стержне пластические деформации продольно-поперечного изгиба, вызывающие искривление элемента, могут развиваться сравнительно рано. Однако существенные продольные деформации укорочения элемента (его хорды) незначительны вплоть до исчерпания несущей способности и быстро увеличиваются после потери устойчивости.

Работа пролетных строений имеет две специфических особенности — кратковременность (динамичность) максимальных силовых воздействий и многократная повторяемость силовых воздействий.

Известно, что предел текучести стали при однократном динамическом приложении нагрузки существенно повышается, пластические деформации не успевают развиваться. Однако экспериментальные исследования, в частности исследования, проведенные в ЦНИИС канд. техн. наук Л. П. Шелестенко, показали, что при многократном приложении кратковременных (динамических) нагрузок текучесть, а в соответствующих случаях и потеря устойчивости, проявляются практически при тех же величинах, воздействия

* Для сталей, не имеющих площадки текучести, это развитие пластических деформаций отвечает условному пределу текучести, принимаемому при относительном удлинении 0,2⁰/₀.

что и при однократном приложении статической нагрузки. В соответствии с этим в «Дополнениях» и в новых ТУМП предельные состояния, связанные с развитием пластических деформаций, приняты одинаковыми для конструкций, работающих на статические и на динамические нагрузки.

Многократная повторяемость загружений оказывает первостепенное влияние на предельные состояния, связанные прежде всего с разрушением стали (трещинообразованием).

Причины появления в стали трещин под нагрузкой весьма многообразны и недостаточно изучены. Существуют два основных вида трещин — хрупкие и усталостные. Появление хрупких трещин предупреждается проверкой ударной вязкости стали при приемочных испытаниях металла и ограничением развития пластических деформаций под нагрузкой во избежание существенного наклепа стали. От появления же усталостных трещин конструкция должна обеспечиваться при проектировании конструктивно-технологическими мероприятиями и специальным расчетом на выносливость, особо регламентируемым «Дополнениями» и ТУПМ-56.

Разделение двух совершенно различных видов предельного состояния — появления усталостной трещины и развития существенных пластических деформаций — является нововведением, давно назревшим и весьма важным с практической точки зрения. Как известно, в ТУПМ-47 даже не содержалось прямого указания о том, что коэффициенты уменьшения допускаемого напряжения φ и γ не должны учитываться совместно.

Расчёт на выносливость, в отличие от расчётов на прочность и на устойчивость, строится таким образом, чтобы возможно более точно выявить напряжения, возникающие в сечении элемента в упругой стадии его работы. В расчётах на выносливость пластические деформации не принимаются во внимание; это обуславливает необходимость использования в отдельных случаях различных расчетных схем и формул для расчетов элементов на выносливость и на прочность. Кроме того, по методу расчётных предельных состояний (в соответствии с ТУПМ-56) эти расчёты выполняются и на различные нагрузки: расчёты на выносливость — на нормативные нагрузки, а расчёты на прочность и устойчивость — на нагрузки с коэффициентами перегрузки.

Процесс отделения расчётов на выносливость от расчётов на прочность в настоящее время ни в коей мере нельзя признать законченным. Если при расчёте получается коэффициент $\gamma = 1$, нет полной уверенности в том, что опасным является предельное состояние по прочности, а не по выносливости (особенно при наличии дополнительных напряжений).

Повторность загружений должна, повидимому, найти специфическое отражение и в некоторых предельных состояниях, связанных с развитием существенных пластических деформаций. Канд. техн. наук Л. П. Шелестенко показал в выполненных им в ЦНИИС экспериментальных исследованиях внецентренно-сжатых стержней,

что приложение несколько раз одной и той же нагрузки, безопасной при приложении ее один раз, способно в определенных условиях привести в конечном счёте к потере устойчивости. Однако в связи с ограниченностью имеющихся данных этот вопрос не нашёл еще нормативного отражения.

Предельные и допускаемые состояния. Каждое предельное состояние элементов металлических пролётных строений связано с определённым физическим явлением, недопустимость которого определяется эксплуатационными требованиями. При достижении же допускаемого состояния (например, допускаемого напряжения) в конструкции не происходит каких-либо физических изменений, и некоторый переход за допускаемое состояние никак не отражается на эксплуатации. Допускаемое состояние определяется величиной запасов по отношению к предельному состоянию в виде общего коэффициента запаса или системы расчётных коэффициентов, которые назначают для обеспечения гарантии от наступления предельного состояния при эксплуатации, так как действительность может оказаться отличающейся в невыгодную сторону от расчётных предположений.

Из изложенной трактовки допускаемого состояния следует, что для обоснованного обеспечения конструкции от наступления предельного состояния весь расчёт должен соответствовать не допускаемому состоянию, а предельному состоянию конструкции. Для идеальной, полностью линейно-деформируемой конструкции, вообще говоря, безразлично, какое состояние рассматривать — допускаемое или предельное. Однако это имеет большое значение для всех реальных стальных конструкций, как содержащих нелинейно-деформируемые элементы (например, элементы, работающие на совместное действие осевой силы или изгиба). Особенно существенно это для комплексных конструкций, имеющих неметаллические элементы из материала, не подчиняющегося закону Гука, а также для стальных конструкций со значительной нелинейностью общих деформаций (например, для деформативных арочных и висячих мостов).

Согласно прежним техническим условиям, в частности ТУПМ-47, расчёты строились в большинстве случаев на рассмотрении допускаемых состояний*). «Дополнения» и ТУПМ-56, напротив, исходят из рассмотрения в расчётах предельных состояний, с принятием их физических критериев согласно вышеизложенному.

Однако методы расчёта в «Дополнениях» и ТУПМ-56 различны. В «Дополнениях» использована прежняя форма методики допускаемых напряжений, коэффициент запаса оставлен общим, понятие допускаемого напряжения сохранено, термин «предельное состояние» непосредственно не введён. Расчёты, отвечающие пер-

*) В отдельных случаях рассматривалось предельное состояние, однако в соответствии с теорией разрушающих нагрузок принималось, что оно вызывается нагрузками, увеличенными по отношению к допускаемым на полную величину общего коэффициента запаса (см. стр. 42).

вым предельным состоянием, ведутся согласно «Дополнениям», как и согласно ТУПМ-47, путём вычисления напряжений от нормативных нагрузок и сравнения вычисленных напряжений с допускаемыми. Принципиальное отличие расчётов по «Дополнениям» от прежних расчётов, основанных на рассмотрении допускаемого состояния, проявляется в тех случаях, когда учитывается нелинейность работы конструкции в упругой стадии, развитие пластических деформаций до наступления предельного состояния и т. д. Вычисленные согласно «Дополнениям» напряжения не всегда равны напряжениям, возникающим в линейно-деформируемой упругой конструкции от нормативных нагрузок, однако всегда выдерживается определённая величина запаса по отношению к предельному состоянию.

В ТУПМ-56 использована современная методика расчёта по предельным состояниям, в соответствии со Строительными нормами и правилами, при этом вместо общего коэффициента запаса принята система расчётных коэффициентов, понятие допускаемого напряжения устранено. Расчёт по первым предельным состояниям ведётся на нагрузки, установленные с учётом реальной изменчивости только самих нагрузок и отвечающие предельным состояниям. Однако и в ТУПМ-56, в отличие от Строительных норм и правил, расчёт ведётся не в форме проверки усилий и моментов, а в форме проверки напряжений. Следует отметить, что это отличие (не имея принципиального значения) создаёт значительные удобства для проектировщиков.

Расчётный аппарат как в «Дополнениях», так и в ТУПМ-56 принят соответствующим упругой стадии работы, практически расчётный аппарат в обоих документах одинаков. Учет появления пластических деформаций в предельном состоянии производится приближенно, с помощью поправочных коэффициентов.

§ 2. УЧЕТ СОВМЕСТНОЙ РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ И ПРОВЕРКА ДОПОЛНИТЕЛЬНЫХ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЯХ

Общие положения. Металлические пролетные строения являются сложными пространственными конструкциями, в которых все элементы работают совместно. Расчетные схемы пролетного строения, как известно, не являются точным отображением сооружения. Стремление достигнуть возможно большего соответствия между действительной работой и расчетом всегда являлось одним из основных моментов в развитии методов расчета.

В настоящее время для развития конструктивных форм характерно стремление обеспечить наиболее рациональную совместную работу элементов пролетного строения как единого целого, с частичным совмещением функций отдельных элементов. Поэтому задача более полного учета совместной работы элементов пролетного строения является сейчас особенно актуальной.

Решение этой задачи в определенной степени подготовлено теоретическими исследованиями, базирующимися на экспериментах и на современной строительной механике, а также разработкой приближенных методов расчета, дающих незначительные расхождения с точными методами.

Установление современного понимания предельного состояния и уточнение расчетных запасов (особенно при принятии системы расчетных коэффициентов взамен общего коэффициента запаса) дает возможность практически использовать повышенную точность расчета, получаемую при учете совместной работы элементов пролетного строения.

В соответствии с этим в «Дополнения» и в ТУПМ-56 включены указания по учету совместной работы проезжей части и продольных связей с поясами главных ферм, элементов замкнутых поперечных рам пролетных строений, элементов решетчатых главных ферм.

Учет совместной работы элементов пролетного строения, выполняемый с помощью «упругого» расчетного аппарата, приводит, естественно, не только к выявлению разгрузки отдельных элементов, но также и к увеличению вычисляемых напряжений в других элементах. Вопрос о дифференцированном отношении к этим напряжениям имеет первостепенное значение для предотвращения необоснованных утяжелений конструкции.

До настоящего времени существование расчета заключалось, преимущественно, в простом сравнении вычисленных для упругой конструкции напряжений с допускаемыми; под дополнительными и местными напряжениями подразумевались все напряжения, не учитываемые в обычных расчетных схемах. В случаях, когда для расчета принималась уточненная расчетная схема, с помощью которой выявлялись дополнительные напряжения, считалось возможным некоторое повышение допускаемых напряжений, т. е. уменьшение коэффициента запаса. Это соответствовало прежним воззрениям на коэффициент запаса, как на коэффициент незнания.

В современном же понимании расчетные запасы учитывают реальную изменчивость действительных нагрузок, характеристик материалов, размеров конструкций (за счет допусков) и т. д., т. е. возможность их случайных отступлений в невыгодную сторону от нормативных величин, принимаемых в расчете. Необходимость введения особых запасов на незнание действительной работы конструкции постепенно отпадает по мере роста наших познаний о ее работе. В необходимых случаях вместо них могут использоваться поправочные коэффициенты, учитывающие приближенность расчета, однако эти коэффициенты, обоснованные соответствующими исследованиями, не являются уже по существу компонентами запаса в современном его понимании, так как несоответствия между расчетной схемой и действительной конструкцией имеют не случайный, а систематический характер.

В свете современных воззрений на существование расчетных запасов и в связи с необходимостью рассмотрения в расчетах предельного (а не допускаемого) состояния, под дополнительными напряжениями теперь следует понимать такие, которые по сравнению с основными напряжениями оказывают пониженное влияние на переход конструкции в предельное состояние.

Применительно к расчету на прочность к дополнительным должны быть отнесены такие напряжения, которые, будучи вызваны перемещениями по направлениям избыточных (лишних) статических связей, могут при увеличении привести только к местным пластическим деформациям, но не могут вызвать сколько-нибудь существенной общей пластической деформации сооружения или его части. Местная пластическая деформация, при значительном ее развитии, также может привести конструкцию в предельное состояние, поэтому полное игнорирование дополнительных напряжений в расчетах на прочность было бы неправильным.

В «Дополнениях» и в ТУПМ-56 расчет на прочность при наличии существенных дополнительных напряжений предлагается выполнять дважды:

1. Без учета дополнительных напряжений.

2. С учетом дополнительных напряжений, но с введением либо понижающего коэффициента $\frac{1}{m_2}$ к вычисленной величине полного напряжения (по ТУПМ-56), либо с условным увеличением допускаемого напряжения на величину коэффициента m_2 (по «Дополнениям»). Увеличение допускаемого напряжения вызвано не столько «большой точностью» расчета, сколько пониженным влиянием дополнительных напряжений на переход конструкции в предельное состояние.

Второй расчет, выполняемый, так же как и первый, с использованием «упругого» расчетного аппарата, является весьма условным. Фактически этим расчетом не проверяется величина напряжения, а ограничивается развитие местной пластической деформации в предельном состоянии.

Наличие избыточных статических связей в конструкции оказывает, как правило, разгружающее влияние на ее основные элементы, в чем и проявляется положительная сторона совместной работы элементов пролетного строения, позволяющая сделать его более экономичным. Появление местных пластических деформаций в избыточных связях обычно незначительно уменьшает разгрузку или основных элементов. Правила учета разгрузки основных элементов избыточными связями регламентируются «Дополнениями» и ТУПМ-56 наряду с правилами учета дополнительных напряжений.

Напряжения, являющиеся дополнительными в расчетах на прочность, могут оказывать первостепенное влияние на переход конструкции в предельное состояние по устойчивости или по выносливости, т. е. не являться дополнительными в этих расчетах. Однако для упрощения терминологии мы будем, в соответствии с

«Дополнениями» и ТУПМ-56, именовать во всех расчетах дополнительными те напряжения, которые являются таковыми в расчетах на прочность.

Наличие дополнительных напряжений изгиба непосредственно сказывается на устойчивости сжатых элементов, поскольку эти напряжения отражаются на эксцентриситетах сжимающей силы. Соответственно, если дополнительные напряжения учитываются в расчетах на общую устойчивость, коэффициенты m_2 не вводятся.

Во многих случаях «Дополнения» и проект новых ТУПМ рекомендуют вообще не учитывать дополнительных напряжений в расчетах на устойчивость. Основанием к этому являются следующие обстоятельства:

а) в определенной степени наличие дополнительных напряжений покрывается величинами случайных эксцентриситетов, вводимых в коэффициенты φ ;

б) дополнительные напряжения изгиба в средней части элемента, в наибольшей степени определяющей условия его устойчивости, оказываются обычно небольшими;

в) в ряде случаев неучет дополнительных напряжений, возникающих от защемлений элемента по концам, оправдывается принятием свободной длины элемента, как для шарнирно-опертого стержня.

Расчеты на выносливость, гарантирующие от предельного состояния, непосредственно связанного с величинами напряжений в упругой стадии работы, должны выполняться с учетом дополнительных напряжений без введения коэффициента m_2 .

К этому положению в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 введены некоторые исключения, которые будут освещены ниже.

В случаях, когда особенности конструкции таковы, что величины дополнительных напряжений заведомо незначительны, разрешается эти напряжения, с целью упрощения, не учитывать в расчетах на прочность, на устойчивость и на выносливость, что делалось и раньше.

Жесткость узлов решетчатых главных ферм. Согласно «Дополнениям» и ТУПМ-56 учет жесткости узлов является обязательным в следующих случаях:

а) в расчетах на выносливость цельносварных пролетных строений (ввиду того, что сварные узловые соединения обладают значительной жесткостью, а выявление действительного характера распределения напряжений в упругой стадии работы особенно важно в расчетах на выносливость, весьма ответственных при проектировании сварных пролетных строений);

б) в расчетах на прочность, устойчивость и выносливость всех решетчатых пролетных строений в случае большой относительной жесткости элементов (при которой дополнительные напряжения от жесткости узлов достигают значительной величины).

За критерий относительной жесткости элементов, превышение которой требует учета жесткости узлов, принято отношение высоты

сечения к длине элемента $1/10$. Критерий этот, существовавший и раньше в расчетной практике, необходимо в дальнейшем уточнить.

Для упрощения расчета с учетом жесткости узлов клепаемые соединения условно принимаются абсолютно-жесткими, как и сварные. Однако, учитывая действительную податливость заклепочных соединений в предельном состоянии, расчет самих заклепочных соединений разрешается условно производить без учета изгибающих моментов от жесткости узлов, независимо от отношения высот сечений элементов к их длинам.

Величина коэффициента m_2 , вводимого в расчеты на прочность с учетом дополнительных напряжений от жесткости узлов, принята в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 равной 1,20. Значение $m_2 = 1,20$ получено с учетом имеющихся данных по действительной работе ферм с современными схемами решетчатых и по опыту эксплуатации пролетных строений, запроектированных под обрабатываемые нагрузки при повышенных допускаемых напряжениях.

Осевые усилия в элементах решетчатых ферм разрешается принимать с учетом разгружающего влияния жесткости узлов, соответствующего упругой работе конструкции. Некоторое уменьшение этого разгружающего влияния при появлении в предельном состоянии местных пластических деформаций в некоторых узлах может не учитываться.

В расчетах на устойчивость и на выносливость напряжения от жесткости узлов не рассматриваются как дополнительные, и при учете этих напряжений коэффициент m_2 не вводится. Однако в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 содержится исключение из этого положения, оговаривающее введение коэффициента $m_2 = 1,20$, и в расчеты на выносливость в том случае, когда напряжения от жесткости узлов учитываются при отношении высот сечений элементов к их длинам, меньшем $1/10$. Это исключение введено впредь до более детального изучения влияния жесткости узлов на выносливость во избежание утяжеления вновь проектируемых пролетных строений по сравнению с существующими.

В отношении расчетного аппарата для учета жесткости узлов в решетчатых фермах в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 содержится указание на возможность использования приближенных методов расчета и, в частности, на возможность вычисления при учете жесткости узлов осевых усилий в элементах по шарнирной расчетной схеме.

Методика учета жесткости узлов неоднократно излагалась в литературе. Здесь следует отметить прежде всего книгу канд. техн. наук М. Е. Писицына «К вопросу о грузоподъемности железнодорожных мостов» (1949), в которой изложен практически точный способ расчета, основанный на некоторых упрощениях в использовании метода деформаций для решения статически неопределимой задачи.

Главная особенность метода М. Е. Писицына состоит в том, что линейные перемещения и осевые усилия в ферме с жесткими

узлами первоначально полагаются равными линейным перемещениям и осевым усилиям в ферме с шарнирными узлами, и основная система образуется добавлением связей, препятствующих поворотам узлов (рис. 1). Это позволяет существенно сократить систему канонических уравнений, которая теперь связывает только неизвестные углы поворота узлов. После такого приближенного решения статически неопределимой задачи вводится уточнение: все осевые усилия, прогибы и моменты от жесткости узлов умножаются на конструктивную поправку, учитывающую влияние жесткости узлов на линейные перемещения.

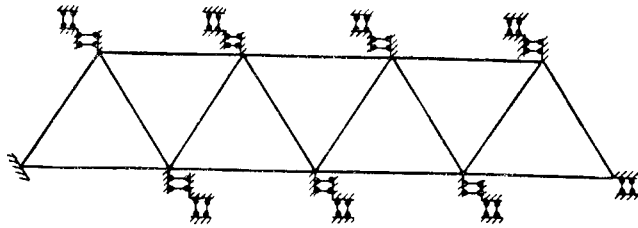


Рис. 1

Поскольку «Дополнениями» и ТУПМ-56 разрешается принимать осевые усилия по шарнирной расчетной схеме, в практические расчеты конструктивная поправка может не вводиться (что идет в запас).

Метод М. Е. Писицына удобен для определения всех изгибающих моментов от жесткости узлов в ферме, нагруженной неизменной (например, равномерно-распределенной) нагрузкой. Этим методом можно построить также линии влияния изгибающих моментов от жесткости узлов, но построение это является довольно трудоемким. По исследованиям М. Е. Писицына погрешности в величине максимальных полных напряжений за счет вычисления напряжений от жесткости узлов при загрузении всего пролета эквивалентной нагрузкой для середины пролета получаются небольшими (в пределах 2—5%) даже для раскосов, имеющих двузачные линии влияния осевых усилий. Однако для определения амплитуд напряжений, необходимых теперь для расчетов на выносливость с учетом жесткости узлов, требуется построить линии влияния изгибающих моментов от жесткости узлов (используемые также для построения линий влияния ядровых моментов). Поэтому приближенные способы построения этих линий влияния без решения системы канонических уравнений приобретают особый интерес и могут быть рекомендованы для использования при учете жесткости узлов во всех расчетах.

Одним из них является сравнительно мало известный способ, предложенный в Швейцарии и усовершенствованный Киевским Мостопытательным бюро ЦНИУ НКПС еще в 20 годах. Этот способ расчета также основан на применении метода деформаций.

Для ферм с простой треугольной или раскосной решеткой основные предпосылки излагаемого метода заключаются в следующем:

а) линия влияния изгибающего момента в стержне m_i в узле m , выражаемая как сумма линий влияния трех углов поворота

$$л. в. M_{mi} = \frac{2EI}{l_{mi}} (2 л. в. \varphi_m + л. в. \varphi_i - 3 л. в. \psi_{mi}),$$

представляется в соответствии с принципом взаимности перемещений как сумма эпюр прогибов фермы от действия соответствующих моментов M_m , M_i и M_{mi} на узлы m и i и стержень mi фермы (рис. 2).

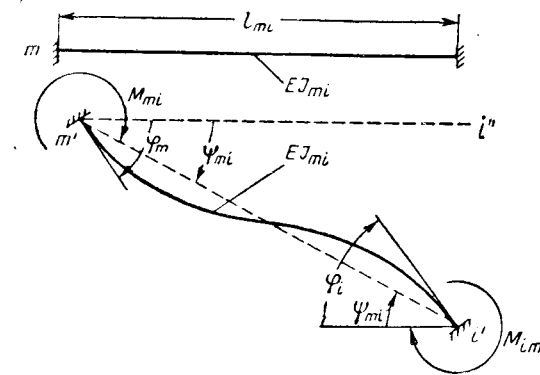


Рис. 2

б) при приложении момента M_m к узлу m жестким полагается только узел m , а при приложении момента M_i к узлу i — только узел i , все же остальные узлы фермы в обоих случаях полагаются шарнирными. При приложении момента M_{mi} к стержню mi все узлы фермы полагаются шарнирными.

в) при приложении момента M_m к узлу m и момента M_i к узлу i распределение моментов между стержнями, сходящимися в рассматриваемом узле, производится пропорционально их погонным жесткостям.

Практически построение л. в. M_{mi} выполняется согласно изложенному в соответствии с формулой

$$л. в. M_{mi} = эп. Y_{M_m} + эп. Y_{M_i} + эп. Y_{M_{mi}}.$$

Здесь:

$эп. Y_{M_m}$ — эпюра прогибов фермы от действия на узел m момента

$$M_m = \frac{4EI_{mi}}{l_{mi}} \text{ (рис. 3, а).}$$

эп. \mathcal{U}_{M_i} — эпюра прогибов фермы от действия на узел i момента

$$M_i = \frac{2EI_{mi}}{l_{mi}} \quad (\text{рис. 3,б}).$$

эп. $\mathcal{U}_{M_{mi}}$ — эпюра прогибов фермы от действия на стержень mi момента $M_{mi} = -\frac{6EI_{mi}}{l_{mi}} \quad (\text{рис. 3,в}).$

Действие момента M_m на жесткий узел m и момента M_i на жесткий узел i заменяется действием на стержни фермы с шарнирными узлами моментами \bar{M} , получаемых после распределения

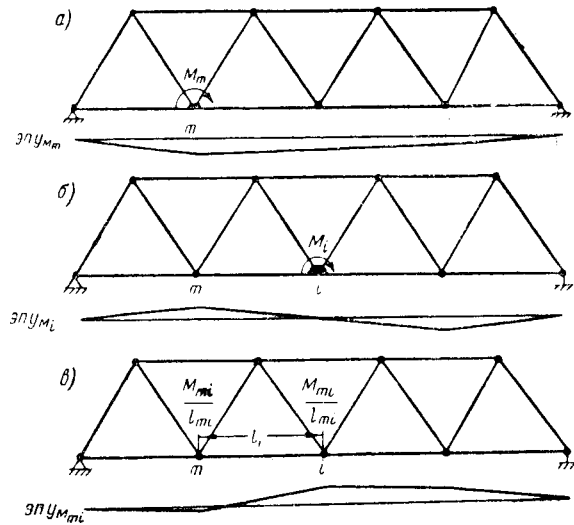


Рис. 3

моментов M_m и M_i между стержнями, сходящимися соответственно в узлах m и i .

При этом:

$$\bar{M}_{mi} = \frac{4EI_{mi}}{l_{mi}} \cdot \frac{j_{mi}}{\sum_j j_m};$$

$$\bar{M}_{mk} = \frac{4EI_{mi}}{l_{mi}} \cdot \frac{j_{mk}}{m};$$

$$\bar{M}_{im} = \frac{2EI_{mi}}{l_{mi}} \cdot \frac{j_{mi}}{i};$$

$$\bar{M}_{ik} = \frac{2EI_{mi}}{l_{mi}} \cdot \frac{j_{ik}}{i}.$$

Здесь $j = \frac{1}{I}$ — погонные моменты инерции стержней.

Буквами k обозначены все узлы, соседние с узлами m и i (рис. 4).

Действие момента \bar{M} на стержень эквивалентно приложению к узлам, ограничивающим стержень, двух противоположно направленных сил, перпендикулярных к стержню и равных $\frac{\bar{M}}{l}$

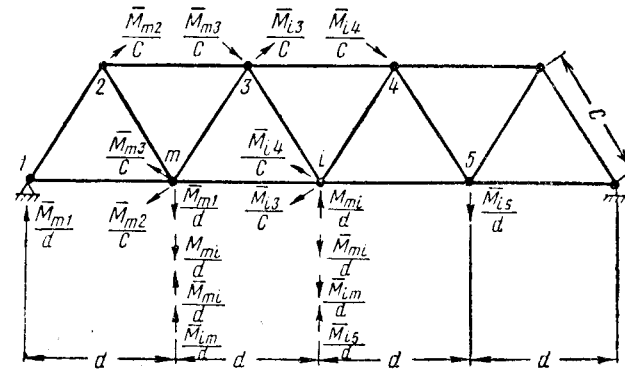


Рис. 4

В итоге построение линии влияния M_{mi} сводится к построению эпюры прогибов (по грузовому поясу) фермы с шарнирными узлами от уравновешенной системы сосредоточенных сил, приложенных к узлам (см. рис. 4).

Применительно к ферме с треугольной решеткой с дополнительными стойками и подвесками излагаемый метод содержит некоторые дополнительные предпосылки, заключающиеся в следующем:

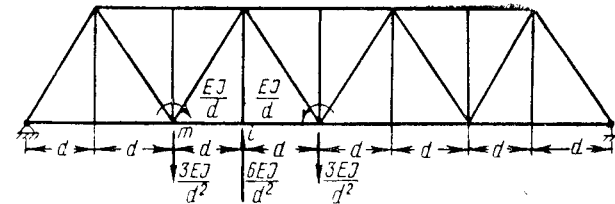


Рис. 5

а) Изгибной жесткостью дополнительных элементов пренебрегают ($i = 0$), что равносильно принятию прикреплений дополнительных элементов всегда шарнирными.

б) линия влияния изгибающего момента в поясе в дополнительном узле, л.в. M_i строится как алгебраическая полусумма линий влияния для сечений, расположенных непосредственно слева и справа от узла, построенных изложенным выше приближенным способом.

Практически л.в. M_i строится при этом как эпюра прогибов фермы, нагруженной согласно рис. 5. Предварительно необходимо распределить моменты, приложенные к основным узлам, между стержнями, сходящимися в этих узлах.

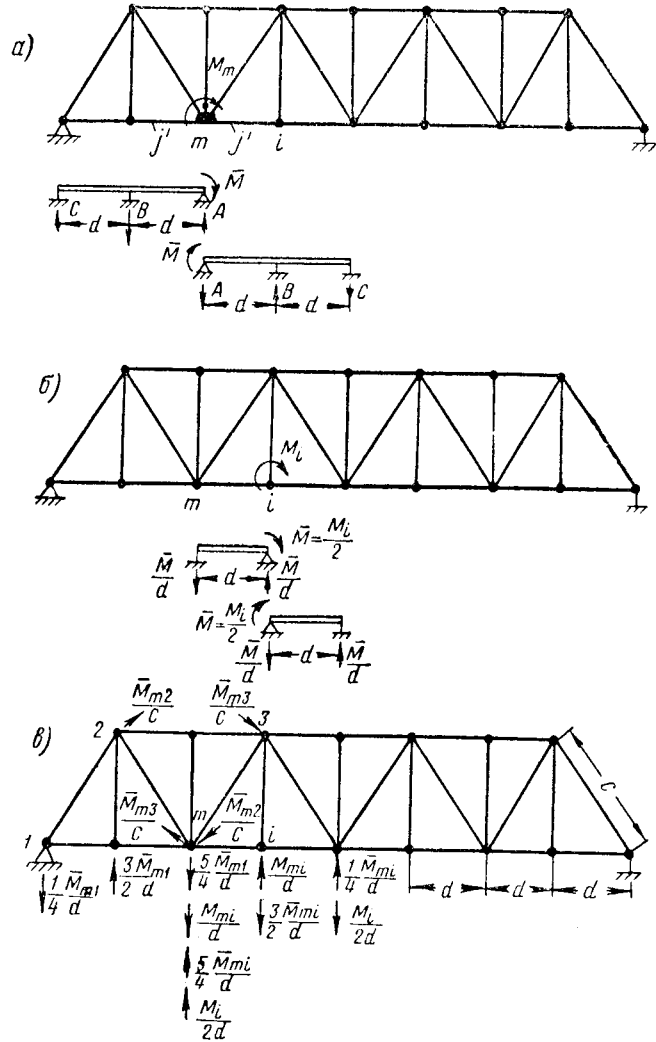


Рис. 6

в) При распределении момента M_m , приложенного к основному узлу, полагаем жестким (для построения л.в. M_{mi} , л.в. M_{mk} , л.в. M_{km} и л.в. M_i) элементы пояса рассматриваются как двухпролетные неразрезные балки (рис. 6,а). Соответственно погонная

жесткость элементов поясов принимается равной $j' = \frac{8}{7}j = \frac{8}{7} \frac{I}{d}$,

а действие на ферму каждого момента \bar{M} в элементе пояса, полученного после распределения момента M_m , заменяется действием не пары сил, а трех сил, соответствующих реакциям двухпролетной неразрезной балки, нагруженной моментом на конце.

При этом:

$$A = -\frac{5}{4} \frac{\bar{M}}{d};$$

$$B = +\frac{3}{2} \frac{\bar{M}}{d};$$

$$C = -\frac{1}{4} \frac{\bar{M}}{d};$$

где d — длина малой панели.

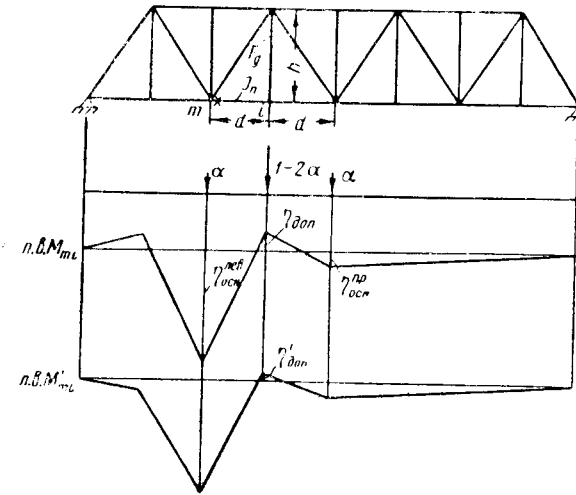


Рис. 7

Распределение момента M_i , приложенного к дополнительному узлу, полагаем жестким, (для построения л.в. M_{mi}) производится между правыми и левыми элементами поясов поровну (рис. 6,б).

Моменты $\bar{M} = \frac{M_i}{2}$ и M_{mi} заменяются парами сил с плечом, равным малой панели d .

На рис. 6,в показана уравновешенная система сил, принимаемая для построения линии влияния M_{mi} в ферме с жесткими узлами и треугольной решеткой с дополнительными стойками и подвесками.

г) Для всех линий влияния изгибающих моментов от жесткости узлов, после построения их как эпюр прогибов фермы с шарнирными узлами, уточняются ординаты в дополнительных узлах грузового пояса.

Уточнение состоит в приближенном учете частичной передачи (за счет жесткости пояса) местной нагрузки, действующей на дополнительный узел, на соседние основные узлы. Согласно рис. 7 принимается, что при действии на дополнительный узел нагрузки в виде сосредоточенной силы $P = 1$ на каждый из соседних основных узлов передается нагрузка αP , а в дополнительном элементе возникает осевое усилие $(1 - 2\alpha)P$, где

$$\alpha = \frac{1}{\frac{F_0 d^3}{6I_n h} + 2}$$

Соответственно уточненные ординаты линии влияния в дополнительных узлах вычисляются по формуле:

$$\eta_{доп} = \alpha \eta_{осн}^{лев} + (1 - 2\alpha) \cdot \eta_{доп} \cdot \alpha \cdot \eta_{осн}^{пр}$$

где η — ординаты предварительной л.в. M_{mi} (см. рис. 7). Ординаты линий влияния в основных узлах (η_0) оставляются без уточнения.

* * *

Рассмотрим вопросы учета жесткости узлов применительно к решетчатым комбинированным фермам, имеющим в уровне проезда жесткий пояс, с помощью которого осуществляется внеузловое восприятие временной вертикальной нагрузки.

Жесткость пояса, воспринимающего внеузловую нагрузку, является фактором, необходимым для неизменяемости системы. Поэтому напряжения изгиба, возникающие в таком поясе, оказывают первостепенное влияние на переход конструкции в предельное состояние по развитию пластических деформаций и должны рассматриваться в расчетах на прочность не как дополнительные, а как основные напряжения*).

В соответствии с этим «Дополнения» и ТУПМ-56 требуют учитывать напряжения изгиба в жестком поясе решетчатой комбинированной фермы всегда без введения коэффициента $m_2 = 1,20$.

Жесткость узлов грузового пояса решетчатой комбинированной фермы должна учитываться во всех расчетах всех элементов и соединений, как сварных, так и клепаных. Остальные узлы фермы (узлы по негрузовому поясу, узлы присоединения решетки к грузовому поясу и т. д.) в большинстве случаев могут приниматься в

*). Это же относится и к напряжениям изгиба в безраскосных фермах и в балках жесткости простых комбинированных ферм, не имеющих решетки (например, в виде балки, усиленной гибкой аркой или простым шпренгелем).

расчетной схеме шарнирными и только в отдельных случаях — тех же, которые оговорены для простых решетчатых ферм — должны приниматься жесткими.

В «Дополнениях» и ТУПМ-56 имеются некоторые изменения методов расчета решетчатых комбинированных ферм по сравнению с ТУПМ-47. Фермы с внеузловой нагрузкой должны в общем случае рассчитываться как комбинированные системы. Имевшееся в ТУПМ-47 указание принимать изгибающие моменты в грузовом поясе от внеузловой нагрузки равными $\pm 0,6$ от момента в простой разрезной балке (с пролетом, равным длине панели)*) оставлено только для ферм с отношением высоты грузового пояса к вы-

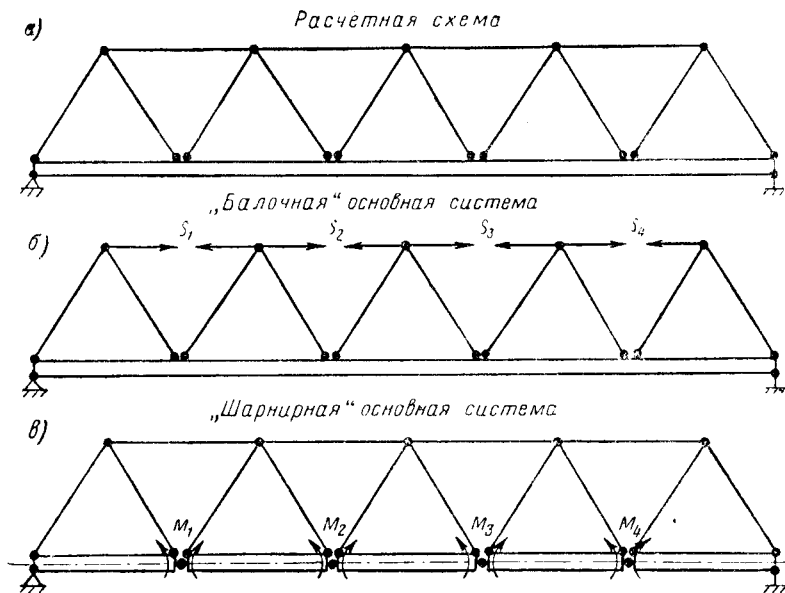


Рис. 8

соте фермы менее $1/10$ и при длине панели, меньшей 3 м. Динамический коэффициент при расчете жесткого пояса решетчатой комбинированной фермы принимается теперь в зависимости от длины всего пролета фермы. Эта рекомендация нуждается в уточнении, однако имеющиеся данные о характере колебаний жесткого пояса подтверждают большую ее правильность по сравнению с практиковавшимся ранее отдельным вычислением динамического коэффициента для осевого усилия (по длине пролета фермы) и для изгибающего момента (по длине панели).

В то время, как для решения статически неопределимой задачи по учету жесткости всех узлов решетчатой фермы был раци-

*). А. И. Виноградов, Расчет верхних поясов на местный изгиб, НИИПути и строительства НКПС, 1938.

онален метод деформаций, для расчета решетчатой комбинированной фермы при расчетной схеме согласно рис. 8,а (с принятием всех узлов, кроме узлов жесткого пояса, шарнирными) более рационален метод сил. Целесообразные типы основных систем показаны на рис. 8,б и 8,в.

В «Дополнениях» и в ТУПМ-56 разрешается использование приближенных методов решения статически неопределимой задачи для решетчатых комбинированных ферм, в частности, методов, основанных на учете жесткости только одного данного узла грузового пояса при построении для этого узла линии влияния изгибающего момента. Такой метод, связанный с применением шарнирной основной системы, известен в литературе как метод «одиночного момента» *).

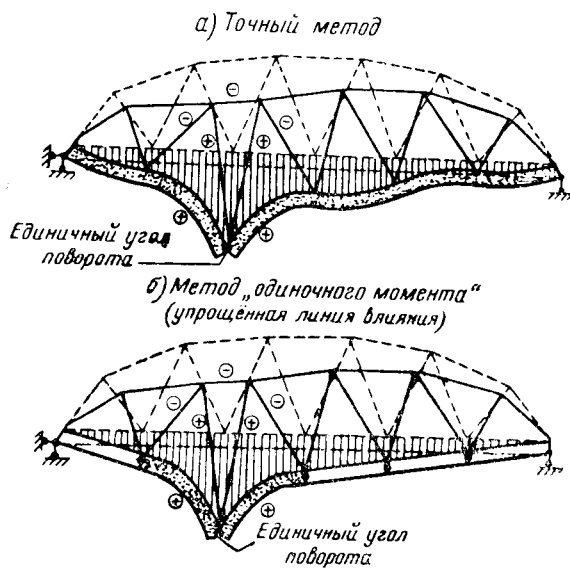


Рис. 9

Кинематически линию влияния изгибающего момента в сечении m грузового пояса можно представить как линию прогибов фермы от единичного угла взаимного поворота смежных сечений, приложенного в единственном шарнире, помещенном в сечении m (рис. 9,а). Однако эта линия прогибов достаточно близка к линии прогибов от такого же воздействия на основную систему, в которой шарниры помещены во всех узлах грузового пояса (рис. 9,б). Это справедливо, если жесткость грузового пояса весьма мала по сравнению с жесткостью всей фермы, (что практически всегда

*). Н. Н. Стрелецкий, Решетчатые комбинированные системы мостов, Дориздат, 1953.

имеет место) и если шарниры в основной системе расположены точно по оси сечения грузового пояса.

Наибольшие погрешности между рассматриваемыми двумя линиями прогибов получаются на прилегающих к узлу m панелях. Эти расхождения можно в значительной степени устранить, если приближенно учесть защемление этих панелей в узлах, соседних

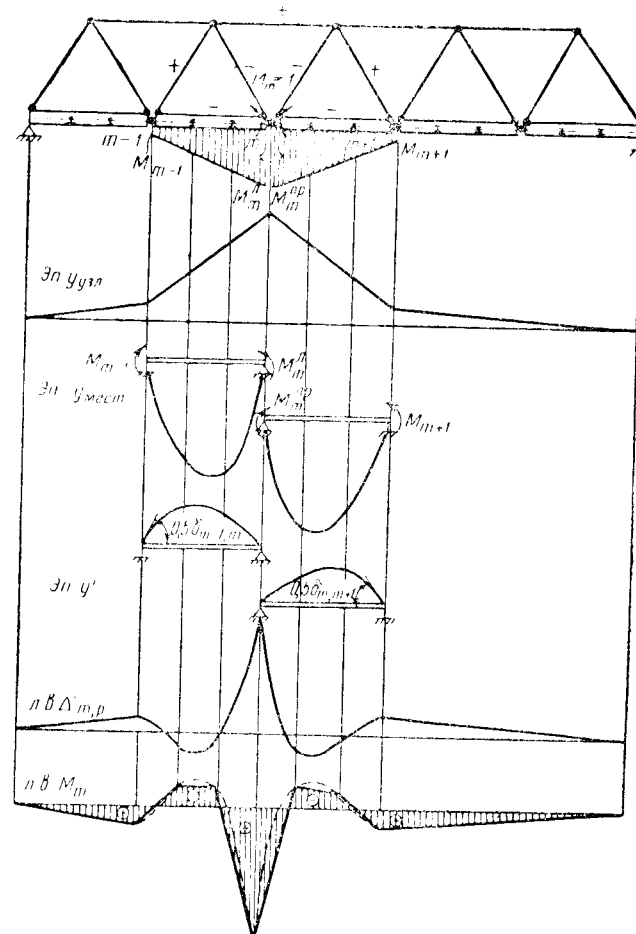


Рис. 10

с узлом m . Такая скорректированная линия прогибов основной системы от единичного угла поворота смежных сечений в узле m принимается в методе «одиночного момента» за линию влияния изгибающего момента M_m . Это позволяет существенно упростить расчет, в частности избежать решения системы трехчленных канонических уравнений, присущих точному решению статически неопределимой задачи.

В соответствии с изложенным л.в. M_m вычисляется в методе «одиночного момента» по следующей формуле (рис. 10).

$$л.в. M_m = -\frac{1}{\delta_{mm}} \cdot л.в. \Delta'_{mp} = -\frac{1}{\delta_{mm}} (эп. V_{узд} + эп. V_{мест} + эп. V').$$

Здесь:

$\delta_{m,m}$ — основное перемещение, равное взаимному углу поворота смежных сечений в узле m основной системы от действия на нее $M_m = 1$.

л.в. Δ'_{mp} — скорректированная линия влияния грузового перемещения, отличающаяся от линии прогибов основной системы под действием $M_m = 1$ приближенным учетом защемлений прилегающих к узлу m панелей в узлах, соседних с узлом m ,

эп. $V_{узд}$ — эпюра прогибов узлов основной системы под действием $M_m = 1$,

эп. $V_{мест}$ — эпюры местных прогибов прилегающих к узлу m панелей, как простых балок, нагруженных опорными моментами, возникающими от действия на основную систему $M_m = 1$,

эп. V' — эпюры прогибов указанных панелей, как простых балок под действием углов поворота, приближенно учитывающих защемление панелей в узлах $m - 1$ и $m + 1$.

К панели $m - 1 \div m$ прикладывается угол поворота $0,5 \delta_{m-1,m}$, а к панели $m \div m + 1$ — угол поворота $0,5 \delta_{m,m+1}$ согласно рис. 10. При этом $\delta_{m-1,m}$ и $\delta_{m,m+1}$ — соответствующие побочные перемещения.

После построения линий влияния всех неизвестных изгибающих моментов в узлах грузового пояса обычным для метода сил порядком строятся все расчетные линии влияния — линии влияния осевых усилий в негрузовом поясе и в элементах решетки и линии влияния ядровых моментов и поперечных сил в жестком грузовом поясе.

Точность этого метода оказывается вполне достаточной для практических расчетов. Погрешности в наибольших ординатах расчетных линий влияния не превышают нескольких процентов, а в их площадях — составляют обычно всего доли процента.

Совместная работа главных ферм и проезжей части в вертикальной плоскости. Некоторые изменения вносятся «Дополнениями» и ТУПМ-56 в расчет балочной клетки проезжей части в вертикальной плоскости.

Для цельносварных пролетных строений, отличающихся повышенной жесткостью соединений, требуется расчет балочной клетки как статически неопределимой конструкции, с учетом упругой податливости опор. Соединения балок принимаются при этом жесткими.

Приближенные расчеты балочной клетки, основанные на рассмотрении разрезных балок, разрешаются теперь только для клепаных и клепано-сварных пролетных строений, что обосновано исследованиями, выполненными в ЦНИИС канд. техн. наук Ю. Л. Мельниковым. Эти исследования подтвердили, в частности, что влияние податливости заклепочных соединений в сочетании с влиянием вертикальной податливости опор в значительной степени компенсирует влияние неразрезности продольных балок.

Однако, определение опорных изгибающих моментов в продольных балках клепаных и клепано-сварных пролетных строений потребовалось несколько уточнить. Величины максимальных опорных моментов в продольных балках сильно зависят от того, одинакова или нет податливость упругих опор продольных балок по длине пролетного строения. При однородной (примерно одинаковой) податливости всех опор продольных балок (например, при присоединении всех поперечных балок к основным узлам главных ферм) максимальные опорные моменты в продольных балках оказываются меньше, чем при неоднородной (чередующейся) податливости опор (когда некоторые поперечные балки присоединяются к дополнительным узлам или к жесткому поясу решетчатой фермы вне узлов).

Основываясь на результатах исследования Ю. Л. Мельникова, «Дополнения» и ТУПМ-56 рекомендуют принимать опорный момент в первом случае равным $0,5 M_{разр}$, а во втором случае — $0,6 M_{разр}$. В этих цифрах учтена податливость заклепочных соединений, податливость поперечных балок как опор продольных балок, а также некоторая поправка к динамическому коэффициенту, который в действительности оказывается существенно меньше, чем при условном вычислении его по длине одной панели.

Напряжения в балках проезжей части от опорных изгибающих моментов рассматриваются во всех расчетах, в том числе и в расчетах на прочность, не как дополнительные, а как основные напряжения. Развитие пластических деформаций в опорном сечении продольной балки считается для мостовой конструкции предельным состоянием, поскольку оно, хотя и не означает потери неизменяемости, все же приводит к существенным общим остаточным деформациям балки.

* * *

«Дополнениями» и ТУПМ-56 вводятся уточнения в расчет поперечных рам пролетных строений, образуемых поперечными балками проезжей части, элементами решетки главных ферм и соответствующими элементами связей.

Для наиболее распространенного случая наличия вертикальных поперечных рам еще по ТУПМ-47 (см. § 114 ТУПМ-47) требовалось определение опорного изгибающего момента в поперечной балке как для элемента рамы. По «Дополнениям» и по ТУПМ-56

учет совместной работы элементов поперечной рамы требуется также и для определения соответствующих изгибающих моментов в элементах главных ферм, т. е. в подвесках или стойках при вертикальных поперечных рамах. В цельносварных пролетных строениях учет совместной работы элементов поперечных рам требуется не только при вертикальных, но и при наклонных поперечных рамах, включающих в свой состав раскосы.

Напряжения изгиба в элементах главных ферм, возникающие от жесткости узлов замкнутых поперечных рам, в расчетах на прочность рассматриваются как дополнительные и учитываются с введением коэффициента $m_2 = 1,20$. В расчетах на устойчивость и на выносливость эти же напряжения не рассматриваются как дополнительные, и коэффициент m_2 в соответствующие расчеты не вводится.

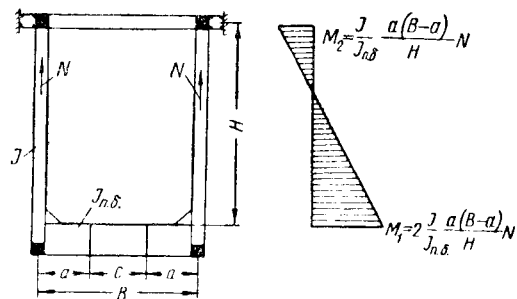


Рис. 11

По исследованиям канд. техн. наук В. П. Польевко, произведенным в ЦНИИС, расчетная схема для определения изгибающих моментов в подвесках или стойках от жесткости узлов поперечных рам может быть принята согласно рис. 11 в виде рамы с погами, жестко заземленными на высоте оси негрузового пояса или на высоте ближайшего узла поперечных связей. В соответствии с этим получены помещенные на рис. 11 формулы ТУПМ-56 для определения указанных изгибающих моментов в подвесках или стойках, работающих только на местную нагрузку.

Совместная работа главных ферм, проезжей части и связей в горизонтальной плоскости. Совместная работа балочной клетки проезжей части с главными фермами в горизонтальной плоскости проявляется, как известно, прежде всего в том, что продольные деформации грузовых поясов вызывают продольные деформации продольных балок и изгиб поперечных балок в горизонтальной плоскости.

«Дополнения» и ТУПМ-56 регламентируют обязательный учет осевых усилий в продольных балках и изгибающих моментов в поперечных балках, действующих в горизонтальной плоскости от совместной работы проезжей части и главных ферм.

Не учитывать эти усилия и моменты разрешается только в однопутных пролетных строениях, если продольные балки не скреплены непосредственно с продольными связями или скреплены не более чем четырьмя заклепками в каждом пересечении и, если при этом выполняются условия, оговоренные в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 в соответствии с результатами исследований, выполненных в ЦНИИС и в Ленстрансмостпроекте.

При продольных балках, не скрепленных непосредственно с продольными связями, наибольшая длина пролета или участка между разрывами в указанных балках, допускающая не учитывать совместной работы проезжей части с главными фермами, изменяется обратно пропорционально ширине пояса поперечной балки. При расстоянии B между осями главных ферм меньше $5,8 m$ указанная длина пролета или участка уменьшается введением множителя $\frac{0,25 B^2 + B - 3}{11,2}$. Эти зависимости получены из условия

ограничения изгибающего момента, действующего в горизонтальной плоскости в концевой поперечной балке, величиной, позволяющей не учитывать ее при расчете. При продольных балках, скрепленных непосредственно с продольными связями, определяющим фактором для решения вопроса об учете совместной работы являются усилия в продольных балках и связях и в их креплениях, однако зависимость от ширины моста оставлена такой же, как и при нескрепленных продольных балках и связях.

Статически неопределимую задачу учета совместной работы проезжей части с грузовыми поясами главных ферм целесообразно решать методом сил. За неизвестные при этом принимаются усилия в продольных балках N .

На рис. 12 приведены рекомендуемые расчетные схемы и основные системы для трех случаев:

а) при продольных балках, не скрепленных непосредственно с продольными связями;

б) то же, но при наличии концевых распределительных связей, передающих осевые усилия на продольные балки по концам пролетного строения;

в) при продольных связях, скрепленных непосредственно с продольными балками. Концевые элементы связей могут быть при этом усиленными.

Во всех расчетных схемах поперечные балки, в соответствии с результатами исследования Ю. Л. Мельникова, полагаются жестко заземленными по осям поясов ферм, что справедливо при двустенчатых поясах и при сопряжении поперечных балок с поясами в одном уровне. В других случаях сопряжение поперечных балок с поясами следует принимать шарнирным. Расчетные схемы составлены применительно к наличию продольных связей крестовой системы. Однако, для уменьшения степени статической неопреде-

лимости, диагонали связей (или средние их участки при связях, скрепленных с продольными балками) не вводятся в расчетную схему и учитываются приближенно условным увеличением площади

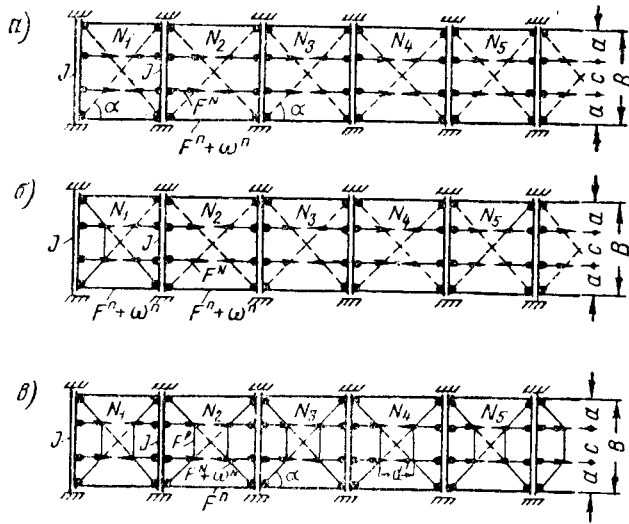


Рис. 12

ди сечения пояса (или продольной балки) как это показано на рис. 12, на величину

$$\omega^N = F^d \cdot \cos^3 \alpha; \quad \omega^N = \frac{F^d \cdot \cos^3 \alpha}{1 + \frac{2F^d \sin^2 \alpha}{F^P}}$$

Система канонических уравнений получается трехчленной и имеет следующий вид:

$$\begin{aligned} & \delta_{m-2, m-1} \text{ л.в. } N_{m-2} + \delta_{m-1, m-1} \text{ л.в. } N_{m-1} + \\ & \quad + \delta_{m-1, m} \text{ л.в. } N_m + \text{ л.в. } \Delta_{m-1, p} = 0 \\ & \delta_{m-1, m} \text{ л.в. } N_{m-1} + \delta_{m, m} \text{ л.в. } N_m + \\ & \quad + \delta_{m, m+1} \text{ л.в. } N_{m+1} + \text{ л.в. } \Delta_{m, p} = 0 \\ & \delta_{m, m+1} \text{ л.в. } N_m + \delta_{m+1, m+1} \text{ л.в. } N_{m+1} + \delta_{m+1, m+2} \text{ л.в. } \Delta_{m+1, p} = 0 \end{aligned}$$

При симметричной конструкции система уравнений может быть разбита на две укороченные системы с помощью группировки неизвестных.

Здесь приняты следующие обозначения:

Основные перемещения:

$$\delta_{m, m} = f_m + f_{m+1} + U_m^N + U_m^N.$$

Побочные перемещения:

$$\delta_{m-1, m} = -f.$$

Линии влияния грузовых перемещений: при связях, не скрепленных с продольными балками

$$\text{л.в. } \Delta_{mp} = \frac{d}{E(F_m^N + \omega_m^N)} \cdot \text{л.в. } S_m^0;$$

при связях, скрепленных с продольными балками

$$\text{л.в. } \Delta_{mp} = \frac{d}{EF_m^N} \cdot \text{л.в. } S_m^0.$$

f_m — горизонтальный прогиб защемленной поперечной балки m , самостоятельно работающей или усиленной шпренгелем из элементов продольных связей, под действием двух сил $N = 1$, в точке приложения одной из этих сил.

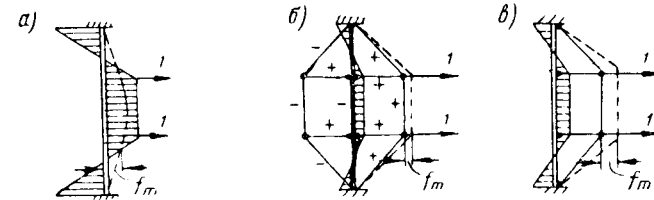


Рис. 13

Для поперечной балки, самостоятельно работающей (рис. 13,а)

$$f_m = \frac{d^3(2c+d)}{6EI_{бр}B},$$

где $I_{бр}$ — момент инерции «брутто» сечения поперечной балки относительно вертикальной оси.

В случае поперечных балок, усиленных шпренгелем, величины f_m вычисляются после решения статически неопределимой задачи по схеме рис. 13,б для средней поперечной балки или рис. 13,в для концевой поперечной балки.

U_m^N и U_m^N — осевые деформации соответственно элемента грузового пояса и продольной балки от $N = 1$ в основной системе, причем:

при связях, не скрепленных с продольными балками

$$U_m^n = \frac{d}{E(F_m^n + \omega_m^n)}; \quad U_m^N = \frac{d}{EF_m^N};$$

при связях, скрепленных с продольными балками

$$U_m^n = \frac{d}{EF_m^n}; \quad U_m^N = \frac{d}{E(F_m^N + \omega_m^N)};$$

л.в. S_m^0 — линия влияния усилия в элементе m пояса фермы без учёта совместной работы её с проезжей частью и связями.

Остальные обозначения ясны из рис. 12.

Линии влияния осевых усилий в продольных балках N определяются решением системы уравнений в форме

$$\text{л.в. } N_m = \Sigma \beta \cdot \text{л.в. } S_m^0$$

Линии влияния изгибающих моментов, действующих в горизонтальной плоскости в поперечных балках, определяются по формуле:

$$\text{л.в. } M_m = M_{m,m-1}^0 \cdot \text{л.в. } N_{m-1} + M_{m,m}^0 \cdot \text{л.в. } N_m$$

где $M_{m,m-1}^0$ и $M_{m,m}^0$ — соответствующие изгибающие моменты в основной системе от действия N_{m-1} и $N_m=1$

Изложенный ход расчёта не учитывает податливости соединенный элементов, существенно уменьшающей усилия и моменты в проезжей части от совместной работы с главными фермами. Кроме того, принятая упрощенная расчётная схема сама по себе только весьма приближенно отражает действительную работу конструкции. Эти обстоятельства могут быть учтены введением к результатам загрузки линий влияния N и M поправочных коэффициентов $t < 1$.

По ТУПМ-56

$t = 0,7$ при клёпаных креплениях продольных балок;

$t = 0,85$ при сварных креплениях продольных балок.

Эти величины t обоснованы исследованиями, выполненными в ЦНИИС кандидатами техн. наук Ю. Л. Мельниковым и Ю. Н. Хромцом.

В «Дополнениях» и ТУПМ-56 приведены приближенные формулы для вычисления осевых усилий в продольных балках, а также моментов и напряжений от изгиба поперечных балок в горизонтальной плоскости—при продольных балках, не скрепленных непосредственно с продольными связями, и при отсутствии концевых связей. Формулы эти получены применительно к расчётной схеме по рис. 12,а, с использованием работы проф. Е. О. Патона и инж. Б. Н. Горбунова*), решивших статически неопределимую задачу для рассматриваемого случая методом конечных разностей (с не-

*) Проф. Е. О. Патон, инж. Б. Н. Горбунов — «О разгрузке поясов ферм железных мостов продольными балками», НКТ НКПС, выпуск № 40, Москва, 1926 г.

которыми осреднениями геометрических характеристик по длине пролёта).

В пролётных строениях балочно-разрезной системы наибольшие осевые усилия в продольных балках возникают в середине пролёта (или в середине участка между разрывами продольных балок). Учёт осевых усилий в продольных балках редко оказывает определяющее влияние на сечение самой продольной балки, однако существенно важен для расчёта крепления продольных балок.

Наибольшие напряжения в поперечных балках от изгиба их в горизонтальной плоскости возникают в концевых поперечных балках. Напряжения эти являются дополнительными, и расчёт на прочность поперечных балок с учётом их производится по «Дополнениям» и по ТУПМ-56 с введением коэффициента $m_2 = 1,70$.

Столь значительная величина коэффициента m_2 для этого случая оправдана опытом проектирования и эксплуатации и объясняется тем, что развитие пластических деформаций горизонтального изгиба в поперечных балках ограничено величиной разности между деформациями грузовых поясов и продольных балок. Необходимо иметь в виду, что появление пластических деформаций значительно снижает величину действительных полных напряжений в поперечных балках по сравнению с теми напряжениями, которые вычисляются с помощью изложенного «упругого» расчетного аппарата.

Динамический коэффициент при расчете балок проезжей части с учетом их совместной работы с главными фермами в горизонтальной плоскости принимается в зависимости от длины всего расчетного пролета, то есть так же, как при расчете жестких поясов решетчатых комбинированных ферм.

Наряду с расчетом, учитывающим совместную работу проезжей части и главных ферм в горизонтальной плоскости, «Дополнения» и ТУПМ-56 требуют проверки балок проезжей части без учета этой совместной работы. Такая проверка производится без введения коэффициентов m_2 и с динамическим коэффициентом, принимаемым по длине загрузки расчетной линии влияния, отражающей работу только в вертикальной плоскости.

* * *

Работа продольных связей совместно с поясами главных ферм выражается главным образом во влиянии деформаций поясов на осевые усилия в элементах связей и в появлении в элементах поясов изгибающих моментов, действующих в плоскости связей. Первый фактор является существенным при крестовой, треугольной и ромбической системах связей, второй — при треугольной и ромбической системах связей.

В формулы для осевых усилий в элементах связей от совместной работы с поясами «Дополнениями» и ТУПМ-56 введены уточнения, учитывающие осевые деформации распорок связей и дефор-

маши изгиба пояса в плоскости связей в соответствии с работами проф. Е. Е. Гибшмана *) и канд. техн. наук М. Е. Писицына **).

Расчетные схемы для учета совместной работы продольных связей с поясами главных ферм принимаются согласно рис. 14. Деформации изгиба неразрезного пояса в горизонтальной плоскости принимаются для упрощения решения статически-неопределимой задачи в виде периодической функции с длиной периода $2d$, где d — длина панели связей (в пределах одной диагонали или полудиagonalи).

При указанных предпосылках М. Е. Писицыным получены следующие формулы для усилий в диагоналях связей: при крестовой системе

$$S^{\partial} = S^n \cdot \frac{F^{\partial}}{F^n} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F^{\partial}}{F^p} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{F^{\partial}}{F^n} \cdot \cos^2 \alpha};$$

при треугольной системе

$$S^{\partial} = S^n \cdot \frac{F^{\partial}}{F^n} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F^{\partial}}{E^p} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{F^{\partial}}{F^n} \cos^2 \alpha + \frac{F^{\partial} B^2}{12I} \cdot \cos^2 \alpha};$$

при ромбической системе

$$S^{\partial} = S^n \cdot \frac{F^{\partial}}{F^n} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F^{\partial}}{F^p} \cdot \sin^2 \alpha + \frac{F^{\partial}}{F^n} \cos^2 \alpha + \frac{F^{\partial} B^2}{48I} \cos^2 \alpha};$$

В этих формулах

S^n — усилие в элементе пояса (в той же панели) без учета совместной работы поясов со связями;

I — момент инерции сечения пояса относительно его вертикальной оси.

Остальные обозначения ясны из рис. 14.

Формулы для усилий в диагоналях связей, помещенные в «Дополнениях» и в ТУПМ-56, отличаются от вышеприведенных формул только тем, что в них опущены за малостью члены

$$\frac{F^{\partial}}{F^n} \cdot \cos^2 \alpha.$$

*) НТК НКПС, Выпуск 79, инж. Е. Е. Гибшман. Работа горизонтальных связей от вертикальной нагрузки пролетного строения. Москва, 1928.

***) М. Е. Писицын. К вопросу о грузоподъемности железнодорожных мостов, Москва, 1949 и др. работы, выполненные в ЦНИИС.

Формулы для усилий в распорках связей получаются непосредственно из равновесия узлов расчетных схем (см. рис. 14) и имеют следующий вид:

при ромбической системе

$$S^p = 2S^{\partial} \sin \alpha,$$

при крестовой и треугольной системах

$$S^p = (S_{лев}^{\partial} + S_{пр}^{\partial}) \cdot \sin \alpha,$$

где $S_{лев}^{\partial}$ и $S_{пр}^{\partial}$ — усилия в диагоналях соответственно с левой и правой стороны от распорки.

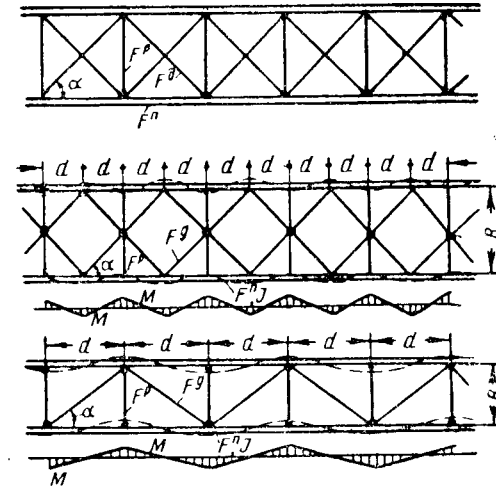


Рис. 14

Формулы для изгибающих моментов в поясе в плоскости связей при треугольной или ромбической системах связей получаются из рассмотрения защемленной балки пролетом $2d$. Для сечений в узлах присоединения связей к поясу формула имеет вид

$$M = \pm \frac{S^p \cdot d}{4}.$$

В связях, расположенных в уровне проезжей части, распорками служат поперечные балки. При определении усилий в элементах связей в этом случае можно полагать $F^p = \infty$.

В случае, если связи непосредственно соединены с продольными балками (например, подклепаны) определение усилий в связях от вертикальной нагрузки должно предусматривать учет совместной работы связей не только с главными фермами, но и с проезжей частью. При крестовой системе связей может быть использована расчетная схема по рис. 12,б,в.

Усилия в крайних участках диагоналей (между продольными балками и поясами ферм) вычисляются при наличии готового решения статически неопределимой задачи обычным для метода сил способом по формуле

$$S_m^{\partial} = S_{m, m-1}^{\partial} \cdot N_{m-1} + S_{m, m}^{\partial} \cdot N_m,$$

где $S_{m, m-1}^{\partial}$ и $S_{m, m}^{\partial}$ — соответствующие усилия в рассматриваемом участке диагонали от действия $N_{m-1} = 1$ и $N_m = 1$ в основной системе.

Усилия в средних (заключенных между продольными балками и не вводившихся в расчетную схему) участках диагоналей могут быть определены по формуле:

$$S_m^{\partial} = N_m \cdot \frac{F^{\partial}}{F^{\Pi}} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{1 + \frac{2F^{\partial}}{F^{\Pi}} \cdot \sin^2 \alpha},$$

где N_m — осевое усилие в продольной балке, полученное из решения статически неопределимой задачи, а остальные обозначения ясны из рис. 12.

Осевое усилие в продольной балке на участке между распорками соответственно может быть уточнено по формуле:

$$N'_m = N_m - S_m^{\partial} \cos \alpha.$$

Податливость заклепочных соединений оказывает существенное влияние на совместную работу продольных связей с главными фермами и проезжей частью. В отношении приближенного учета этого влияния имеются следующие рекомендации:

а) если связи прикреплены только к поясам главных ферм, нагружающие усилия и моменты от совместной работы вводятся без учета податливости заклепочных соединений, а разгружающие усилия — с поправочным коэффициентом $t = 0,7$;

б) если связи прикреплены по расчету с учетом совместной работы и к поясам главных ферм и к продольным балкам, коэффициент $t = 0,7$ вводится и к нагружающим и к разгружающим усилиям от совместной работы;

в) если связи прикреплены к продольным балкам только конструктивно, коэффициент $t = 0,7$ вводится только к нагружающим усилиям, разгружающее же влияние либо вообще не учитывается, либо вводится на основе уточненного расчета с учетом развития пластических деформаций в заклепочных соединениях.

Напряжения в продольных связях от осевых усилий, возникающих при совместной работе от вертикальной нагрузки, должны рассматриваться во всех расчетах, в том числе и в расчетах на

прочность, не как дополнительные, а как основные напряжения. Появление существенных пластических деформаций в элементах связей является первым предельным состоянием, поскольку связи обеспечивают пролетному строению пространственную и горизонтальную неизменяемость.

Напряжения в элементах поясов от изгиба их в плоскости связей треугольной или ромбической системы рассматриваются в расчетах на прочность как дополнительные и учитываются с введением коэффициента $m_2 = 1,20$. При треугольной системе связей эти напряжения аналогичны напряжениям от жесткости узлов в решетчатых главных фермах. При ромбической системе связей увеличение напряжений изгиба в каком-нибудь одном узле может вызвать только местные пластические деформации, и лишь после появления полных шарниров пластичности во всех основных узлах может произойти потеря горизонтальной неизменяемости. Однако последнее практически не может иметь места при каком-нибудь одном нагружении, так как мосты рассчитываются на многие невыгодные нагружения.

В расчетах на устойчивость разрешается рассматриваемые напряжения не учитывать совсем, поскольку в серединах панелей поясов соответствующие изгибающие моменты равны нулю (рис. 14).

* * *

Совместная работа главных ферм, проезжей части и связей обуславливает существенную разгрузку поясов главных ферм. Для грузовых поясов уменьшение усилий составляет в различных схемах от 10 до 35%. Эта разгрузка является одним из основных факторов, обеспечивающих получение экономии металла при учете совместной работы частей пролетного строения.

«Дополнения» и ТУПМ-56 разрешают учитывать разгружающее влияние проезжей части и связей на усилия в грузовых поясах ферм в тех случаях, когда расчет проезжей части и связей выполнен с учетом их совместной работы с главными фермами в горизонтальной плоскости. Не разрешается учитывать разгрузку поясов только в цельносварных пролетных строениях со сплошными балками при езде поверху (по причине пониженного расположения верхних продольных связей и одностороннего их прикрепления), а также во всех пролетных строениях при этажном сопряжении поперечных балок с главными фермами или продольных балок с поперечными балками.

Для клепаных и клепано-сварных пролетных строений разгрузка поясов учитывается только по отношению к временной вертикальной нагрузке независимо от способа монтажа (учитывая возможность переклепки балочной клетки и продольных связей в процессе эксплуатации).

Сложность действительной работы проезжей части в горизонтальной плоскости в обычных конструкциях обуславливает необхо-

димостью учета возможности дополнительного уменьшения разгрузки поясов за счет неизученных еще особенностей действительной работы и несоответствия ее принятой расчетной схеме. Поэтому для указанных конструкций «Дополнения» и ТУПМ-56 вводят к разгрузке поясов помимо k -та t , учитывающего податливость соединений и уже изученные особенности работы, еще особый уменьшающий коэффициент χ , принимаемый при упругой работе конструкции равным 0,9. Для конструкций, в которых предусматриваются специальные мероприятия, надежно включающие проезжую часть в совместную работу с главными фермами (например, усиленные концевые связи—диафрагмы) коэффициент χ может с нашей точки зрения приниматься равным единице.

При продольных связях, не скрепленных непосредственно с продольными балками, и при отсутствии концевых распределительных связей разгрузка поясов проезжей частью связана с весьма интенсивной работой поперечных балок на изгиб в горизонтальной плоскости. При этом в поперечных балках, начиная, обычно, с концевых балок, могут развиваться, как уже указывалось, пластические деформации, что уменьшает разгрузку поясов главных ферм. Это обстоятельство учитывается в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 дополнительным уменьшением k -та χ в тех случаях, когда вычисленные по упругой стадии работы (но с учетом коэффициента t) напряжения косоуго изгиба в концевой поперечной балке существенно превосходят пределы упругой работы.

Формулы для расчетных усилий в элементах грузовых поясов с учетом их разгрузки за счет совместной работы с проезжей частью (расчетные схемы см. на рис. 12) и связями представлены в табл. 1.

Если коэффициент t учтен при определении N_m или S_m^0 , величины t из данных формул опускаются.

Таблица 1

Конструкции связей	При продольных связях	
	не скрепленных непосредственно с продольными балками	скрепленных непосредственно с продольными балками
При отсутствии усиленных концевых распределительных связей	$S_m = S_m^0 - \chi t \cdot N_m - t \cdot S_m^0 \cdot \cos \alpha$	$S_m = S_m^0 - 0,9t \cdot N_m$
При наличии усиленных концевых распределительных связей	$S_m = S_m^0 - t \cdot N_m - t \cdot S_m^0 \cdot \cos \alpha$	$S_m = S_m^0 - t \cdot N_m$

§ 3. ИЗМЕНЕНИЯ В ФОРМУЛАХ И НЕКОТОРЫХ НОРМАТИВАХ ДЛЯ РАСЧЕТА ЭЛЕМЕНТОВ ПРОЛЕТНЫХ СТРОЕНИЙ

Изгиб в одной из главных плоскостей. Расчет изгибаемых элементов на прочность по ТУПМ-47 производился, как известно, по формуле $\sigma = \frac{M}{W_{нт}} \leq [\sigma]$ По действующим Н и ТУ 121-55 для проек-

тирования промышленных и гражданских стальных конструкций, составленных в развитие Строительных норм и правил, этот расчет для большинства конструкций производится по формуле

$$M \leq m \cdot R \cdot W_{нт},$$

где $W_{нт}$ — упругий момент сопротивления.

В указанных расчетах за предельное состояние принимается достижение фибровыми напряжениями предела текучести в предположении, что материал следует диаграмме Прандтля и что предел текучести при изгибе равен нормативному пределу текучести, установленному на основе испытаний стандартных образцов на растяжение.

Расчеты разрезных балок постоянного сечения прокатных и сварных профилей, обеспеченных от потери устойчивости, производятся на статическую нагрузку в соответствии с Н и ТУ 121-55 по формуле $M \leq m \cdot R \cdot W_{нт}^{пл}$, где $W_{нт}^{пл}$ — пластический момент сопротивления. В этих расчетах за предельное состояние принимается достижение шарнира пластичности.

Как уже указывалось в § 1, за предельное состояние по прочности при изгибе элементов металлических пролетных строений принимается несколько более высокое состояние, чем появление фибровой текучести, хотя и более низкое, чем появление шарнира пластичности. Следует кроме того учесть, что в действительности пластические деформации в стали начинаются раньше, чем достигается предел текучести. За счет этого после превышения напряжениями в крайней фибре предела пропорциональности фибровые напряжения оказываются меньше вычисленных по формуле $\sigma = \frac{M}{W_{нт}}$.

Наконец имеются данные*) о том, что предел текучести зависит от градиента напряжений и в отдельных случаях при изгибе может

*) Проф. Шапов Н. П., Определение наступления пластичности рентгенологическим способом, Журнал технической физики, том. XXIII, 1953.

Проф. Стрелецкий Н. С. и др. Стальные конструкции, Москва, 1952. Афанасьев. Исследование влияния повторных нагрузок на предел текучести, Киев, 1948.

Chwalla «Über die Erhöhung der Fließgrenze», «Stahlbau» № 19, 20, 1933.

быть выше, чем при равномерном распределении напряжений за счет удерживающего влияния менее напряженных фибр, соседних с крайней фиброй и, в частности, за счет проявления зуба текучести.

«Дополнения» и ТУПМ-56 регламентируют расчет изгибаемых элементов на прочность по формуле

$$\frac{M}{W_{нт}} \leq R_n, \text{ причем } R_n = (1,05 \div 1,07) R_0.$$

Здесь R_0 — допускаемое напряжение или расчетное сопротивление при действии осевых сил;

R_n — допускаемое напряжение или расчетное сопротивление при изгибе. *)

Величины R_0 и R_n в ТУ даются округленными.

Коэффициент перехода от R_0 к R_n по существу должен был бы быть переменным и зависеть от многих факторов, в частности от формы сечения, от градиента напряжений, связанного с размерами сечения, от величины касательных напряжений, от статической схемы работы изгибаемого элемента и т. д. Коэффициент 1,05—1,07 принят постоянным для упрощения расчетов и является по величине весьма осторожным. Одна лишь разница между упругим и пластическим моментами сопротивления составляет, как известно, около 10% для двутавровых сечений с тонкой стенкой и около 50% для Н-образных сечений. Таким образом, в случае определения предельного состояния по полусумме упругого и пластического момента сопротивления (что предлагалось, в частности, ЦНИПС ом для некоторых случаев), мы получили бы коэффициент перехода соответственно от 5 до 25%.

Расчет на изгиб на выносливость регламентируется «Дополнениями» и ТУПМ-56 по формуле

$$\frac{M}{W_{нт}} \leq \gamma \cdot R_n$$

В расчетах на выносливость R_n принимается повышенным по отношению к R_0 , в связи с разницей в пределах выносливости при изгибе и при действии осевых сил, которая по имеющимся данным составляет 20—30%. Таким образом повышение R_n по отношению к R_0 является здесь еще более осторожным, чем в расчетах на прочность. В то же время очевидно удобство для практики принятия одинаковых R_n для расчетов и на прочность и на выносливость.

Введение поправки, учитывающей специфику изгиба, к величине самого сопротивления, а не к величине упругого момента сопротивления (как это сделано для промышленных и гражданских конструкций) объясняется двумя причинами:

а) рассматриваемая поправка учитывает отнюдь не только развитие пластических деформаций по сечению, (которое отражается лишь в расчетах на прочность и действительно может быть учтено

*) В некоторых иностранных Т. У. также нормируются различные допускаемые напряжения для стали на изгиб и на действие осевых сил.

увеличением момента сопротивления), но также и повышение при изгибе самих сопротивлений (предела выносливости и предела текучести):

б) введение поправки к сопротивлению, а не к моменту сопротивления более удобно для расчетов на выносливость, имеющих для мостов большее значение, чем для промышленных и гражданских конструкций. Такая форма позволяет получать σ_{max} и σ_{min} , необходимые для вычисления коэффициента γ , по левой части той же формулы, по которой производится проверка выносливости.

Увеличение расчетного сопротивления при изгибе, для железнодорожных мостов объясняется отчасти и тем, что согласно ТУПМ-56 в расчетах используются не обычные расчетные сопротивления

$$R = k_{одн} \cdot R_n,$$

а так называемые «приведенные расчетные сопротивления» $R_0 = m_1 \cdot k_{одн} \cdot R_n$, (при действии осевых сил),

где m_1 — коэффициент условий работы, учитывающий ряд специфических факторов *).

Коэффициент m_1 принимается для балок проезжей части, а также для главных балок или ферм при непосредственном опирании полотна (т. е. для большинства изгибаемых элементов) на 5% ниже, чем для остальных элементов конструкции. Это уточнение делает дифференциацию R_n и R_0 особенно желательной для железнодорожных мостов во избежание утяжеления их конструкции.

В «Дополнениях», в которых специфические факторы, отражаемые коэффициентом m_1 , непосредственно не учитываются, включено особое примечание, требующее принимать $R_n = R_0$ для тех продольных балок проезжей части, на которые непосредственно уложены поперечины полотна проезда. Это вызвано главным образом целесообразностью уменьшения принимавшихся прежде сечений продольных балок, как элементов в наибольшей степени подверженных коррозии. На главные балки примечание не распространяется.

Для расчета изгибаемых элементов на общую устойчивость в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 оставлена прежняя, идущая в запас, форма проверки устойчивости сжатого пояса балки, как отдельно работающего стержня. Уточнение внесено только в отношении той ширины пояса, при которой не требуется проверки общей устойчивости. Ширина эта установлена в 1/15 от длины панели связей вместо прежнего норматива в 1/12.

Мостовые конструкции обычно хорошо обеспечены от потери устойчивости при изгибе и уточнение расчета не дало бы практически улучшения технико-экономических показателей.

Одновременное действие осевой силы и изгиба в одной из главных плоскостей. Наибольшие фибровые напряжения в стержне, на-

*) См. Лялин Н. Б. и Стрелецкий Н. Н., Основы расчета мостов по предельным состояниям, Труды ВНИИ железнодорожного строительства и проектирования, Выпуск 16, 1955.

ходящемся под совместным действием осевой силы N и заданных изгибающих моментов с максимумом M , могут быть при некоторых распространенных формах эпюр моментов приближенно выражены следующей известной формулой:

$$\varepsilon = \frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт} \left(1 \pm \frac{N}{N_3}\right)}$$

где N , — Эйлера сила для рассматриваемого стержня.

Делим заданного изгибающего момента M на величину $\left(1 + \frac{N}{N_3}\right)$ при растягивающей осевой силе и на величину $\left(1 - \frac{N}{N_3}\right)$ при сжимающей осевой силе учитывается влияние поперечных деформаций элемента на изгибающий момент от осевой силы, что определяет нелинейность данной задачи.

В ТУПМ-47 для проверки прочности сжато-изогнутых элементов предлагалась формула

$$\frac{N}{F_{нт}} + \frac{M}{W_{нт} \left(1 - 1,6 \frac{N}{N_3}\right)} \leq [\varepsilon].$$

При этом считалось, что проверка на устойчивость в плоскости действия изгибающего момента с учетом наличия осевой силы и нелинейности деформаций покрывается расчетом по данной формуле. Введение полной величины коэффициента запаса $k_{зап} = 1,6$ к величине N в знаменателе объяснялось тем, что в расчете рассматривалось нереальное с современных позиций состояние, при котором нагрузки, усилия и напряжения равны допускаемым, увеличенным на полную величину коэффициента запаса.

В «Дополнениях» и в ТУПМ-56 для элементов, работающих на совместное действие осевой силы и изгиба, предусматриваются отдельные расчеты на прочность, устойчивость и выносливость.

Расчеты на прочность имеют в виду предельное состояние, определяемое развитием существенных пластических деформаций в расчетном сечении и выполняются по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M}{W_{нт}} \leq R',$$

где

$$R' = R_n \text{ при } \sigma_N < \sigma_M;$$

$$R' = R_0 \text{ при } \sigma_N \geq \sigma_M.$$

Переменность допускаемого напряжения (или расчетного сопротивления) R' объясняется тем, что рассматриваемый случай является промежуточным между действием только изгиба и только осевой силы. С уменьшением степени неравномерности распределения напряжений по сечению уменьшается задерживающее влияние

соседних менее напряженных фибр на развитие пластических деформаций в крайней фибре, и, главное, ускоряется процесс распространения пластических деформаций вглубь сечения, т. е. устраняются причины, обусловившие повышение R_n по сравнению с R_0 .

Принятые нормы R' определяют предельное состояние, существенно более низкое, нежели появление в сечении шарнира пластичности. В качестве примера рассмотрим взаимную зависимость M и N при полном использовании коробчатого сечения (рис. 15) из

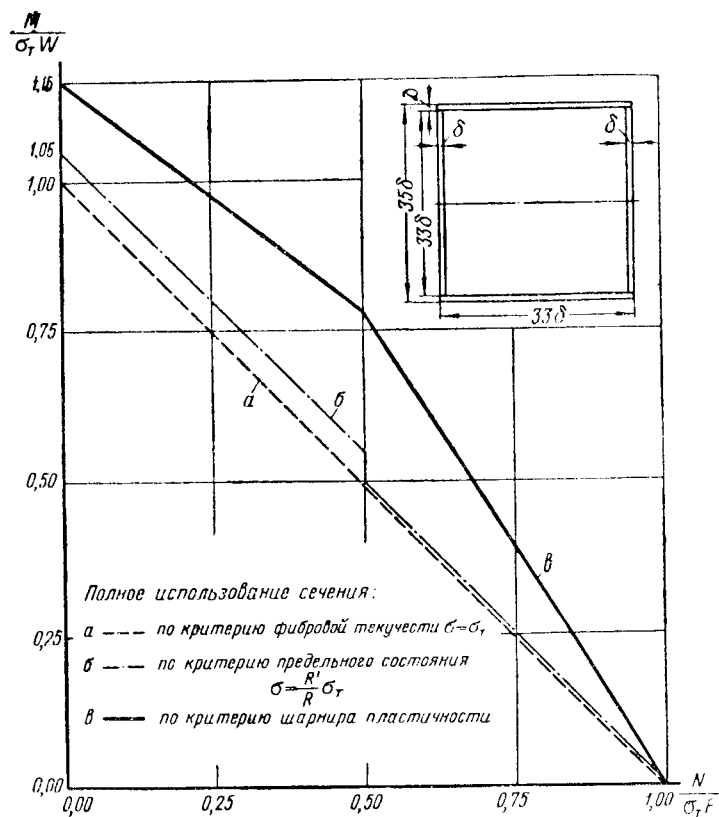


Рис. 15

стали, следующей диаграмме Прандтля и имеющей предел текучести σ_T , не зависящий от характера распределения напряжений.

На рис. 15 представлены три зависимости, связывающие M и N , построенные по следующим критериям:

а) по критерию фибровой текучести, определяемому достижением наибольшим фибровым напряжением величины σ_T ;

б) по критерию предельного состояния, принятому в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 и определяемому таким развитием пластиче-

ских деформаций, которое соответствует воздействиям, вызывающим при неограниченной упругости стали наибольшее фибровое напряжение $\frac{R'}{R_0} \cdot \sigma_T$;

в) по критерию шарнира пластичности, определяемому напряжениями $\pm \sigma_T$ по всему сечению.

Из рис. 15 видно, что ломаная b проходит существенно ниже кривой σ и на своей значительной части совпадает с прямой a .

Изменение величины R' принято ступенчатым исключительно только с целью упрощения расчета. Более строгим было бы задать его в виде некоторой непрерывной функции R_0 и R_n , однако они так мало отличаются по величине, что даже линейная интерполяция составила бы в данном случае неоправданное усложнение расчетов. Принятые же нормы R' весьма удобны для практики, особенно при симметричных сечениях, поскольку в этом случае $R' = R_n$ при двузначной эпюре напряжений, и $R' = R_0$ при однозначной эпюре.

При учете дополнительных напряжений в формулу проверки прочности вводится коэффициент m_2 , и она приобретает следующий вид:

$$\text{по «Дополнениям»} \rightarrow \frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M}{W_{нт}} \leq m_2 R';$$

$$\text{по ТУПМ-56} \rightarrow \frac{1}{m_2} \left(\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M}{W_{нт}} \right) \leq R'.$$

Поправка к изгибающему моменту, учитывающая поперечные деформации элемента, исключена из формулы в целях упрощения, что имеет существенное значение, поскольку подбор сечений при пользовании нелинейной зависимостью напряжений от нагрузок сравнительно трудоемок. Для растянуто-изогнутых стержней это упрощение идет в запас прочности и соответствует прежней практике, в частности, ТУПМ-47, а для сжато-изогнутых стержней — не в запас. Однако поперечные деформации сжато-изогнутого стержня оказывают заметное влияние на изгибающие моменты только при сравнительно больших гибкостях и при относительно большой сжимающей силе N . В этих случаях определяющей при подборе сечения оказывается обычно проверка не на прочность, а на устойчивость; таким образом рассматриваемое упрощение вполне оправдано и для сжато-изогнутых стержней.

Расчеты на устойчивость сжато-изогнутых стержней имеют в виду предельное состояние, определяемое полным исчерпанием несущей способности всего стержня и выполняются согласно «Дополнениям» и ТУПМ-56 по формуле:

$$\frac{N}{\varphi F_{бр}} < R_0,$$

где φ — коэффициент понижения несущей способности, зависящий от гибкости $\lambda = \frac{l_0}{r}$ и относительного эксцентриситета

$$i = \frac{e}{\rho}.$$

Здесь

l_0 — свободная длина в плоскости изгиба;

r — радиус инерции сечения;

ρ — ядровое расстояние сечения;

$e = \frac{M_c}{N}$ — расчетный эксцентриситет в плоскости изгиба;

M_c — наибольший расчетный изгибающий момент в пределах средней трети длины стержня (для консолей — момент в заделке).

Расчет сжато-изогнутых стержней на устойчивость с помощью коэффициента φ , аналогичный расчету центрально-сжатых стержней (последний является частным случаем первого при $i = 0$) практикуется для промышленных и гражданских стальных конструкций еще с 1939 года, однако в расчет стальных конструкций железнодорожных мостов он вводится впервые.

Коэффициенты φ подсчитаны в «Дополнениях» и ТУПМ-56 по теории проф. П. Н. Поликарпова с учетом пластических деформаций при эксцентриситете, увеличенном против расчетного на величину случайного эксцентриситета. Случайные эксцентриситеты для сжато-изогнутых стержней приняты такими же, как и для центрально-сжатых стержней, причем для последних случайные эксцентриситеты уточнены на основе исследования, выполненного в ЦНИИС кандидатами техн. наук Л. П. Шелестенко и В. П. Польевко. Рекомендация о принятии расчетного эксцентриситета по наибольшему изгибающему моменту в пределах средней трети стержня принята на основе исследований, выполненных в ЦНИИС В. П. Польевко.

Расчет на выносливость требует повышенной точности вычисления напряжений. Поэтому в расчете на выносливость стержня, работающего на одновременное действие осевой силы и изгиба, необходимо введение к изгибающему моменту поправки, учитывающей поперечные деформации в тех случаях, когда они имеют существенное значение. Наибольшие прогибы могут возникать, естественно, в средней части длины стержня и при значительной гибкости последнего. «Дополнения» и ТУПМ-56 рекомендуют для расчетов на выносливость следующую формулу:

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M'}{W_{нт}} \leq \gamma R'.$$

Здесь M' — изгибающий момент в рассматриваемом сечении, принимаемый равным:

для сечений в пределах средней половины длины стержня при гибкости $\lambda > 70$.

$$M' = \frac{M}{1 \pm \frac{kN}{N_3}}$$

в остальных случаях

$$M' = M$$

При расчете по ТУПМ-56 (по предельным состояниям) принимается $\kappa = 1$, при расчете по «Дополнениям» (по допускаемым напряжениям) принимается $\kappa = 1,2$, чем приближенно (без учета отношения между временной и постоянной нагрузками) учитывается только перспективное возрастание временной вертикальной нагрузки, (а не весь коэффициент запаса, как это делалось по ТУПМ-47).

Косой изгиб и одновременное действие осевой силы и косоуго изгиба. До последнего времени в технических условиях отсутствовали прямые указания и формулы по расчетам стальных конструкций на косой изгиб. Практически расчет на прочность при наличии косоуго изгиба основывался, как правило, на проверке наибольшего напряжения, возникающего только в одной крайней точке сечения, исходя из обычного допускаемого напряжения. По действующим Н и ТУ 121-55 для проектирования промышленных и гражданских стальных конструкций разрешается в отдельных случаях принимать пластический момент сопротивления в плоскости наибольшей жесткости, при обязательном оставлении величины упругого момента сопротивления в плоскости наименьшей жесткости.

Очевидно, что достижение вычисленными напряжениями величины предела текучести в одной точке сечения не составляет предельного состояния по прочности. Специфические особенности развития пластических деформаций в сечении, рассмотренные выше, как сопутствующие изгибу в одной из главных плоскостей, имеют место и при косом изгибе, причем проявляются обычно более ярко. В частности интервал между точечной текучестью и шарниром пластичности при косом изгибе обычно существенно больше интервала между фибровой текучестью и шарниром пластичности при изгибе в одной из главных плоскостей.

Поэтому за предельное состояние по прочности при наличии косоуго изгиба правильно принимать состояние, находящееся между точечной текучестью и шарниром пластичности, хотя и существенно более близкое к точечной текучести.

Расчет на прочность при действии только косоуго изгиба регламентируется «Дополнениями» и ТУПМ-56 формулой

$$\frac{M_x}{W_{xнт}} + \frac{M_y}{W_{yнт}} \leq cR_n,$$

где $c = 1 + 0,3 \frac{\sigma_{M2}}{\sigma_{M1}}$, но не более 1,15, причем σ_{M1} и σ_{M2} — со-

ответственно большее и меньшее напряжения в проверяемом месте сечения от изгиба моментами M_x и M_y .

В качестве примера, иллюстрирующего эту расчетную формулу и соответствующее предельное состояние, на рис. 16 представлены три зависимости, связывающие M_x и M_y при полном использовании изображенного на этом рисунке двутаврового сечения по критериям, аналогичным принятым при рассмотрении одновременного действия осевой силы и изгиба в одной из главных плоскостей.

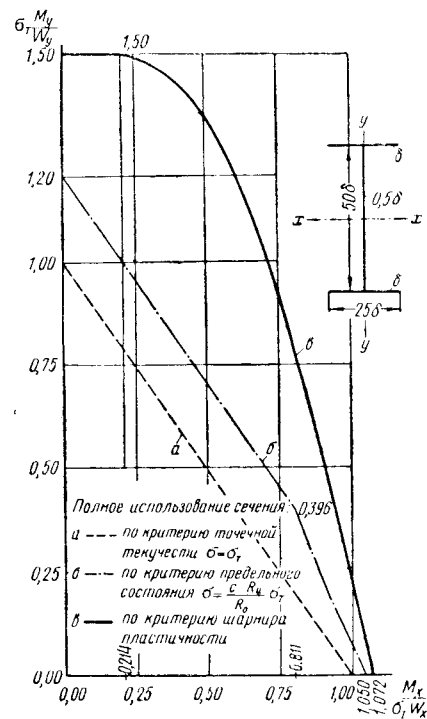


Рис. 16

Расчет на прочность при одновременном действии осевой силы и косоуго изгиба регламентируется «Дополнениями» и ТУПМ-56 по формуле

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \left(\frac{M_x}{W_{xнт}} + \frac{M_y}{W_{yнт}} \right) \frac{R_0}{cR_n} \leq R_0.$$

При учете дополнительных напряжений в формулы проверки прочности вводится коэффициент m_2 .

Расчеты на выносливость выполняются согласно «Дополнениям» и ТУПМ-56 по следующим формулам:

При действии только косо́го изгиба

$$\frac{M_x}{W_{xнт}} + \frac{M_y}{W_{yнт}} \leq \gamma R_n.$$

При одновременном действии осевой силы и косо́го изгиба

$$\frac{N}{F_{нт}} \pm \frac{M'_x}{W_{xнт}} \pm \frac{M'_y}{W_{yнт}} \leq \gamma R'.$$

Таким образом в расчеты на выносливость при наличии косо́го изгиба коэффициент c , увеличивающий допускаемое напряжение или расчетное сопротивление, не вводится. Основанием этому является неизученность пределов выносливости при косо́м изгибе. Введение к обоим изгибающим моментам поправок, учитывающих поперечные деформации элемента при наличии осевой силы, следует признать идущим несколько в запас.

Выражение для проверки прочности при одновременном действии осевой силы и косо́го изгиба отличаются от всех остальных формул введением поправки, учитывающей характер распределения напряжений, в левую часть неравенства. В данном случае это оказывается более удобным, поскольку формула для проверки выносливости всё равно имеет вид, существенно отличный от формулы для проверки прочности.

Расчёт на устойчивость при действии сжимающей осевой силы и косо́го изгиба, имеющий в виду предельное состояние исчерпания несущей способности вследствие продольно-поперечного изгиба, сочетающегося с закручиванием, производится согласно «Дополнениям» и ТУПМ-56 по формуле

$$\frac{N}{\varphi_2 F_{бр}} \leq R_0,$$

где φ_2 — коэффициент понижения несущей способности, зависящий от гибкостей i_x и i_y от относительных эксцентриситетов i_x и i_y ; а также от того, представляет сечение замкнутый или открытый контур.

Принятые в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 нормы коэффициента назначены*) весьма приближенно на основе некоторых камеральных исследований, выполненных в ЦНИИС кандидатами технических наук Л. П. Шелестенко и В. П. Польевко. В недалёком будущем нормы φ_2 будут, по видимому, подвергнуты уточнению, поскольку детальные исследования устойчивости при сжатии с косо́м изгибом проводятся сейчас в нескольких организациях (например, проф. Б. М. Броуде в ГПИ «Проектстальконструкция» и канд. техн. наук А. В. Геммерлингом в ЦНИИСКе).

Тем не менее принятые нормы φ_2 дают сравнительно удовлетворительную сходимость с предварительными результатами этих исследований.

В частном случае, при действии заданных изгибающих моментов только в плоскости наименьшей гибкости, коэффициент φ_2 получает значение, используемое для проверки сжатоизогнутого стержня на устойчивость в плоскости, перпендикулярной к плоскости действия изгибающих моментов.

Проверка касательных и приведенных напряжений в сечении.

В вопросах проверки сечения на действие касательных напряжений и на совместное действие нормальных и касательных напряжений прежние технические условия проектирования мостов и в том числе ТУПМ-47 основывались на классических теориях прочности.

В соответствии с первой теорией прочности регламентировалась проверка наибольшего главного напряжения в некоторой фибре «а» изгибаемого элемента по формуле:

$$\sigma_{a,гд} = \frac{\sigma_{a,нт}}{2} + \sqrt{\frac{\sigma_{a,нт}^2}{4} + \tau_a^2} \leq [\sigma],$$

где

$$\sigma_{a,нт} = \frac{M \cdot y_a}{I_{нт}};$$

$$\tau_a = \frac{Q \cdot S_{a,бр}}{I_{бр} \cdot \delta};$$

σ — основное допускаемое напряжение.

Наибольшие касательные напряжения проверялись по формуле:

$$\tau_{max} = \frac{Q \cdot S_{max,бр}}{I_{бр} \cdot \delta} \leq [\tau] \approx 0,75 [\sigma],$$

причем, принятие $[\tau] \approx 0,75[\sigma]$ соответствовало, как известно, второй теории прочности.

Как первая, так и вторая теории прочности для строительной стали экспериментально не подтверждаются, и в настоящее время можно считать твердо установленным, что обе эти теории прочности для расчета стальных конструкций не пригодны. Для большинства видов стальных конструкций сейчас используется в расчётах энергетическая (четвертая) теория прочности, значительно лучше совпадающая с экспериментальными данными. Соответственно в «Дополнениях» и в ТУПМ-56 энергетическая теория прочности применена к расчётам мостовых стальных конструкций.

Энергетическая теория прочности исходит из того, что работа стали следует диаграмме Прандтля. Согласно этой теории прочности пластичность возникает в некоторой внутренней фибре элемента, работающего на изгиб или сочетание осевой силы и изгиба (при отсутствии поперечных нормальных напряжений), когда приведен-

*) С учётом случайных эксцентриситетов в обеих плоскостях.

ное напряжение для этой фибры достигает предела текучести, т. е. когда становится справедливым равенство

$$\sigma_{прив} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_T$$

При действии одних только касательных напряжений ($\sigma = 0$) пластичность возникает соответственно при

$$\tau = \frac{\sigma_T}{\sqrt{3}} \approx 0,6\sigma_T$$

Если появление текучести в одной из внутренних фибр «а» элемента принять за предельное состояние и исходить из предположения, что предел текучести в рассматриваемом случае сохраняет свое обычное значение, установленное путем испытаний образцов на растяжение, то можно написать следующую расчетную формулу:

$$\sigma_{а,прив} = \sqrt{\sigma_{а,нт}^2 + 3\tau_a^2} \leq R_0$$

где R_0 — допускаемое напряжение или расчетное сопротивление при действии осевых сил.

Однако, как уже было установлено, появление пластичности только в одной фибре сечения не является предельным состоянием, предельное состояние определяется существенным развитием пластических деформаций. В отдельных случаях для элементов промышленных и гражданских стальных конструкций за предельное состояние по прочности принимается появление шарнира пластичности. Проф. Б. М. Броуде на основе энергетической теории прочности получено выражение, определяющее появление шарнира пластичности в симметричном сечении, воспринимающем изгибающий момент и поперечную силу. *) В действующие для промышленных и гражданских стальных конструкций НИТУ 121-55 помещена расчетная на основе этого выражения следующая расчетная формула:

$$\sqrt{\frac{3}{4} \sigma_{а,бр}^2 + 3\tau_{ср}^2 \left(1 - \frac{1}{2} \frac{\sigma_{а,бр}^2}{R^2}\right)} \leq R$$

В этой формуле:

$\sigma_{а,бр}$ — нормальное напряжение у наиболее напряженной расчетной границы стенки балки, вычисленное по сечению брутто.

$\tau_{ср}$ — осредненное касательное напряжение в стенке, для одностенчатых сечений $\tau_{ср} = \frac{Q}{H\delta}$, где H — полная высота стенки.

R — расчетное сопротивление.

Для мостовых стальных конструкций за предельное по прочности принимается некоторое промежуточное состояние между появ-

лением текучести в сечении и шарниром пластичности. Таким образом, непосредственное использование формулы НИТУ 121-55 для мостовых конструкций было бы неправильным, и требуется специальная расчетная формула для случая одновременного наличия в сечении существенных нормальных и касательных напряжений. Такие формулы были помещены в «Дополнения» и ТУПМ-56, причем при составлении этих формул имелось в виду дать их по возможности простыми и одновременно универсальными, приемлемыми не только для изгибаемых элементов симметричного сечения, но и для элементов несимметричного сечения, а также для элементов, работающих на одновременное действие изгиба и осевой силы. Естественно, что такие формулы могли бы быть получены только существенно приближенными.

В «Дополнения» была помещена расчетная формула

$$\sqrt{\sigma_{1,бр}^2 + 2,4\tau_{ср}^2} \leq R_0$$

где $\sigma_{1,бр} = 0,9 \sigma_{а,бр}$, но не менее $\frac{\sigma_{а,бр} + \sigma_{в,бр}}{2}$, причем $\sigma_{в,бр}$ — нормальное напряжение у наименее напряженной расчетной границы стенки.

Формула «Дополнений» по своему построению близка к формуле НИТУ 121-55 и отличается от нее, как легко видеть, главным образом большей величиной коэффициентов при $\sigma_{а,бр}^2$ и $\tau_{ср}^2$.

В результате дополнительной проработки вопроса эта формула была несколько уточнена и в ТУПМ-56 была записана в следующем виде:

$$\sqrt{\sigma_{1,нт}^2 + 2,4\tau_a^2} \leq R_0$$

Здесь

$$\sigma_{1,нт} = 0,9\sigma_{а,нт}; \text{ но не менее } \frac{\sigma_{а,нт} + \sigma_{в,нт}}{2};$$

$$\sigma_{а,нт} = \frac{M \cdot y_a}{I_{нт}} + \frac{N}{F_{нт}};$$

$$\tau_a = \frac{Q \cdot S_{а,бр}}{I_{бр} \cdot \delta}$$

Уточнения состоят, таким образом, в вычислении касательных напряжений не как средних для всей стенки сечения, а для той же фибры «а», для которой вычислены нормальные напряжения, и в вычислении нормальных напряжений для клепаных конструкций не по сечению брутто, а по сечению нетто. Эти отступления от положений, принятых в методике Б. М. Броуде и в формуле НИТУ 121-55, в данном случае уместны в связи с менее полным учетом пластических деформаций и в связи с четким назначением рассмат-

*) Б. М. Броуде. Предельные состояния стальных балок. Стройиздат, М—Л, 1953.

риваемой формулы к использованию в расчетах на прочность (в то время как соответствующая формула по НиТУ 121-55 предназначена, как известно, прежде всего для выполнения вспомогательной проверки в ходе расчета стенки на местную устойчивость).

Формула ТУПМ-56 по своему построению близка к расчетной формуле энергетической теории прочности для внутренней фибры «а». В этом легко убедиться из того, что для большинства случаев формулу ТУПМ-56 можно приближенно представить в виде

$$\sqrt{\sigma_{лит}^2 + 3\tau_a^2} < 1,1R_0.$$

Особенности формулы ТУПМ-56 сводятся, таким образом, к увеличению расчетного сопротивления примерно на 10%, т. е. на несколько большую величину, чем при расчете на изгиб по крайней фибре сечения. Так же как при расчете по крайней фибре, увеличение расчетного сопротивления при расчете по внутренней фибре учитывает развитие пластических деформаций по сечению в предельном состоянии и некоторое увеличение предела текучести в рассматриваемом случае по отношению к значению, устанавливаемому путем испытаний образцов на растяжение.

Специально поставленные эксперименты, произведенные в ЦНИИС в 1956 году кандидатами техн. наук Шелестенко Л. П. и Хромцом Ю. Н. на крупных образцах, показали увеличение предела текучести при изгибе, причем для крайних фибр оно составляло $14 \div 12\%$ и для внутренних фибр $\sim 17\%$. Эти эксперименты, проведенные при различных соотношениях изгибающего момента и поперечной силы в расчетном сечении, показали для характерных точек — начала текучести в сечении и исчерпания его несущей способности — достаточно удовлетворительное совпадение опытных данных с теоретическими, вычисленными по энергетической теории с учетом повышения предела текучести (а также самоупрочнения в стадии исчерпания несущей способности).

В целом эти эксперименты, несмотря на сравнительно небольшой их объем, позволяют достаточно уверенно рекомендовать формулу ТУПМ-56 к практическому применению. В то же время следует полагать, что последующие экспериментальные исследования позволят в будущем произвести дальнейшее уточнение практических формул для расчета сечений на совместное действие нормальных и касательных напряжений.

На рис. 17 и 18 приведены кривые $\frac{\sigma'}{\sigma_{ф}} = f\left(\frac{\tau_{max}}{\sigma_{ф}}\right)$ для двух

классов и двух сварных сечений изгибаемых элементов.

Здесь

- τ_{max} — наибольшее касательное напряжение (на нейтральной оси);
- $\sigma_{ф}$ — наибольшее нормальное напряжение (на крайней фибре);
- σ' — главное, приведенное или условное приведенное напряжения,

вычисляемые по проанализированным выше формулам и сравниваемые с допусковым напряжением или расчетным сопротивлением.

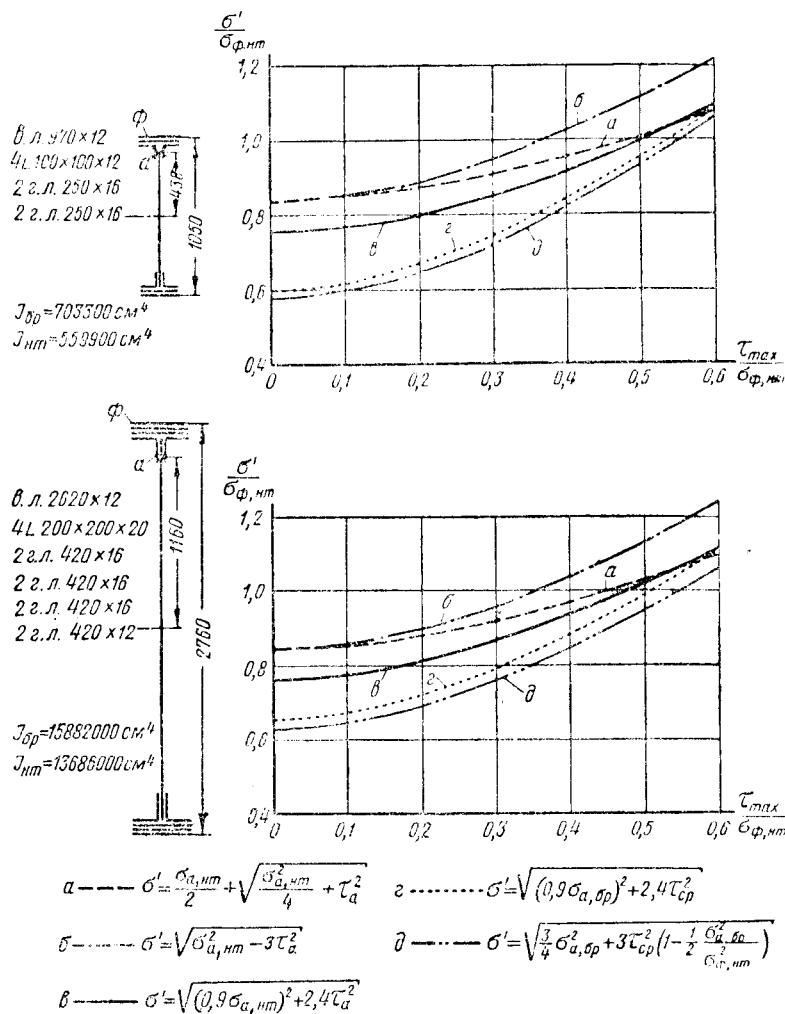


Рис. 17

Расчет на совместное действие нормальных и касательных напряжений является определяющим по ТУПМ-47 при $\frac{\sigma'}{\sigma_{ф}} > 1$ и по ТУПМ-56 при $\frac{\sigma'}{\sigma_{ф}} > \frac{1}{1,05} = 0,95$. Из графиков рис. 17 и 18 следует, что это имеет место при $\frac{\tau_{max}}{\sigma_{ф}} > 0,3 \div 0,5$.

Кривые «в», отвечающие ТУПМ-56, идут на соответствующих участках как правило ниже кривых «а», отвечающих ТУПМ-47; таким образом переход на новую методику должен давать некоторое облегчение сечений.

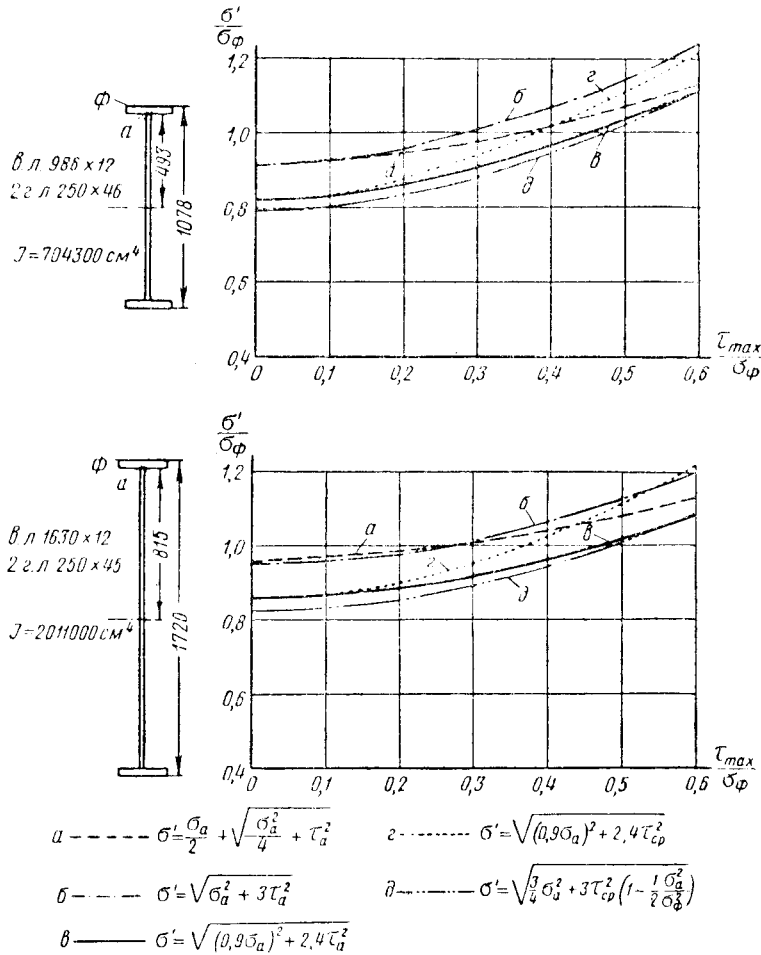


Рис. 18

Кривые «в» в соответствии с принятым критерием предельного состояния располагаются между кривыми «б» и «д», определяющими соответственно появление текучести в фибре «а» и возникновение шарнира пластичности (в предположении, что величина предела текучести не изменяется). Для клепаных сечений кривые «в» идут относительно высоко — ближе к кривым «б», для сварных сечений — относительно низко — ближе к кривым «д». С этим следует согла-

ситься, так как в клепаных изгибаемых элементах стенка за счет податливости заклепок оказывается фактически несколько перенапряженной.

Проверка касательных напряжений по «Дополнениям» и по ТУПМ-56 выполняется по формуле:

$$\tau_{max} = \frac{Q \cdot S_{max,бр}}{I_{бр} \cdot \delta} \leq c' \cdot 0,6R_0.$$

Коэффициент c' в этой формуле увеличивает допускаемое касательное напряжение (или расчетное сопротивление) при значительной неравномерности распределения касательных напряжений по высоте стенки. При этом предполагается, что достижение касательными напряжениями предельной величины только в одной точке или в небольшой зоне по высоте сечения не составляет еще предельного состояния.

Значения коэффициента c' приняты следующими:

при $\frac{\tau_{max}}{\tau_{cp}} \leq 1,25$ $c' = 1,00$,

при $\frac{\tau_{max}}{\tau_{cp}} \geq 1,50$ $c' = 1,25$,

для промежуточных значений — по линейной интерполяции.

Если поперечная сила воспринимается прямоугольным сечением (при отсутствии поясов), что имеет место, например, в прикреплении поперечной балки, $\frac{\tau_{max}}{\tau_{cp}} = 1,50$ и расчет ведется по преж-

ней формуле $\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{F_{бр}} \leq 0,75 R_0$. Таким образом учет раз-

вития пластических деформаций в сечении позволяет избежать утяжеления стенки поперечной балки несмотря на переход на энергетическую теорию прочности.

Касательные напряжения изгиба, как известно, действуют всегда при наличии в этом же сечении нормальных напряжений. Тем не менее формула для проверки одних только касательных напряжений в сечении имеет большое практическое значение, поскольку она используется в случаях, когда нормальные напряжения хотя и имеются в сечении, но не превосходят некоторой величины.

Установим ориентировочно численное значение соотношения

$$K = \frac{\tau_{max}}{\sigma_{\phi}},$$

при котором, исходя из формул и нормативов ТУПМ-56,

сечение изгибаемого элемента полностью используется как по условным приведенным, так и по касательным напряжениям,

т. е. удовлетворяются два равенства:

$$\sqrt{\sigma_{1,нт}^2 + 2,4\tau_a^2} = R_0;$$

$$\tau_{max} = c' \cdot 0,6 R_0.$$

Зададимся обычными для изгибаемых элементов соотношениями и коэффициентами:

$$\frac{\sigma_a}{\sigma_\phi} = 0,9; \quad \frac{\tau_a}{\tau_{max}} = 0,8; \quad c' = 1.$$

Выразим $\sigma_{1,нт}$ и τ_a через R_0 , используя равенство (2):

$$\sigma_{1,нт} = 0,9 \cdot 0,9 \cdot \sigma_\phi = 0,81 \frac{0,6R_0}{K} = \frac{0,486}{K} \cdot R_0;$$

$$\tau_a = 0,8 \cdot 0,6 R_0 = 0,48 R_0.$$

Подставив эти величины в равенство (1), получим уравнение относительно K , из которого

$$K = \frac{\tau_{max}}{\sigma_\phi} = 0,725.$$

При других соотношениях в сечении K колеблется около $0,7 \div 0,75$.

Таким образом для большинства изгибаемых элементов формула

$\sqrt{\sigma_{1,нт}^2 + 2,4\tau_a^2} \leq R_0$ должна практически применяться в интервале

$\frac{\tau_{max}}{\sigma_\phi}$ от $0,3 \div 0,5$ до $0,7 \div 0,75$, а формула $\tau_{max} \leq c' \cdot 0,6 R_0$ — при

$\frac{\tau_{max}}{\sigma_\phi}$ более $0,7 \div 0,75$.