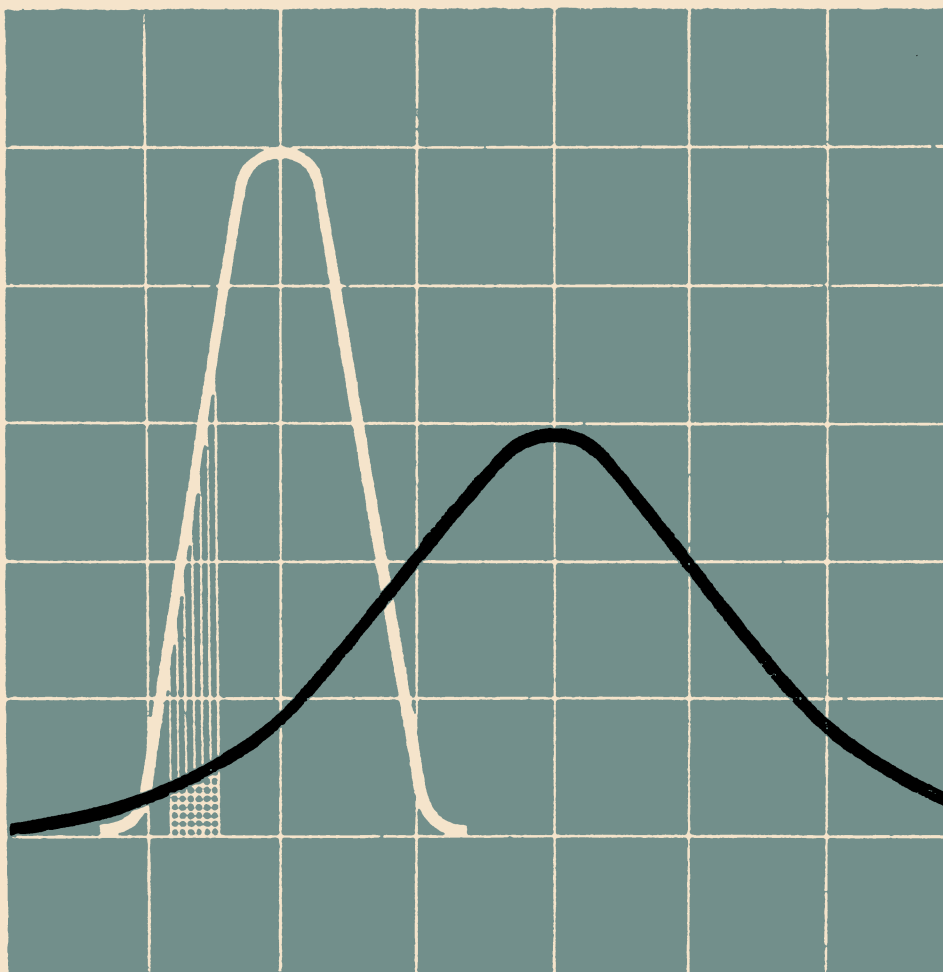


РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ



МОСКОВСКИЙ ОРДЕНА ТРУДОВОГО КРАСНОГО ЗНАМЕНИ
ИНЖЕНЕРНО-СТРОИТЕЛЬНЫЙ ИНСТИТУТ ИМ. В. В. КУЙБИШЕВА

РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Сборник статей под ред. д-ра техн. наук проф. Е. И. Беленя



ИЗДАТЕЛЬСТВО ЛИТЕРАТУРЫ ПО СТРОИТЕЛЬСТВУ
Москва—1971

В книге содержится более 20 статей, в которых рассматриваются различные аспекты расчета строительных конструкций по предельным состояниям, введенного в нормативные документы по инициативе группы специалистов под руководством Н. С. Стрелецкого. В книге рассмотрены общие принципы расчета по предельным состояниям, его значение для строительной науки и ближайшие перспективы этой методики; характеризуются пути приближения предельных состояний к реальным условиям работы конструкций различных видов.

Книга предназначена для инженеров-проектировщиков и научных работников.

3—2—5
953—71

Сборник статей под ред. д-ра техн. наук проф. *Е. И. Беленя*
РАЗВИТИЕ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

* * *

Стройиздат

Москва, К-31, Кузнецкий мост, д. 9

* * *

Редактор издательства *Болотина А. В.*

Внешнее оформление художника *Олендского А. А.*

Технический редактор *Михеева А. А.*

Корректор *Атавина Л. П.*

Сдано в набор 16/III 1971 г. Подписано к печати 7/IX 1971 г.
Т-15723 Формат 60×90^{1/16} д. л. 5,5 бум. л. 11 п. л. (уч-изд. 10,32 л.)
Тираж 4.500 экз. Изд. № И VIII-2369 Зак. 201 Цена 88 коп.

Московская типография № 4 Главполиграфпрома
Комитета по печати при Совете Министров СССР
Б. Переяславская, 46.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В ноябре 1966 г. в МИСИ им. В. В. Куйбышева был проведен коллоквиум по вопросам развития методики расчета по предельным состояниям.

Отправным материалом дискуссии был доклад Н. С. Стрелецкого, в котором автор поставил на обсуждение ряд принципиальных вопросов, связанных с возможными направлениями развития методики, с ее несовершенствами и возможностями. Текст этого доклада, — последней научной работы Николая Станиславовича, — впервые публикуется в этом сборнике.

Дискуссия проводилась как по вопросам, непосредственно затронутым в докладе Н. С. Стрелецкого, так и по другим вопросам, связанным с проблемой развития методики расчета. В дискуссии приняли участие специалисты многих научных, проектных и производственных организаций Москвы и других городов страны. Целью дискуссии было желание привлечь внимание научной и инженерно-технической общественности к настоятельной необходимости проведения работ по дальнейшему развитию и совершенствованию метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. После официального признания этого метода, т. е. включения его в СНиП взамен метода расчета конструкций по допускаемым напряжениям, прошло (к моменту дискуссии) 15 лет. Тогда отмечалась прогрессивность и перспективность метода расчета по предельным состояниям; было известно также, что многие его основные положения и расчетные коэффициенты требуют дальнейшей разработки и уточнения. Одним из основных достоинств метода расчета была возможность непрерывного его совершенствования в результате уточнения расчетных коэффициентов на основе изучения действительной работы сооружений, нагрузок, материалов и т. п.

Признавая важность отработки общих положений методики и уточнения терминологии, наиболее важным в настоящее время для практики проектирования и создания равнопрочных конструкций является уточнение расчетных коэффициентов на базе изучения действительной работы сооружений каждого вида.

Дискуссия показала, что эти возможности используются далеко не полностью, а нормативные материалы по расчету почти не пополнились новыми данными.

Участники дискуссии приняли решение о создании при НТО стройиндустрии комиссии по усовершенствованию метода расчета по предельным состояниям. Эта комиссия под председательством доктора технических наук профессора А. В. Геммерлинга проводит систематическую работу по решению различных проблем, связанных с развитием методики расчета, привлекая к обсуждению этих проблем широкую научную и инженерно-техническую общественность. Материалы этих обсуждений передаются в ЦНИИСК им. В. А. Кучеренко — головную организацию по разработке новой редакции СНиП.

Вопросы, поставленные в дискуссии на коллоквиуме МИСИ им. В. В. Куйбышева, актуальны и в настоящее время. Они могут служить основой для программы работ по совершенствованию метода расчета по предельным состояниям.

Д-р техн. наук проф. *Е. И. Беленя*

К ВОПРОСУ РАЗВИТИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. Структура предельных состояний

Методика расчета по предельным состояниям принята в настоящее время не только Советским Союзом и странами социалистического лагеря, но и рекомендована к применению в некоторых капиталистических странах, причем за Советским Союзом остается приоритет в разработке методики, что усугубляет необходимость углубленного и критического к ней отношения.

Нужно отметить, что характеристики предельных состояний составлены у нас нечетко. Под первым предельным состоянием мы понимаем состояние, характеризующее прекращением эксплуатации сооружения в результате чрезмерных силовых воздействий, под вторым — состояние, характеризующее появлением деформаций, недопустимых при нормальной эксплуатации, под третьим — состояние, характеризующее появлением повреждений, препятствующих эксплуатации сооружения.

Таким образом, предельные состояния отличаются причинами прекращения эксплуатации (силовые воздействия, перемещения — деформации, повреждения); эксплуатация таких сооружений может быть нормальной и лежащей за пределами нормальной.

Нормальная эксплуатация характеризуется стационарным процессом бесперебойной работы вполне годной конструкции; однако по ряду причин процесс этот может быть нарушен периодами ненормальной эксплуатации, дающими нестационарный процесс, сопровождаемый обычно повышенными силовыми воздействиями. Эти два вида эксплуатации отмечены в нормах расчета. Первый вид, определяющий второе предельное состояние и характеризующийся стационарным процессом, может иметь осредненные оценки состояния сооружения (прогиб или какая-либо другая результирующая деформация). Второй вид, определяющий первое предельное состояние, должен оценивать отступления от стационарного процесса эксплуатации.

Таким образом, и первое и второе предельные состояния имеют свою специфику.

Третье предельное состояние в существующей редакции норм относится только к каменным и железобетонным конструкциям, что не логично. Оно должно относиться к конструкциям из всех материалов. Возможно включение третьего предельного состояния в первое и второе, если нет предпосылок для самостоятельного его существования.

Такие предпосылки, по-видимому, есть. Они заключаются в специфике образования повреждений (трещин) как хрупкого процесса (хотя в ряде случаев — после пластических деформаций). Эта особенность принципиальна и является достаточным основанием для специального предельного состояния. Таким образом, возникает система из трех предельных состояний:

- 1) состояние стационарного процесса нормальной эксплуатации;
- 2) состояние отступлений от стационарного процесса при пластической работе материала;
- 3) состояние отступлений от стационарного процесса при хрупкой работе материала.

При таком подходе трактовка третьего предельного состояния должна быть существенно улучшена и углублена.

Существуют и другие предложения классификации предельных состояний, более близкие к действующим нормам, по которым к первому предельному состоянию относятся все случаи прекращения эксплуатации независимо от причин, его вызывающих, как при пластическом, так и при хрупком разрушении; второе состояние сохраняет свое значение как состояние стационарного процесса нормальной эксплуатации, на долю третьего остаются мелкие хрупкие повреждения, не требующие прекращения эксплуатации. При таком подходе третье предельное состояние правильнее объединить со вторым, т. е. иметь только два предельных состояния — первое и второе.

Первое и третье предельные состояния связаны с превышением силовых воздействий нормальной эксплуатации. Судя по тексту норм, это превышение должно быть предельным, отвечающим прекращению эксплуатации при исчерпании сооружением несущей способности. Поскольку исчерпание несущей способности является аварийным состоянием, превышение силовых воздействий возможно до аварийных пределов. Такой подход является следствием представления о работе материала, как идеального упруго-пластического тела (рис. 1, а), которое было основным во время составления норм и при котором несущая способность и предельное состояние определялись наступлением пластичности. Ныне работа материала описывается возрастающей диаграммой, верхней точкой которой является потеря несущей способности (рис. 1, б).

Доведение усилий до исчерпания несущей способности противоречит первому постулату методики, состоящему в том, что расчет относится к безаварийному состоянию конструкции. Этот постулат неизбежен, так как мы не знаем и не можем предвидеть кинетики разрушения. Выявление расчетом постепенной потери связности статически неопределимых систем не противоречит сказанному, так как в процессе перехода из одной системы в другую сооружение предполагается несущеспособным, т. е. безаварийным. Таким образом, верхняя критическая точка предельного состояния характеризуется не аварийностью, а недопустимо-

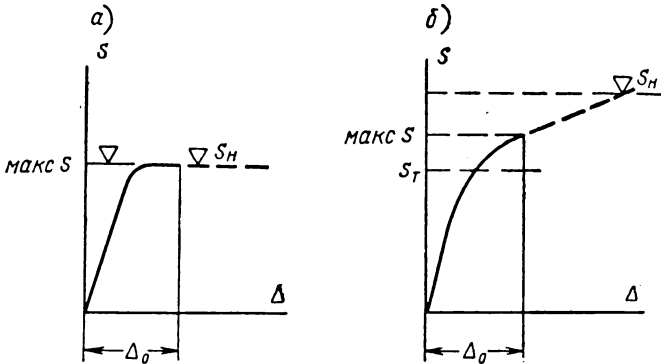


Рис. 1. Диаграммы работы конструкции

стью дальнейшей эксплуатации по различным причинам, зависящим от вида сооружения, условий эксплуатации и т. д.

Вторым постулатом является представление о поведении конструкции в момент исчерпания несущей способности. Считается, что несущеспособная конструкция в этот момент перехода сразу становится ненесущеспособной.

Продолжительность эксплуатации должна быть одним из основных параметров расчета и игнорирование этого обстоятельства является крупным пробелом современных норм.

С экономической точки зрения эксплуатация рациональна до тех пор, пока суммарные эксплуатационные расходы не станут возрастать¹. Этот предел эксплуатации находится за пределом нормальной эксплуатации, так как связан со значительными повреждениями, препятствующими эксплуатации, но не является аварийным.

Другой весьма частой причиной необходимости прекращения эксплуатации является нормальный износ конструкции вследствие возрастания во времени полезных нагрузок или других причин.

¹ Н. С. Стрелецкий, Д. Н. Стрелецкий. Проектирование и изготовление экономических металлических конструкций. Стройиздат, 1964.

2. Предельное состояние при отступлении от нормальной эксплуатации и пластической работе материала

Предельные состояния характеризуются прекращением эксплуатации в доаварийный период. Отсюда не следует, что аварийный период не имеет практического интереса, поскольку характер аварий для разных сооружений весьма различен, разрушения конструктивного комплекса крайне своеобразны и наиболее ярко характеризуют дефекты конструкций. Анализ аварий важен для повышения качества конструктивной формы, а также для оценки живучести конструкций.

Большой интерес представляет выявление возможности аварий сооружения во время его службы. Аварии — явление редкое, поэтому вопрос должен быть рассмотрен исходя из теории редких событий.

Взяв достаточно большое число m сооружений, из которых n_0 за достаточно большой промежуток времени имели аварии, можно получить среднюю (априорную) вероятность аварии.

$$p = \frac{n_0}{m}.$$

Для разных групп сооружений эта величина должна быть весьма различна. Приняв наиболее простую схему Пуассона, по которой произведение pm является величиной постоянной, равной математическому ожиданию ϵ , и распространяя полученные величины (m, p, n) на промежуток времени эксплуатации t , можем определить вероятность того, что аварии числом от единицы до n произойдут в течение эксплуатации в определенный промежуток времени Δt . Математическое ожидание аварий для промежутка времени Δt .

$$\epsilon_0 = \frac{n_0 \Delta t}{t}. \quad (2.1)$$

Вероятность того, что в промежутке Δt может произойти n аварий:

$$p(n, \Delta t) = \frac{\left(\frac{n_0 \Delta t}{t}\right)^n e^{-\frac{n_0 \Delta t}{t}}}{n!}. \quad (2.2)$$

Вероятность одной аварии

$$p(1, \Delta t) = \frac{n_0 \Delta t}{t} e^{-\frac{n_0 \Delta t}{t}}. \quad (2.3)$$

Поскольку авария может произойти в любом промежутке времени Δt , период появления аварии t_0 может быть получен из условия

$$\sum p(1, \Delta t) = 1. \quad (2.4)$$

Сравнивая t_0 с продолжительностью эксплуатации t , можно отметить те сооружения, для которых t_0 существенно больше t . Такими, по-видимому, являются мосты и тяжелые здания. Для опор связи мы можем иметь обратную картину. Следовательно, мы можем классифицировать сооружения по опасностям, показывающим те сооружения, на которые следует обратить внимание с точки зрения повышения их надежности.

Наибольшее число аварий приходится на первые годы применения данной группы сооружений. Это говорит о том, что главной причиной аварий является несовершенство конструктивной формы и недоработка приемов эксплуатации.

Опыт показывает, что аварии в большинстве случаев происходят при небольших силовых воздействиях и являются следствием накопления дефектов конструкции и материала, которые можно объединить понятием «повреждения». Повреждения являются параметрами не строительной механики, а строительной физики. Недостаточное изучение положений строительной физики является главной причиной того, что закономерности появления повреждений остаются не вскрытыми. Поэтому повышение надежности конструкций ведется в настоящее время эмпирически. Можно отметить два направления: первое — повышение запасов или им эквивалентных силовых воздействий выше фактических значений, оно бьет мимо цели, так как аварии происходят и при правильном расчете и завышенных запасах; второе — борьба с дефектами конструкций и материалов, и в первую очередь с повышением требований к отбраковке. Несмотря на широкое развитие работ в этой области, эффективность их пока невелика.

Таким образом, аварийное состояние конструкций или сооружения является особым состоянием, требующим специального подхода, выходящим за пределы обычного расчета.

Первое предельное состояние по классификации СНиП допускает две трактовки причин прекращения эксплуатации; эта двойственность отражается и на эволюции редакций норм.

По первой редакции СНиП целью расчета по первому предельному состоянию является обеспечение несущей способности сооружения; во второй редакции к этой характеристике уже добавлено «и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций». Таким образом, доявились две цели, два условия, причем второе — ограничение деформаций — явно сохраняет подчиненное положение. Однако возможен и второй подход, когда предельная деформация является главенствующей, определяющей предельное состояние. Такой подход более правилен;

пределом эксплуатационной способности является деформация, препятствующая процессу эксплуатации, поскольку прекращение эксплуатации происходит в доаварийном состоянии конструкции. Предельные силовые факторы являются производными, вытекающими из величины предельной деформации. Потеря эксплуатационной способности происходит ранее потери несущей способности, являющейся аварийным состоянием. Особенно четко это проявляется в конструкциях из упруго-пластичного материала, эксплуатация которых заканчивается на некоторой деформации Δ_0 (см. рис. 1, б), после которой она становится невозможной по тем или другим техническим или хозяйственным соображениям, в то время как несущая способность определяется максимумом диаграммы. Только при идеальном упруго-пластическом материале (см. рис. 1, а) потери несущей и эксплуатационной способности совпадают.

Таким образом, первое предельное состояние должно определяться не силовыми факторами, а деформацией. Подход, ставящий во главу силовые факторы, менее логичен, поскольку неясно, что характеризует критерий предельных напряжений, если они не приводят к потере несущей способности (см. рис. 1, б).

Возникает вопрос, как определить предельную деформацию. Решающей должна быть деформация конструктивного комплекса, которая получается как результат деформаций, входящих в комплекс конструкций, являющихся, в свою очередь, результатом деформаций их элементов. Предельная возможная деформация может быть задана, установлена наблюдениями, умозаключениями и экспериментальными и теоретическими исследованиями. Можно отметить, что и другая суммарная деформация нашего расчета — предельная деформация нормальной эксплуатации — была установлена без глубоких теоретических исследований. Она оказалась удобной, отвечающей предъявляемым к ней требованиям, и стала поэтому одной из наиболее стабильных характеристик работы конструкции. Таким же способом должна быть установлена величина деформации при отступлениях от нормальной эксплуатации. Эта деформация должна быть такой, при которой эксплуатация встречает большие затруднения, делающие ее опасной или нерациональной.

Предельные величины деформаций для элементов конструкции являются основой для подбора элементов на прочность и деформативность. Результирующая деформация комплекса не может противоречить прочностным и деформационным характеристикам элементов конструкции; соответствие определяет удачность компоновки.

Предельные значения деформаций, по-видимому, будут связаны с развитием пластических деформаций. Важным вопросом является определение глубины проникания зон пластичности при этих деформациях и величин упругого ядра, характеризующего

работоспособность конструкции. В настоящее время этот вопрос может быть разрешен разными методами; удобен метод повторных приближений; возможно распределение зон пластичности исходя из принципа минимума энергии деформации и др. Значительная трудоемкость расчета делает весьма целесообразным применение вычислительных машин.

Таким образом, возникают две задачи:

1) на основе величины предельной деформации установление зон пластичности;

2) по величине зон пластичности установление соответствующих силовых факторов.

При таком подходе силовые воздействия оказываются заключительным параметром расчета; они определяются на основе величины предельной деформации и сравниваются с нормативными, чем устанавливается правильность подбора сечений. Учет пластических деформаций облегчает конструкцию и ведет к экономии материала. Конечно, предельное состояние должно быть достаточно углубленно проанализировано: установлены глубина потери статической связности в статически неопределимых системах, возможность потери устойчивости элементов, затухание или нарастание пластических деформаций при повторных нагрузках, эффект сложного нагружения и т. д. На базе этого анализа должны быть скорректированы принятые величины предельных деформаций и установлены обоснованные их значения.

3. О предельном неравенстве расчета конструкции по предельным состояниям

Основным требованием безаварийного состояния сооружения является условие, что за все время эксплуатации наибольшее возможное усилие в элементах конструкции должно быть меньше наименьших возможных сопротивлений материала конструкции, что характеризуется предельным неравенством, являющимся основой расчета конструкций по предельным состояниям:

$$\text{макс } N \leq \text{мин } \Phi, \quad (3.1)$$

где макс N — наибольшее возможное усилие в конструкции;

мин Φ — наименьшее возможное сопротивление материала элемента конструкции.

Обе величины рассматриваются как величины изменчивые и статистически случайные и определяются статистическим расчетом.

Основной задачей расчета и конструирования является установление требований и решений, гарантирующих действительность указанного неравенства в течение срока эксплуатации сооружения. Однако, несмотря на это, в современной стадии проч-

ностного расчета по предельным состояниям время явно не учитывается, что является существенным пробелом методики расчета. В наиболее принципиальной части расчета по методике предельных состояний — в предельном неравенстве — фактор времени игнорируется в связи с тем, что для характеристики изменчивости расчетных параметров применяются кривые распределения, имеющие асимптотические части (Гаусса, Пирсона и др.), чем вводится представление, что изменчивые расчетные параметры могут иметь любые величины, ограниченные

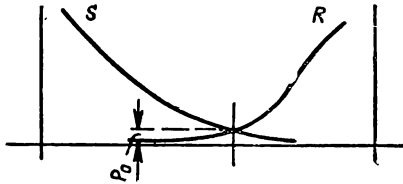


Рис. 2. Пересечение кривых распределения усилий и прочности в предельном неравенстве

только весьма малой вероятностью появления крайних их значений, что не соответствует конечной продолжительности эксплуатации сооружения (рис. 2). Такой подход приводит к неизбежности обрыва кривых распределения в точке пересечения их на величине некоторой малой вероятности, принимаемой за практический нуль, величине неопределимой

и недоказуемой, что снижает четкость методики. Кривые распределения расчетных параметров, ограниченные конечным сроком эксплуатации сооружения, должны иметь конечную протяженность своих величин. Таких кривых довольно много, однако аналитическая структура их достаточно сложна и соответствие их физической природе изменчивости расчетных факторов не очень ясно. Поэтому рациональнее исходить из других позиций и непосредственно определять те предельные значения расчетных параметров, которые могут появиться за время эксплуатации конструкций. Первым вопросом этой задачи является установление продолжительности эксплуатации сооружений.

Решение этого вопроса имеет две трудности: первая состоит в том, что изменение стоимости ремонтов в функции продолжительности эксплуатации, делающих эксплуатацию невыгодной, неизвестно и требуется еще большая статистическая работа для установления этой зависимости; вторая заключается в том, что расчет должен основываться на зависимостях, отвечающих не современным условиям, а изменению этих условий в будущем; материалов для решений этой задачи также нет. Поэтому в настоящее время наиболее рационально задать плановую продолжительность эксплуатации на основании сравнительного анализа работы сооружений.

Далее необходимо выявить величины расчетных параметров, хотя бы силовых факторов, которые могли бы проявиться за время эксплуатации.

Главным недостатком кривых распределения является то, что они учитывают только повторяемость явления и потому не

учитывают случайного процесса изменчивости расчетных параметров в зависимости от времени. Простейшей интерпретацией случайного процесса может служить временный ряд, показывающий последовательность появления случайных величин.

Для условий нашей задачи такой упрощенный подход вполне возможен.

Цель расчета — гарантировать бесперебойную эксплуатацию в течение требуемого срока. Для решения этой задачи изучение

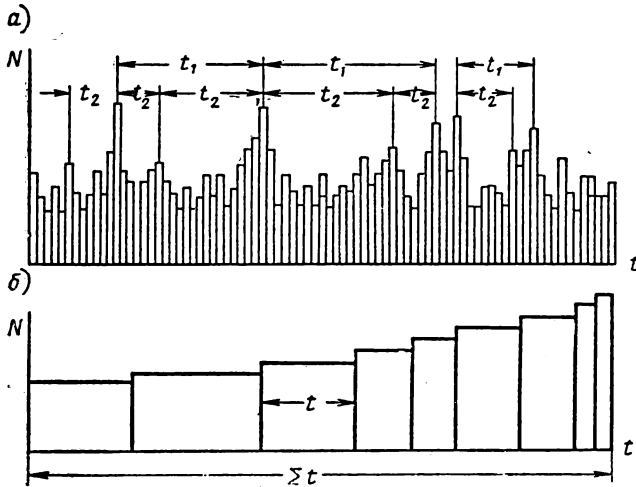


Рис. 3. Временные ряды изменчивости нагрузок

изменчивости и величины силовых воздействий имеет первостепенное значение, что и подчеркивается правилами расчета. Использование временных рядов силовых воздействий, как явных функций времени, более правильно, чем кривых распределения, хотя и более громоздко (рис. 3).

Временные ряды широко применяются при изучении атмосферных нагрузок и представляют собой графическое отображение отсчетов, производимых на метеостанции. Поскольку эти отсчеты производятся периодически, несколько раз в сутки, временно ряд приобретает форму дискретного ряда. Такой прием может быть распространен и на технологические нагрузки, что упрощает организацию наблюдений; необходимо только время отсчетов воздействий нагрузок соотносить с наиболее характерными моментами режима эксплуатации. Временной ряд может быть натуральным, соответствующим фактической последовательности отсчетов (см. рис. 3, а), и отсортированным (см. рис. 3, б), в котором силовые воздействия откладываются в возрастающем порядке. Отсортированный ряд непосредственно дает вероятность появления какого-либо силового воздействия;

оно имеет вид:

$$p = \frac{t}{\Sigma t}, \quad (3.2)$$

где t — время действия данного силового воздействия; Σt — протяженность ряда.

С этой точки зрения отсортированный временной ряд вполне эквивалентен кривой распределения плотности вероятности.

Натуральный временной ряд имеет периодическую структуру; обычно большие воздействия появляются редко. Различают большие периоды между большими воздействиями и малые между меньшими; и те и другие имеют статистическую природу; статистические их закономерности интересны для анализа воздействия. Для технологических нагрузок, ярким представителем которых являются крановые нагрузки, временные ряды достаточно устойчивы (стационарны), так как технологический процесс производства, обслуживаемый крановыми мостами, достаточно стационарен, чем характеризуется нормальный процесс производства — режим нормальной эксплуатации; однако этот процесс иногда прерывается местными повышениями воздействий.

Вследствие крайней трудности составления временного ряда за все время эксплуатации суждение об изменчивости нагрузок обычно производится на основании анализа выборочных рядов конкретной продолжительности; причем, поскольку определяемые расчетные параметры касаются не одного сооружения, а комплекса сооружений или района (для атмосферных нагрузок), временные ряды устанавливаются в результате обобщения работы нескольких однородных сооружений или разных метеостанций, обслуживающих один район. Обобщение наблюдений метеостанций не представляет затруднений, так как они имеют фиксированное время наблюдений, по которому можно вести обобщения; при этом рационально определять статистические параметры наблюдений (математическое ожидание и дисперсию силового воздействия). Обобщить временные ряды технологических нагрузок труднее, так как выборочные ряды, как правило, отвечают календарно разным временам наблюдений. Однако исходя из принципа стационарности режима нормальной эксплуатации это не так существенно, и ряды можно обобщать независимо от времени их наблюдения при условии, что начало их отвечает одному и тому же моменту режима эксплуатации (например, моменту подхода разливочного крана к печи). Стационарность режима нормальной эксплуатации доказывается непосредственными наблюдениями, сравнением кривых распределения и отсортированных рядов при разном числе воздействий и может считаться достаточно четко установленной.

Статистическая обработка величины малых периодов не представляет трудности ввиду их большого числа и может быть

произведена непосредственно; информация по большим периодам более скудна, и, по-видимому, величину больших периодов рационально определять по теории редких событий.

Для этой цели определяем число n_0 повышенных значений воздействий по сумме всех выборочных рядов и отношение его к суммарному времени выборочных рядов Σt . Тогда математическое ожидание того, что повышенное воздействие произойдет в течение промежутка времени Δt , равняется:

$$\varepsilon = \frac{n_0 \Delta t}{\Sigma t} \quad (3.3)$$

и величина большого периода может быть получена из условия (2.4).

Знание величин периодов и величин воздействий дает возможность построить отсортированный временной ряд, отвечающий всей продолжительности эксплуатации, который будет иметь более протяженные ступеньки ввиду большого числа повышенных значений силовых воздействий и даст возможность поставить вопрос о предельных величинах силовых воздействий.

Здесь прежде всего необходимо условиться о критерии предельного воздействия. За такой критерий удобнее всего взять число появлений. Таким числом можно считать отсутствие (ноль появлений), одно появление или несколько (небольшое число) появлений за время эксплуатации. Логически первый и второй критерии, характеризующие отсутствие перерывов в эксплуатации или первый перерыв эксплуатации, должны быть отнесены к аварийным воздействиям. Поскольку эксплуатация предполагается неаварийной и превышения воздействий соответствуют лишь недосмотрам, возможно и большее число появлений. Число это всецело зависит от назначения предприятия и тех убытков, которые оно терпит при перерывах в эксплуатации. Такой подход, как будто, противоречит принципу бесперебойной эксплуатации; однако этот принцип не должен пониматься буквально и небольшое число перебоев может быть экономически оправдано.

При не очень больших величинах периодов число наибольших значений силовых воздействий (крайняя площадка временного ряда) может быть достаточно большим и большим того числа, которое признано целесообразным. Тогда необходимо произвести экстраполяцию ряда до того числа появлений, которое признано целесообразным. Экстраполяция упрощается, если можно найти предельную величину аргумента, для которого вероятность появления равняется нулю. Когда силовое воздействие является статистическим комплексом ряда случайных обстоятельств, что типично для технологических нагрузок, такое значение N_0 может быть получено как случай совпадения воздействия всех факторов. Для атмосферных нагрузок такая задача должна быть разрешена как специальная крайняя задача метеорологии.

Вероятность крайней ступеньки временного ряда

$$p_1 = \frac{t}{\sum t}, \quad (3.4)$$

где t — протяженность ступеньки.

Аналогично может быть задана вероятность $p(m)$ появления малого числа предельных воздействий, установленного в соответствии со значимостью сооружения и экономическими соображениями. Рассматривая участок между вероятностью p_1 и нулем как крайний участок кривой распределения, который можно принять за прямолинейный, можно по вероятности $p(m)$ определить соответствующее предельное усилие $N_{пр}$ (рис. 4).

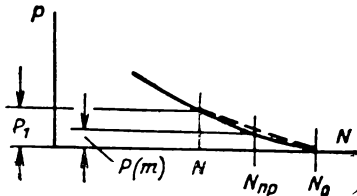


Рис. 4. Определение предельной нагрузки по временному ряду

Ветровые нагрузки могут иметь весьма редкие повышенные значения (например, при ураганах), которые могут быть пропущены во временном ряду; тогда, имея статистику ураганов для данной местности, можно определить период их появления как

редких событий и в случае необходимости учесть в расчете.

Временные ряды атмосферных нагрузок принципиально не отличаются от временных рядов технологических нагрузок, только периоды между повышенными величинами нагрузок обычно получаются меньше и повышенные нагрузки определяются не недосмотром, а географическими условиями. Предельные значения нагрузки можно получить по временному ряду экстраполяцией тем же приемом, который был указан выше.

Временные ряды содержат опыт прошлых лет и дают мало материала для экстраполяции на будущее. Для технологических нагрузок это не существенно, так как условия эксплуатации в будущем могут только улучшиться, и исходя из наличных условий мы несколько увеличиваем запас прочности. Для атмосферных нагрузок обезлесение, изменение климата (потепление) и увеличение температурного градиента может привести к увеличению ветровой, а может быть и снеговой нагрузки, однако это не должно быть значительным вследствие сравнительно небольшого срока службы сооружения.

Правая часть неравенства характеризует механическое сопротивление строительных материалов. Механические свойства строительных материалов являются случайной функцией химического состава и структуры материала. И то и другое зависит от условий изготовления материала, которые улучшаются с течением времени, в соответствии с чем меняются и свойства материалов. Минимальные механические сопротивления, гарантируемые промышленностью, определяются ГОСТами и принимаются за нормативные сопротивления. Как величины минималь-

ные, они имеют разброс (не влияющий на расчет) только в верхнюю сторону.

Несовершенство испытаний ведет к появлению (рис. 5) сопротивлений материала ниже браковочного минимума, а также требует установления более низкого предела расчетного сопротивления, зависящего от условий приемки. Поскольку расчетное сопротивление является следствием только несовершенства отбраковки и не имеет самостоятельного значения, логика требует сравнения силовых функций с нормативным сопротивлением. Расчетное сопротивление может рассматриваться как нормативное, умноженное на некоторый коэффициент, зависящий от условий приемки.

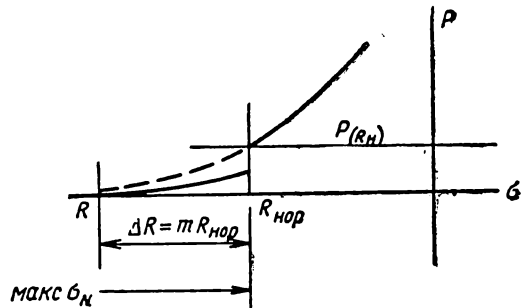


Рис. 5. Разрыв кривой распределения механического сопротивления материала в результате несовершенства отбраковки

Таким образом, решающее в настоящее время значение

расчетного сопротивления есть явление чисто временное, следствие недостаточного внимания к условиям приемки. Такой подход имеет тот недостаток, что, рассматривая расчетное сопротивление как основную характеристику материала, мы не заостряем внимание на наиболее законном приеме повышения напряжений — улучшении методов приемки.

Таким образом, в предельном неравенстве левая часть определяется из временного ряда, а правая — по кривой распределения. Эта кривая имеет совершенно четкую точку — нормативное сопротивление. Нормативное сопротивление устанавливается промышленностью одинаковым для всех сооружений из данной марки материала и имеет, конечно, экономические предпосылки. Можно поставить задачу об определении наивыгоднейшего нормативного сопротивления для данного вида сооружений. Эту задачу нетрудно решить повторными попытками (рис. 6). Повысив нормативное сопротивление на величину $\Delta R_n = R_n'' - R_n'$, мы увеличиваем количество отбракованного материала на величину $\frac{\Delta F}{F}$, где F — площадь кривой, а ΔF — часть кривой распределения между нормативными сопротивлениями.

Тогда убытки при таком изменении сопротивлений

$$U = \frac{\Delta F}{F} G \Delta C, \quad (3.5)$$

где G — вес материала в сооружениях данного вида; ΔC — снижение стоимости брака по сравнению с полноценным материалом.

В то же время при повышении напряжений от величины R'_H до R''_H снижается вес конструкций на величину

$$\Delta G = \frac{1}{k} G \frac{R'_H}{R''_H}$$

и получается экономия стоимости

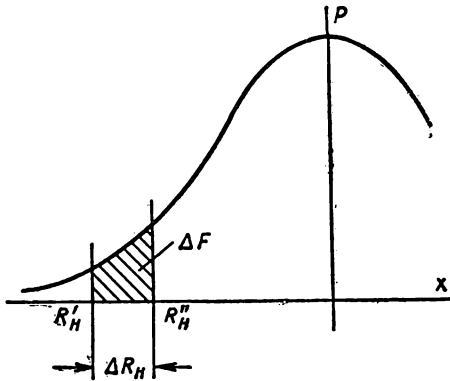
$$C = \Delta G C_M, \quad (3.6)$$

где C_M — единичная стоимость конструкции; k — конструктивный коэффициент.

Наивыгоднейшее значение сопротивления получается, когда $C = U$.

Таким образом, каж-

Рис. 6. Определение наивыгоднейшего значения нормативного сопротивления



дый вид конструкции при одной и той же марке материала может иметь свое нормативное сопротивление, зависящее от отношения $\frac{C_M}{\Delta C}$.

Очевидно, чем выше стоимость материала, тем больше должно быть нормативное сопротивление.

Изменение нормативных сопротивлений зависит от успехов промышленности и является не случайным, а плановым.

Изменчивость свойств материалов была первым видом изменчивости, учтенным в расчетах конструкций, и послужила даже основой определения надежности сооружений исходя из принципа наилучшего сочетания изменчивостей свойств материалов и нагрузок. Такой подход может быть возможным при оценке состояния комплекса сооружений в целом, но для данного сооружения он уже является не строгим. Так как свойства применяемых для данного сооружения материалов являются совершенно определенными и постоянными, они, строго говоря, не могут входить в статистические сочетания с изменчивыми значениями нагрузок, которые действуют на данное сооружение в течение его эксплуатации. Однако значения свойств материалов точно неизвестны. Поэтому в запас прочности можно взять минимальные значения, определенные статистически; однако для конкретного сооружения они рассматриваются как постоянные. Таким образом, в предельном неравенстве правая и левая части статистически обосновываются, затем сравниваются, в чем и заключается расчет.

Механические характеристики материалов могут меняться с течением времени от действия агрессивий или замедленных физико-химических процессов (старения, ползучести и т. д.). Для некоторых материалов (например, полимеров) ползучесть является одним из основных параметров работы. Однако, несмотря на важность реологических свойств материалов, они изучены весьма мало, что затрудняет их использование в расчете. Крайне существенна изменчивость этих свойств, ее изучение является неотложной задачей.

В предельном неравенстве сочетаются два редких события — минимальное значение для данного объекта сопротивления материала и максимальное значение силового параметра. Малая вероятность этих событий представляет основу надежности наших конструкций против наступления предельного состояния. Вопрос о надежности неоднократно поднимался при учете изменчивости расчетных факторов по кривым Гаусса, что не отвечает условиям редких событий. С точки зрения редких событий (схема Пуассона) задача может быть разрешена более четко. Прежде всего необходимо определить априорную вероятность p появления изменчивого фактора, хотя бы нормативного сопротивления. Очевидно, она может быть определена по кривой распределения сопротивлений материала. Считая кривую распределения достаточно представительной, распространяем эту вероятность на m изучаемых объектов. Считая, что величина напряжений, равных нормативному сопротивлению, может появиться в одном, двух, ... , n элементах, получаем математическое ожидание появления нормативного сопротивления для всех объектов в целом: $\varepsilon = mp$, а вероятность появления

$$p(m) = \frac{(mp)^n e^{-mp}}{n!}, \quad (3.7)$$

где n — число элементов, в которых ожидается нормативное сопротивление.

Для данного объекта

$$p(1) = \frac{p^n l^{-p}}{n!}. \quad (3.8)$$

Так же может быть определена априорная вероятность появления предельного усилия по временному ряду:

$$p = \frac{n_0}{\Sigma n}, \quad (3.9)$$

где n_0 — число появлений предельного усилия в соответствии с временным рядом; Σn — полное число усилий (нагрузок) по временному ряду.

Произведение вероятностей дает вероятность совпадения. Она характеризует надежность с точки зрения наступления пре-

дельного состояния. Эта формальная надежность, по-видимому, должна быть достаточно велика, фактически она будет меньше вследствие несовершенств конструктивной формы и других причин.

Резюмируя, можно отметить следующее:

1. Предлагаемый вариант расчета не связан с необходимостью определения вероятности совпадения крайних значений расчетных параметров.

2. Основным параметром расчета является продолжительность эксплуатации сооружения.

3. В соответствии с этим кривые распределения изменчивых факторов должны иметь конечную протяженность. Работу конструкции в течение эксплуатации удобно характеризовать временным рядом.

4. Временной ряд дает возможность обоснованно установить предельные значения расчетных параметров.

5. Критерием предельного параметра является определенное число его появлений за время эксплуатации. Поскольку расчет характеризует безаварийную работу сооружения, число этих появлений может быть неодинаково для разных объектов. Оно определяется соображениями значимости сооружения и экономики.

6. Совмещением полученного предельного значения силового параметра с нормативным сопротивлением материала разрешается задача предельного неравенства.

7. Аварийное состояние конструкции является особым состоянием, выходящим в настоящее время за рамки расчета. Оно предотвращается конструктивными мероприятиями и требованиями повышения качества материала и возведения сооружения.

8. Формальная (теоретическая) надежность конструкции, по-видимому, велика; фактическая — значительно ниже теоретической; в настоящее время еще нет аппарата для ее установления.

4. Предельное состояние, отвечающее нормальной эксплуатации

Состояние нормальной эксплуатации продолжается почти все время работы сооружения; в соответствии с этим предельное состояние, характеризующее условия нормальной эксплуатации, может рассматриваться как основное для работы конструкций. Между тем анализ этого предельного состояния почти не затронут.

Одним из основных здесь является вопрос о нагрузке. Как известно, нормативная нагрузка по терминологии Норм расчета является наибольшей нагрузкой нормальной эксплуатации. Од-

нако это понятие не ясно. Нормальная эксплуатация представляет собой стационарный процесс, в течение которого численные значения нагрузок, определяемые частными обстоятельствами процесса, меняются около своего среднего значения в соответствии с режимом эксплуатации. Стационарный режим эксплуатации хорошо описывается средней частью кривых распределения нагрузок. Эти кривые достаточно разнообразны, что говорит о чередовании нагрузок и амплитуд их изменений для разных сооружений. Стационарный режим эксплуатации прерывается местными повышениями нагрузок, ограничивающих в процессе эксплуатации большие и малые периоды временного ряда. Возникает вопрос, можно ли эти местные повышения,

результаты недосмотров эксплуатации причислить к нормальной эксплуатации или они являются перерывами нормальной эксплуатации; иногда эти повышения являются прямым следствием условий технологического режима предприятия (например, периодический проход двух кранов по крановому пути, нагрузка двух путей двухпутных мостов, скопление автомобилей и т. д.) и, таким образом, присущи нормальной эксплуатации.

Чтобы уточнить этот вопрос, следует разграничить нагрузки первого и второго предельного состояния; логика требует, чтобы нагрузками одного предельного состояния были предельные нагрузки, нарушающие эксплуатацию или превышающие их, т. е. нагрузки крайних ступеней отсортированного временного ряда (см. рис. 3). Прочие нагрузки, включая все местные повышения нагрузок, не прерывают период эксплуатации. Разделить этот период на два (на период нормальной эксплуатации и период эксплуатации ненормальной, обусловленной недосмотрами или нерегулярным воздействием нагрузок, более тяжелых, чем обычные) возможно, но едва ли имеет смысл. Может быть, есть смысл разрешить вопрос, сняв слово «нормальная» в термине «нормальная эксплуатация», называя периодом эксплуатации весь период до появления предельных нагрузок и связанных с этим перерывов эксплуатации. Такой подход не противоречит представлению о том, что в течение срока работы сооружения может быть несколько перерывов эксплуатации.

При таких условиях определение нормативной нагрузки может иметь несколько вариантов. Во-первых, нормативную нагрузку можно рассматривать как некоторую среднестатистическую нагрузку (рис. 7), равную частному от деления математиче-

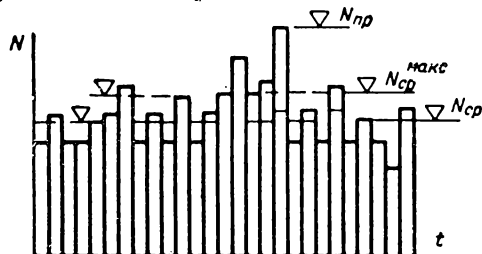


Рис. 7. Определение нагрузок по временному ряду

ского ожидания нагрузки периода нормальной эксплуатации на число появлений. Во-вторых, можно ввести понятие средненаибольшей нагрузки $N_{\text{ср}}^{\text{макс}}$, что, однако, вследствие неясности отбора наибольших нагрузок является менее четким. Преимуществом такого подхода является то, что обе нагрузки являются отображением реальной работы сооружения, недостатком — существенная зависимость повышенных нагрузок $N_{\text{ср}}^{\text{макс}}$ от назначения сооружения и потому большое их количество. Можно поставить вопрос, необходимо ли при таком подходе понятие «наибольшей нагрузки нормальной эксплуатации»? Наибольшая нагрузка должна что-то отделять, в данном случае наибольшая нагрузка нормальной эксплуатации, как реальная нагрузка непосредственно примыкает к предельной, так как между ними не может быть промежуточного состояния. Таким образом, нагрузка предельного состояния, отвечающего нормальной эксплуатации, должна быть среднестатистической. От нее могут идти совершенно условные связи к нормативной нагрузке. В зарубежных нормах Европейского комитета бетонов нормативная (характеристическая) нагрузка совершенно условна, она отстоит на расстоянии нескольких стандартов от средней и не связана ни с какой реальной нагрузкой.

Нормативная же нагрузка наших норм вообще не является статистической; она является попросту назначенной нагрузкой, на что и указывает слово «нормативная», и не связана ни с какой реальной нагрузкой. Такое решение вполне возможно для расчета по прочности, при котором расчетная нагрузка является производением нормативной нагрузки на коэффициент перегрузки и при соответствующем подборе коэффициента перегрузки может относиться к любой нормативной нагрузке. Такой подход прост и удобен, однако при рассмотрении нагрузки предельного состояния, отвечающего нормальной эксплуатации, он требует специальных коэффициентов для связи нормативной нагрузки с фактической.

В наших нормах нагрузка построена на тех же основах. Как условная, она может быть достаточно неизменной, в чем ее преимущество, поэтому она могла быть взята из старых норм. Однако она должна иметь схему реальной нагрузки, чтобы расчетные усилия были бы подобны действительным.

Численное значение нагрузки может быть взято в соответствии со среднестатистической или средненаибольшей нагрузкой. Принятие средненаибольшей нагрузки, например, от двух кранов, когда второй кран не является регулярной нагрузкой, уменьшает возможный коэффициент перегрузки и идет в запас прочности, поскольку такое повышение нагрузки является редким. Коэффициенты сочетания при крановых нагрузках обычно не применяются или применяются в минимальной мере, хотя они могли быть весьма эффективными.

Нормативная величина атмосферных нагрузок может быть получена на основании тех же принципов. Так же может быть установлена нормативная нагрузка как среднестатистическая периода эксплуатации или как нагрузка, назначенная на основании общего рассмотрения возможных нагрузок данного района. В наших нормах нормативная атмосферная нагрузка определяется по географической карте, учитывающей метеорологические особенности, и имеет одинаковый коэффициент перегрузки независимо от географических условий района. Такой подход, противоречащий существу вопроса, является результатом того, что метеорологами установлена статистически обоснованная предельная (расчетная) нагрузка, а нормативная нагрузка получена делением этой нагрузки на умозрительный коэффициент перегрузки, с тем чтобы нормативная нагрузка была близка к нагрузке предыдущих норм.

Средняя нормативная ветровая нагрузка определена по пятилетнему периоду появления наибольшей нагрузки, что отвечает понятию «наибольшая нагрузка нормальной эксплуатации». Такое решение возможно для расчета на прочность, в котором применяется расчетная нагрузка. Что же касается определения деформаций по предельному состоянию нормальной эксплуатации, то при таком подходе вопрос остается неясным, так как одинаковый для всех районов коэффициент перегрузки явно неправилен и карты нормативных и расчетных атмосферных нагрузок явно не идентичны.

Целью рассматриваемого предельного состояния является установление критерия достаточного соответствия работы конструкции требованиям в процессе нормальной эксплуатации. Эти требования в первую очередь характеризуются жесткостью конструкции и общими ее деформациями.

По существу, эти деформации являются средней оценкой работы конструкции; строго говоря, их нельзя назвать предельными, при них конструкция сохраняет несущую способность и может работать при больших деформациях и нагрузках. Однако могут возникнуть затруднения для эксплуатации. Рассмотрение этих деформаций как предельных (что в настоящее время при проектировании гибких конструкций встречается достаточно часто) вызывает сомнения.

Гибкие конструкции должны рассчитываться по деформированной схеме по деформациям, которые являются абсолютно наибольшими, лимитирующими возможность эксплуатации. Эти деформации зависят от нагрузки (при подвижных нагрузках) или от объективных условий эксплуатации (например, от сдвига технологических габаритов) и в меньшей степени от конструкции. Поэтому и гибкие, и жесткие конструкции принципиально могут иметь одинаковые предельные деформации.

В этом отличие между деформациями различных предельных состояний; деформация предельного состояния нормальной

эксплуатации есть только оценка рациональности и пригодности конструктивной формы, и потому она полностью от нее зависит; деформация предельного состояния отступления от нормальной эксплуатации есть запрет дальнейшей эксплуатации по объективным условиям и потому зависит в первую очередь от этих условий. Таким образом, предельные деформации различных предельных состояний не зависят друг от друга.

Конструктивную форму устанавливает предельная деформация при отступлениях от нормальной эксплуатации. Предельная деформация нормальной эксплуатации ее оценивает и уточняет.

Вопрос сводится к ликвидации: неудобств эксплуатации; прежде всего эти неудобства могут быть ликвидированы конструктивными мероприятиями. Во время нормальной эксплуатации возможно появление мелких повреждений, не лимитирующих эксплуатацию, но увеличивающих затраты на ремонты. Возможность появления таких повреждений может быть установлена специальным расчетом; ввиду многократности повреждений расчет этот должен вестись по нормативным нагрузкам, что сближает его с расчетом по предельному состоянию нормальной эксплуатации, но по характеру процесса и по логике вопроса он значительно ближе к третьему предельному состоянию.

Как было отмечено, нормативная нагрузка является условной нагрузкой, большей фактической. Расчет по деформациям от нормативной нагрузки идет в запас и возможен, когда конструктивная форма не лимитируется деформациями предельного состояния нормальной эксплуатации. Однако в том случае, когда деформация этого предельного состояния определяет конструкцию, что все же практикуется, то такой расчет будет неправильным; в этом случае должны быть введены переходные коэффициенты, связывающие нормативную нагрузку с фактической, которую следует понимать как среднестатистическую.

Обычно работа конструкции при расчете по предельному состоянию нормальной эксплуатации рассматривается в пределах упругости. Такой подход может быть объяснен нежелательностью при нормальной эксплуатации остаточных прогибов, которые могут нарастать.

Остаточный прогиб имеет значение главным образом после первой нагрузки, когда он может быть погашен строительным подъемом. Это относится также к конструкциям, работающим на подвижную нагрузку постоянной интенсивности (например, к подкрановым балкам). Теория и опыты показывают, что подкрановые балки, рассчитанные с учетом пластических деформаций, после первых же загружений работают как упругие и после погашения пластического прогиба строительным подъемом не отличаются по своей работе от обычных. Получающееся при этом механическое упрочнение, по-видимому, может быть ис-

пользовано; однако есть некоторые опасения с точки зрения равномерности и фактической глубины развития пластических деформаций, меньшей вязкости и больших опасностей хрупких повреждений; все же ряд примеров зарубежного опыта показывает, что механическое упрочнение, по-видимому, может быть использовано даже в конструкциях, работающих на динамическую нагрузку, конечно, при качественном исполнении.

Учет выносливости всегда проводился применительно к нормальной эксплуатации, т. е. без коэффициента перегрузки по нормативным нагрузкам. Ныне, если будет введен расчет по третьему предельному состоянию, можно найти весьма веские соображения в пользу передачи расчета на выносливость к вопросам третьего предельного состояния.

Повреждения от усталости, если их не ликвидируют изменением режима нагрузки и ремонтами, приводят к прекращению эксплуатации, так же как и при предельном состоянии отступления от нормальной эксплуатации. Однако вибрационная прочность существенно зависит от параметров, которые не имеют большого значения при вязком разрушении (концентрация напряжений, масштабный фактор и др.), но от которых зависит хрупкая прочность.

Разрушение от усталости происходит квазихрупко, внезапно, с нарушением целостности, что сближает его с хрупким разрушением. Все это делает более правильным причисление расчета на выносливость к третьему предельному состоянию.

5. Расчетные коэффициенты предельного неравенства

Расчетные коэффициенты предельного неравенства связывают предельные величины, определяемые предельным неравенством, с нормативными величинами, характеризующими работу конструкции при нормальной эксплуатации.

Таких коэффициентов три: 1) коэффициент перегрузки; 2) коэффициент однородности; 3) коэффициент условий работы.

Коэффициент перегрузки может рассматриваться с двух точек зрения: во-первых, как простое отношение предельной нагрузки к нормативной. Такой подход возможен, когда предельная нагрузка установлена статистическими исследованиями. Тогда необходим переход к нормативной нагрузке, заданной нормами проектирования; в этом случае коэффициент перегрузки имеет условную величину, не связанную с физической изменчивостью нагрузок. Во-вторых коэффициент перегрузки можно рассматривать как коэффициент изменчивости нагрузки и по нему определять предельную нагрузку. За основу в этом случае рационально взять среднестатистическую нагрузку, от которой отсчитывается изменчивость.

Как коэффициент изменчивости коэффициент перегрузки зависит от многих статистических случайных параметров, связан-

ных между собой прямой или корреляционной связью. Чтобы установить его величину, необходимо прежде всего расчленить коэффициент перегрузки на основные компоненты, статистически изучить каждый из них и затем сравнить между собой, т. е. произвести те же операции, которые необходимы были для установления статистически обоснованного коэффициента запаса. Такой подход может уточнить полученные опытные коэффициенты перегрузки, а также выяснить относительное значение компонентов перегрузки и установить предельные величины коэффициентов, зависящие от условий эксплуатации. Работа эта громоздка, но полезна.

К коэффициентам перегрузки непосредственно примыкает коэффициент сочетаний нагрузок, показывающий возможность совпадения нескольких нагрузок. Коэффициент сочетаний наиболее эффективен для кратковременных нагрузок, совпадение которых маловероятно. Коэффициент сочетаний можно рассматривать как коэффициент сочетания нагрузок и напряжений. Он может быть получен построением на основе кривых распределения нагрузок результирующей кривой распределения и определением соответствующего этой кривой коэффициента перегрузки. Его можно получить также построением кривых сочетаний на основе временных рядов сочетающихся нагрузок и установлением результирующего временного ряда.

Иногда к коэффициенту перегрузки прибавляют коэффициент планового возрастания, что по существу неправильно, так как коэффициент планового возрастания имеет совсем другую природу. Коэффициент планового возрастания не имеет статистического обоснования, а является результатом роста с течением времени потребностей народного хозяйства. В основу определения коэффициентов планового возрастания кладутся кривые роста продукции по отраслям производства, определяемые анализом конъюнктуры данной отрасли. Хотя этот анализ также является результатом статистических исследований, он должен рассматриваться как внешний, дающий только величину возрастания, которая затем вводится в расчет. Несмотря на всю важность этого коэффициента, существенно повышающего долговечность и экономичность сооружений, он вводится редко, в основном при расчете мостов. Недавно появилось предложение ввести коэффициент планового возрастания в расчет подкрановых путей, а также отчасти и оборудования. Большие убытки от задержек производства при усилении делают введение коэффициента планового возрастания рациональным. Конечно, он должен быть экономически обоснован.

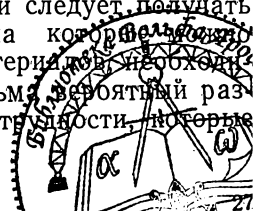
Коэффициент перегрузки постоянной нагрузки имеет двоякую природу. Во-первых, это коэффициент неточности изготовления и измерений, недосмотра как в отношении размеров изделия, так и веса входящих в изделие материалов. Изменчивость его имеет статистическую природу, но она ограничена величиной допусков

в размерах, дозировке и отбраковке материалов. Поэтому изменчивость эта невелика, обычно она оценивается в 10%. Ввиду небольшой величины коэффициента перегрузки статистические исследования его производятся редко. Исключением являются постоянные нагрузки покрытий, не защищенных от увлажнения.

Во-вторых, постоянная нагрузка может занимать различные положения, что прежде всего может относиться к оборудованию, которое может быть сдвинуто во время ремонтов или при изменении технологического процесса. Возможные положения оборудования не могут быть зафиксированы заранее и потому случайны, однако малое число перемещений за время эксплуатации не дает возможности подвести под них какую-либо статистическую базу. Поэтому наиболее правильно за перегрузку взять разность воздействий между невыгоднейшим положением и стационарным. В случае необходимости, учитывая малую вероятность перемещений, можно эту перегрузку исправить каким-либо поправочным коэффициентом.

Коэффициент однородности характеризует изменчивость свойств материалов. Изучение изменчивости свойств материалов составляло первое по времени направление углубления методики расчета по предельным состояниям. Благодаря ясности методики изучения изменчивости материалов достаточно широко освещена, и сейчас каждый новый строительный материал достаточно хорошо, статистически обоснованно характеризуется. Поэтому коэффициент однородности является наиболее известным коэффициентом методики.

Между тем в изучении коэффициента однородности есть ряд нечеткостей. Целевое назначение коэффициента однородности — установить расчетное сопротивление; но оно фактически заменяется изучением свойств материала в целом. Определение статистических параметров по кривым распределения плотности вероятности появлений данной характеристики материала принципиально не вызывает возражений. Точно так же достаточно обосновано принятие нормального закона распределения и широко распространенного обрыва кривой на расстоянии трех стандартных от центра кривой. Это дает сравнимые результаты, но несомненно требует уточнения. Распространение кривой Гаусса на не вполне симметричные распределения, делаемое часто с точки зрения большей простоты работы, требует проверки. Нужно также продолжить и развить работы по установлению простых законов несимметричных распределений. Весьма важно развитие этих статистических исследований на упруго-пластическую работу материала. В упруго-пластической области следует получать несколько достаточно обоснованных точек, на которых можно было бы нормировать диаграммы работы материала. Необходимые для дальнейшего развития расчета. Весьма вероятный разброс получаемых результатов и составляет трудности, которые должны быть специально изучены.



Этот подход не учитывает влияния отбраковки материала, которое для некоторых материалов (например, бетона и стали) должно быть значительным. Нормативное сопротивление делит кривую распределения механических свойств материала на две части — правую, соответствующую свойствам материала в целом, и левую, характеризующую материал, пропущенный при отбраковке (см. рис. 5). Обе совокупности имеют различное происхождение и потому должны рассматриваться отдельно, что может дать более благоприятные результаты для величин расчетного сопротивления. Коэффициент однородности (отношение расчетного сопротивления к нормативному) зависит только от левой части кривой и имеет, как уже было отмечено, сугубо временное значение, зависящее от условий приемки. Поскольку нормативное сопротивление является экономическим критерием, таким же является и коэффициент однородности.

В настоящее время коэффициент однородности привязан только к определению расчетного сопротивления. Он мог бы применяться шире для связи изменчивых свойств материалов с эталонным и наиболее удобным сопротивлением, каким могло бы быть не только нормативное сопротивление, но и среднее сопротивление материала. Коэффициент однородности может относиться к сопротивлению материала образца и сопротивлению материала в конструкции.

Большое значение для общей оценки конструкции в целом имеет коэффициент, выявившийся еще в самом начале изучения работы конструкций и получивший название «конструктивной поправки». Затем он был необоснованно забыт, несмотря на большее познавательное значение этого коэффициента, показывающего отношение фактического усилия в конструкциях к теоретическому его значению или, лучше, отношение соответствующих статистических величин. При более детальном анализе этого коэффициента могут быть отмечены: 1) влияние пространственной работы конструктивного комплекса и влияние дополнительных связей, не учитываемых расчетом, в частности жесткости узлов; 2) влияние концентрации напряжений; 3) влияние разнородности распределения материала и его структуры.

Все эти вопросы разрешаются экспериментально. Теоретически это случайные функции и события, потому требуется учет в методике расчета: а) коэффициентов изменчивости — коэффициентов однородности и б) коэффициентов перехода от уточненного метода расчета к стандартному, по существу коэффициентов условий работы, о чем будет сказано ниже. Комплекс этих коэффициентов дает конструктивную поправку в расширенном ее понимании.

Для работы материала конструкции особенное значение имеет явление концентрации напряжений. Характерным является резкое различие его изученности. Явление концентрации напряжений достаточно хорошо изучено в упругой фазе, где оно

может быть теоретически описано, но в упруго-пластической стадии сделаны только первые намеки. Между тем упруго-пластическая фаза является решающей почти для всех строительных материалов. Развитие этой проблемы тесно связано с проблемами прочности упруго-пластических материалов. Концентрация напряжений непосредственно отражается на характере разрушения как замедлитель упруго-пластической работы, нарушающий однородное распределение напряжений и повышающий опасность хрупкого повреждения. Поэтому величина концентраторов напряжений характеризует качество конструкции.

Учет пластических деформаций в расчете конструкции ведется уже 30 лет, однако до сих пор эта проблема далеко не разрешена. Учитывается только простое нагружение; работа конструкции при сложном нагружении, хорошо вскрытая экспериментально, до сих пор не используется в расчетах, несмотря на перспективы, которые она сулит. Вопрос этот проработан для стали; выявление того, как особенности сложного нагружения проявляются в работе конструкции из других материалов, имеет первостепенное значение. Недостаточно выявлена анизотропия работы материала в пластической стадии, что неясно не только для стальных конструкций, где он разъяснен в первом приближении, но и для конструкций из других материалов, которые все в пластической стадии должны быть значительно более анизотропны, чем в упругой. Решение этого вопроса является основной предпосылкой более обоснованного учета работы материала при сложном напряженном состоянии и сложном нагружении в пластической стадии. Все эти вопросы неизбежно встанут при расчете конструкции и определении деформаций в предельном состоянии в пластической стадии с учетом фактической пластичности материала и могут дать значительно более благоприятные результаты по сравнению с предпосылкой идеальной пластичности.

Существенно важно изучить реологические свойства пластичности. Начало этой проблемы положено изучением ползучести материала. Сейчас при применении предварительно напряженных сталей, алюминия и, главным образом, пластмасс вопрос этот имеет первейшее значение. Интенсификация исследований в этом направлении крайне необходима.

Все эти вопросы изучаются в основном в лабораторной обстановке; переход от лабораторного образца к фактической конструкции представляет собой особую проблему, главной трудностью которой является крайне малое число натурных наблюдений; между тем число параметров, от которых зависит изучаемое явление, резко увеличивается. Решением вопроса, по-видимому, является обоснованный выбор главных параметров, на КОТОРЫХ нужно сосредоточить свое внимание.

Известно, что основная схема расчета по предельным состояниям касается простейших случаев работы конструкции при про-

стейших напряженных состояниях. Более сложные случаи требуют специальных расчетов, часто еще не апробированных ни практикой, ни нормативно. Эти расчеты, хотя они обычно и более точны, часто исходят из специальных предпосылок и потому могут быть мало сравнимы с основным расчетом, основанным на других предпосылках.

Исходя из этих соображений и для ускорения в методику расчета по предельным состояниям введен коэффициент условий работы, учитывающий особенности работы конструкций. Коэффициенты условий работы применяются крайне обширно. Весьма часто они касаются малоизученных вопросов, учет которых в расчете все же является желательным. Коэффициенты условий работы неоднократно назывались умозрительно, что подрывает доверие к ним. Слишком часто эти коэффициенты принимаются равными единице из-за недостатка других, более обоснованных значений. Поэтому роль коэффициента условий работы при современном состоянии методики расчета пока еще невелика. Между тем этот коэффициент представляет собой особенность методики, позволяющую упростить и широко развить пределы расчета, и потому внимание к нему должно быть существенно повышено.

По существу коэффициент условий работы является экспериментальным коэффициентом и имеет статистическую природу. Логика требует, чтобы и значение изучаемого фактора в обычных условиях также было получено на базе эксперимента. Однако это значение заменяется обычно хорошо известной нормативной величиной, что дает уже другой коэффициент, названный «конструктивной поправкой».

Очень часто коэффициент условий работы является отношением расчетных величин более точного и условного расчетов; в этом случае отношение к нему должно быть более осторожным ввиду более сложных связей между точным и условным расчетом. В то же время использование здесь коэффициента очень целесообразно с точки зрения ускорений расчета, и потому этот вид коэффициентов условий работы широко применяется. Действительно, всякий расчет отображает связь между рассматриваемыми параметрами — функциональную или корреляционную зависимость. Между тем коэффициент условий работы дает только определенное соотношение, представляет собой только одну точку рассматриваемой зависимости, и функциональная связь утрачивается. Таким образом, коэффициент условий работы упрощает представление о работе конструкций. Поэтому установить рациональность применения коэффициента условий работы в этом случае очень важно.

Многие коэффициенты учитывают влияние условий эксплуатации на расчетные параметры. Ввиду сложности и разнообразия этих явлений соответствующие коэффициенты обычно уста-

навливают в порядке оценки влияния, т. е. умозрительно; однако и такой первичный подход очень важен для уточнения расчета.

В целом коэффициенты условий работы могут быть четырех видов:

- 1) коэффициенты связи расчета с условиями эксплуатации;
- 2) коэффициенты связи рабочего и точного расчета;
- 3) коэффициенты учета особенностей работы конструкции и материала;
- 4) коэффициенты учета побочных операций расчета.

Из сказанного ясно, что коэффициенты условий работы не являются еще коэффициентами доработанными и внимание к ним должно быть повышено, так как значение этих коэффициентов для метода расчета очень велико.

6. Предельные состояния при отступлении от нормальной эксплуатации и хрупкой работе материала

Предельное состояние, которое мы называем третьим, характеризуется внезапным, весьма быстрым процессом развития повреждений, чем оно отличается от достаточно длительного процесса повреждений в результате пластической работы. В обоих случаях развитие процесса доходит до величины, при которой эксплуатация конструкции должна быть прекращена. Этим условиям отвечают два вида повреждений:

1) хрупкие повреждения, когда накопленная в сооружении энергия благодаря задержкам развития деформаций достигает величины, соответствующей нарушению целостности материала, и развивающаяся трещина достигает опасных размеров, требующих прекращения эксплуатации;

2) усталостные повреждения, которые в результате длительной циклической нагрузки появляются внезапно и развиваются до величины, требующей прекращения эксплуатации.

Хрупкие повреждения появляются в результате однократного приложения нагрузки, поэтому им отвечают расчетные нагрузки с коэффициентом перегрузки; усталостным повреждениям, подготовляющимся длительное время, соответствует нормативная или среднестатистическая нагрузка, характеризующая длительный процесс.

Изучать вопрос о развитии хрупких повреждений можно со статической и динамической точки зрения. Шире распространено последнее (изучение ударной вязкости). Оно проще, но не перспективно из-за трудности разграничения влияния удара и влияния структуры материала, а также других трудностей анализа явления. Поэтому целесообразнее статическое решение вопроса.

Учет в работе конструкций возможностей хрупких повреждений материала представляет очень большие трудности; он еще совершенно не изучен. В настоящее время важно установить

направление исследований; при этом необходимо отметить, что решение должно быть привязано к методическим установкам принятого у нас метода расчета по предельным состояниям и в соответствии с этим представлять простой рабочий прием.

При решении этой задачи могут быть выдвинуты следующие вопросы:

1) установление характеристики третьего предельного состояния исходя из условий работы конструкции;

2) установление расчетных критериев третьего предельного состояния (критического напряжения, температуры и т. д.);

3) привязка учета хрупких повреждений к методике расчета по предельным состояниям.

Главной трудностью характеристики процесса хрупких повреждений является его комплексность по сравнению с процессом упругих и пластических деформаций, характеризующих другие предельные состояния, в которых масштабный фактор, температура и т. д. не имеют первенствующего значения и потому могут быть описаны дополнительными коэффициентами. Процесс хрупкого повреждения является функцией таких равноценных по своей значимости параметров, как форма элемента, структура (марка материала), размеры (масштабный фактор), температура и силовые воздействия, находящихся в неразрывной связи. Соответственно этот процесс описывается не линейно (диаграммой), а некоторым многомерным комплексом, в котором отдельные параметры не могут быть откинута без существенной погрешности. Комплексность характеристик очень усложняет решение вопроса.

Установить критерии третьего предельного состояния тоже сложнее, чем для первого и второго состояний. Критерием третьего предельного состояния должен служить комплекс значений вышеуказанных параметров, при которых появившееся повреждение продолжает развиваться, а эксплуатация невозможна. Этот комплекс имеет энергетическую природу и определяется количеством энергии в функции вышеуказанных параметров, превышающим определенную для данного значения комплекса величину. Задача усложняется тем, что сами параметры (например, форма конструкции) крайне многомерны. Очевидно, прямое решение вопроса практически крайне сложно. Выходом из положения является разделение параметров, выделение некоторых из них в качестве основных, подчиняющих себе остальные. Хотя такой подход делит задачу на ряд частных решений, он во многих случаях является целесообразным. Прежде всего можно выделить марку материала и для каждого материала произвести необходимые определения. К марке материала непосредственно примыкают структура материала и концентраторы напряжений. Оба эти параметра отличаются большим разнообразием и дискретностью своих значений. Поэтому необходимо изучать влияние каждого концентратора отдельно.

Практика нормирования выносливости показывает, что можно зайти очень далеко в отношении числа изучаемых концентраторов; едва ли это целесообразно, так как каждое значение концентратора дается с большим приближением. Достаточно изучить типовые концентраторы, составив их четкие нормали, а промежуточные значения взять по интерполяции. То же самое можно сказать и о влиянии структуры. По-видимому, достаточно изучить лишь крупнозернистую и мелкозернистую структуру.

Возможность нормативно-расчетного решения учета хрупких повреждений в настоящее время облегчается сравнительной легкостью фиксации появления трещины при данном концентраторе и данном материале. Это позволяет получить ряд зависимостей, характеризующих поведение материала.

Процесс хрупкого повреждения состоит из двух частей — зарождения трещины и ее развития; в зависимости от количества накопленной сооружением энергии трещина может развиваться непрерывно или заглохнуть, пройдя определенный участок конструкции. До тех пор, пока трещина не развивается непрерывно, состояние конструкции достаточно безопасно, так как неразвивающаяся трещина на определенном участке всегда может быть ликвидирована ремонтом. Таким образом, крайние значения параметров затухания трещины, ниже которых трещина развивается непрерывно, определяют границу между безопасным и опасным состоянием, критическую область третьего предельного состояния.

Комплекс параметров, характеризующих критическую область перехода, можно определить экспериментально.

Для стальных конструкций основной является зависимость между крайними значениями температуры и напряженного состояния затухания трещины, после которых трещина начинает развиваться непрерывно. Опыт показывает, что при уменьшении силового воздействия при определенном масштабном факторе температура затухания трещины уменьшается. Зависимость между температурой и масштабным фактором обратная; при увеличении размеров (например, толщины) температура увеличивается и может стать положительной при больших толщинах.

Таким образом, три основных параметра — силовое воздействие, температура затухания трещины и масштабный фактор — дают пространственную модель, определяющую поле критических параметров затухания трещины в виде поверхности, не имеющей максимума (рис. 8). Эта модель может быть интерпретирована в виде графика зависимостей между этими параметрами, аналогичного графику расчета стержней на эксцентричный продольный изгиб (рис. 9).

Напряжение критической точки появления третьего предельного состояния при заданной температуре и масштабном факторе может быть выражено как

$$\sigma_0 = \psi \sigma_s,$$

где σ_0 — напряжение элемента; σ_0 — напряжение эталонного образца; ψ — коэффициент, взятый из графика, в зависимости от величины масштабного фактора и температуры.

Отсюда следует, что расчетное сопротивление по третьему предельному состоянию может быть получено умножением обычного расчетного сопротивления R на коэффициент ψ по графику рис. 9.

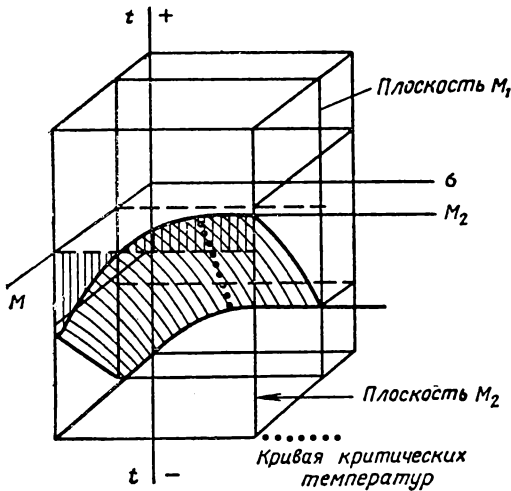


Рис. 8. Пространственная зависимость между критическими значениями параметров третьего предельного состояния: силовым фактором σ , температурой t и масштабным фактором M

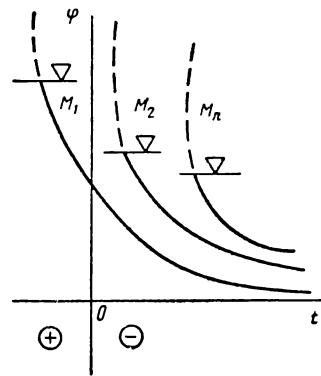


Рис. 9. Принципиальный график зависимости между критическим напряжением третьего предельного состояния σ_0 и напряжением эталонного образца σ_0 в функции температуры и масштабного фактора

Таким образом, хрупкие повреждения могут быть разбиты на два вида:

1) затухающие повреждения при параметрах, меньших критических. Эти повреждения не опасны и не требуют прекращения эксплуатации, но из-за появления нового концентратора напряжений может ускориться появление усталостных повреждений и при последующих нагружениях начнут развиваться трещины, поэтому эти повреждения должны быть ликвидированы;

2) повреждения, характеризующиеся развивающимися трещинами при параметрах, равных критическим или бóльших. Такое состояние конструкции является аварийным и требует прекращения эксплуатации.

Концентратор напряжений рассматривается как основной показатель, определяющий процесс хрупких повреждений; поэтому в первую очередь должны быть обследованы типичные концентраторы. Точно так же должны быть обследованы основные мар-

ки материала, которые характеризуют и структуру материала; очень возможно, что крупное и мелкое зерно должно быть обследовано самостоятельно.

Таким образом, для получения критических значений, по-видимому, необходимо установить:

1) типовые размеры и вид искажений формы (концентратора напряжений);

2) тип силового воздействия (очевидно, достаточно иметь простое растяжение);

3) тип и размеры образцов в соответствии с возможностями опыта;

4) критическую комбинацию параметров, ограничивающую область затухания трещины.

Как было отмечено, можно ограничиться небольшим количеством концентраторов. Например, для стальных конструкций можно принять прорезь, надрез, отверстие, конечно, строго определенной формы и размеров, так как вопрос в целом сводится не столько к установлению влияния того или другого концентратора, сколько к изучению хрупких сопротивлений материала вообще. Промежуточные условия могут быть оценены коэффициентами приведения. Наиболее рационален растянутый образец, как наиболее часто используемый при обычных испытаниях материала.

Учет выносливости представляет собой хорошо разработанную и очень специфическую область теории прочности. Специфичность эта не противоречит принципиальной стороне методики расчета по предельным состояниям и, как было отмечено, хорошо отвечает особенностям расчета по третьему предельному состоянию. Поэтому при введении методики расчета по предельным состояниям расчет выносливости остался без изменения и был только развит учетом влияния концентраторов напряжений и некоторым уточнением расчетной формулы. Эти вопросы выходят за рамки статьи, которая может ограничиться только констатацией связи учета выносливости с общим подходом расчета по методике предельных состояний. Величина вибрационной нагрузки и число циклов находятся между собой в определенной связи; чем вибрационная нагрузка выше, тем меньше возможные ее продолжительность и число циклов. Можно отметить, что вибрационная нагрузка должна быть выше нагрузки предела усталости, с тем чтобы она могла вызвать усталостное разрушение.

Исходя из принципа суммирования числа воздействий при сравнительном изучении областей потери выносливости и считая, что число циклов пропорционально суммарной длительности действия нагрузки, можно определить число циклов, соответствующее данному уровню нагрузки, по временному ряду (рис. 10). Средняя статистическая нагрузка, при которой возможно наибольшее число циклов, может быть достаточной

для потери выносливости, если она выше нагрузки предела усталости.

Потеря выносливости возможна и при больших нагрузках, которым отвечает меньшее число циклов. Таким образом, мы имеем области нагрузок, опасных с точки зрения потери выносливости. Установить, какая из этих областей является наиболее

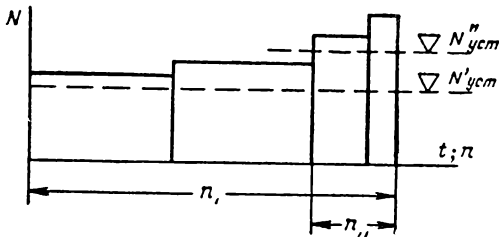


Рис. 10. Соотношение между числом циклов n и нагрузкой предела усталости N по временному ряду

опасной, можно исходя из теории накопления повреждений. Пока эта теория недостаточно разработана, приходится руководствоваться только общими соображениями.

Можно считать, что с точки зрения опасности усталости весьма неблагоприятна среднестатистическая нагрузка, если она выше предела усталости. Она

наиболее длительна и наиболее регулярна, хотя имеет наименьшие колебания от изменчивости нагрузки; амплитуда ее циклов почти полностью зависит от системы конструкции и от переменности значений усилий в данной статической схеме, учитываемых статическим расчетом. Более высокие нагрузки имеют меньшее число циклов, но большие колебания от изменчивости нагрузок, и потому они более случайны; нерегулярность нагрузок снижает опасность воздействия. Таким образом, при проверке на выносливость наиболее существенной должна считаться среднестатистическая нагрузка и нужно принимать меры, чтобы напряжения от нее не были выше предела усталости.

Поскольку среднестатистическая нагрузка ниже нормативной, проверка на выносливость может производиться по нормативной нагрузке с коэффициентом условий работы $m=1$. Однако вопрос этот еще не доработан.

Проверка на воздействие нерегулярно повышенной нагрузки, выходящей за пределы стационарного процесса нормальной эксплуатации, может считаться не обязательной при малом числе циклов таких воздействий. Безопасное число циклов может быть получено по правилу суммирования воздействий.

7. Основные предложения

1. Развить методику расчета по третьему предельному состоянию на расчет конструкций из всех материалов.

2. Улучшить классификацию предельных состояний.

3. Ввести учет фактора времени (продолжительности эксплуатации) в качестве основного параметра в расчет конструкций по предельным состояниям.

4. Считать основным параметром предельного состояния при отступлении от нормальной эксплуатации предельную деформацию, препятствующую дальнейшей эксплуатации.

5. В основу изучения изменчивости нагрузок принять случайный процесс изменчивости по времени, характеризуемый временным рядом нагрузок.

6. В зависимости от значимости сооружения считать возможным в течение срока эксплуатации иметь несколько перерывов эксплуатации.

7. Для сооружений разной значимости и продолжительности эксплуатации считать возможным иметь разные значения предельных нагрузок.

8. Основным параметром работы материала считать нормативное сопротивление, а расчетное сопротивление рассматривать как временный показатель, зависящий от условий приемки.

9. При установлении нормативного сопротивления считать целесообразным учитывать его экономическую природу.

10. Считать, что в предельном неравенстве левая и правая части неравенства статистически обосновываются, после чего при расчете сооружения они рассматриваются как определенные величины.

11. Считать наиболее правильным за нагрузку предельного состояния нормальной эксплуатации принимать среднестатистическую нагрузку периода эксплуатации.

12. Считать, что предельное состояние нормальной эксплуатации имеет целью дать оценку пригодности конструкции к выполнению своего назначения во время эксплуатации и это предельное состояние не может лимитировать конструктивную форму сооружения. Она устанавливается предельной деформацией предельного состояния при отступлениях от нормальной эксплуатации.

13. Объединить в третьем предельном состоянии учет опасности от появления хрупких повреждений и повреждений от усталости материалов.

14. Учет опасности появления хрупких повреждений основывать на комплексном рассмотрении параметров третьего состояния, а именно, марки стали (структуры), концентрации напряжений, силовых воздействий, температуры и масштабного фактора. В настоящее время ряд параметров (марка стали, концентратор напряжений) допускает только отдельный их анализ.

15. Считать, что критические значения этих параметров, обуславливающие переход конструкции в опасное состояние, соответствуют появлению непрерывно развивающихся трещин или крайнему моменту затухания трещин. Связь между критическим напряжением в функции остальных параметров и напряжением эталонного образца может быть установлена одночленной формулой.

А. А. ГВОЗДЕВ, д-р техн. наук проф.

К ВОПРОСУ О БЛИЖАЙШИХ ПЕРСПЕКТИВАХ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям был введен в нормативные документы в нашей стране по инициативе группы специалистов, возглавлявшейся Николаем Станиславовичем Стрелецким, который до последних дней являлся главным двигателем дальнейшего прогресса в этом направлении.

В двух изданиях Строительных норм и правил (1955—1962 гг.) главы, регулирующие расчет конструкций, составлены на основе этого метода, доказавшего свою пользу.

Влияние метода расчета по предельным состояниям сказалось и за рубежом, притом не только в странах народной демократии, воспринявших его основные положения. Большую роль в распространении метода предельных состояний играет Европейский комитет по бетону (ЕКБ) — международная организация, созданная в связи с широко осознанной необходимостью отказаться от теории упругого железобетона и допускаемых напряжений и построить расчет конструкций на основе, полнее отвечающей современному состоянию наших знаний.

В 1958 г. в Москве Академией строительства и архитектуры был организован международный симпозиум по вопросам расчета конструкций, в котором участвовал ряд руководящих деятелей ЕКБ. Симпозиум показал близость точек зрения советских и зарубежных специалистов по многим вопросам. В Европейском комитете по бетону были приняты многие положения, разработанные в СССР, в значительной части заимствована наша терминология, в чем нетрудно убедиться, рассматривая изданные ЕКБ в 1964 г. «Унифицированные практические рекомендации для расчета и осуществления железобетонных конструкций». В создании этого документа участвовало много выдающихся специалистов западноевропейских стран. Для подготовки многих вопросов были созданы комиссии, объединявшие крупнейшие лаборатории разных стран и организовавшие экспериментальные исследования. Плоды работ этих комиссий представляют большой интерес. В силу этого Советский Союз с 1961 г. формально вступил в Европейский комитет по бетону,

а с 1964 г. представители СССР активно участвуют в его комиссиях и ассамблеях. Авторитет ЕКБ получил широкое признание; в работе и ранее участвовали в качестве наблюдателей представители неевропейских стран.

В настоящее время ЕКБ, хотя и сохранил свое название, преобразован в международную организацию, открытую для представителей стран всех континентов.

С 1963 г. действует объединенный комитет ФИП¹—ЕКБ, занятый разработкой Рекомендаций по расчету по предельным состояниям и осуществлению предварительно напряженных конструкций. В дальнейшем по образцу норм СССР предполагается создать единый документ, относящийся как к обычным, так и к предварительно напряженным конструкциям.

Выше было упомянуто, что ЕКБ принял ряд положений, зафиксированных в нормах СССР. То же относится к документу, подготовляемому объединенным комитетом ФИП—ЕКБ. В тех и других рекомендациях немало, однако, и отличий от СНиП. Частично они обусловлены традициями, установившимися в западноевропейских странах, несколько отличными от наших, частично — личными взглядами наиболее активных деятелей ЕКБ и ФИП—ЕКБ; однако есть и такие, о которых нам следует серьезно задуматься: недаром над ними работал международный коллектив высококвалифицированных исследователей и крупных инженеров-практиков. Рекомендации ЕКБ переведены на русский язык, разосланы ряду организаций и специалистов в СССР и обсуждаются, чтобы выявить:

какие положения рекомендации полезно будет перенять при очередном переиздании СНиП;

с какими предложениями для внесения в дальнейшие переработки и дополнения рекомендаций следует выступить советским представителям в Европейском комитете по бетону.

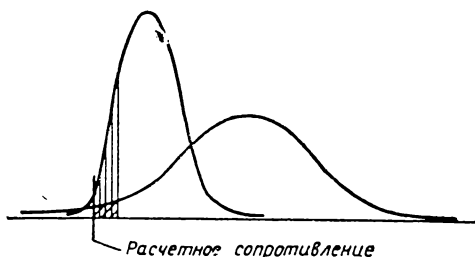
2. Иногда приходится слышать мнение, будто метод предельных состояний, достоинством которого, по мнению его авторов, были широкие возможности совершенствования входящих в него параметров, на самом деле не прогрессирует с 1955 г. Конечно, хотелось бы видеть более быстрое развитие метода. Следует всемерно поддержать призыв проф. Н. С. Стрелецкого к молодежи вложить свою мысль и труд в разрешение проблем методики предельных состояний. Не было бы несправедливо не заметить происходящего развития независимо от того, достигнуты ли те или иные результаты в Советском Союзе или в других странах.

Проводится серьезная работа по углублению подхода к назначению нагрузок и других взаимодействий как в лаборатории нагрузок ЦНИИСК, так и вне ее, под влиянием идей

¹ ФИП — Международная федерация по предварительно напряженным конструкциям.

Н. С. Стрелецкого. Перспективным представляется использование временных рядов в его последних работах.

По-видимому, величины нагрузок, принимаемых для расчета конструкций на разные воздействия и по различным предельным состояниям, должны быть дифференцированы в значительно большей степени, чем это делается в настоящее время. В этом отношении нам надо рассчитывать преимущественно на свои силы: в ЕКБ и ФИП—ЕКБ дифференциация нагрузок еще менее разработана, чем в действующих у нас нормах.



Несколько иначе обстоит дело с расчетными сопротивлениями и коэффициентами однородности. Число факторов, влияющих на надежность конструкций, в частности на их несущую способность, значительно. Введение коэффициентов перегрузки, однородности и условий работы оценивает

только главнейшие из них. В СНиП расчетное сопротивление принимается равным статистическому среднему минус три стандарта. Однако некоторые критики отмечали, что вдали от средней кривые распределения мало достоверны. Кроме того, если под влиянием неучитываемых факторов действующее напряжение превышает расчетное сопротивление на тот или иной процент, то обусловленная этим опасность оказывается различной, в зависимости от однородности материала (см. рисунок): чем больше дисперсия, тем в меньшей мере при том же повышении напряжений возрастает вероятность превышения рассматриваемой характеристики.

В Рекомендациях ЕКБ величина расчетного сопротивления вычисляется иначе. Вводится понятие характеристического напряжения σ_k , отстоящего от среднего на 1,64 стандарта:

$$\sigma_k = \sigma_m (1 - 1,64\delta),$$

где σ_m — среднее значение сопротивления; δ — коэффициент вариации.

Этому отвечает вероятность получения 5% результатов ниже характеристической величины.

Переход от характеристического напряжения к расчетному производится по формуле

$$\sigma^* = \frac{\sigma_k}{\gamma_m},$$

где γ_m — величина, бо́льшая, чем, единица, не зависящая от разброса результатов испытаний, но различная для разных материалов. Так, она больше для бетона, чем для стали.

Если бы коэффициент вариации стал очень небольшим (весьма однородный материал), расчетное сопротивление по СНиП незначительно отличалось бы от среднего, а неучитываемые неблагоприятные факторы представляли бы уже серьезную угрозу. По методике ЕКБ характеристическое сопротивление приблизилось бы к среднему, но расчетное было бы все же ниже среднего несколько более, чем в γ_m раз.

В этом отношении методика ЕКБ имеет определенное преимущество, и мы уже встретились с необходимостью несколько отступить от ранее принятого у нас подхода к выбору расчетного сопротивления, когда весьма однородная арматурная сталь 80С класса А-IV заменила крайне неоднородную сталь 30ХГ2С того же класса.

При очередном пересмотре СНиП следует изменить способ назначения расчетных сопротивлений, приблизив его к принятому в рекомендациях ЕКБ.

3. В работе проф. Н. С. Стрелецкого «К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям» ставится вопрос о пересмотре структуры предельных состояний, причем исчерпание несущей способности в зависимости от пластического или хрупкого характера его предлагается относить соответственно к первому или к третьему предельному состоянию.

Надо согласиться, что принятая у нас классификация предельных состояний требует пересмотра. Однако это следовало бы осуществить несколько иначе.

В СНиП задача расчета по первому предельному состоянию характеризуется как обеспечение несущей способности (прочности, устойчивости формы и положения, выносливости) и ограничение развития чрезмерных пластических деформаций. Потеря несущей способности может происходить постепенно, с проявлением ряда признаков, предупреждающих о ее приближении, и внезапно, хрупко. Внезапное разрушение конструкций наблюдается в известных случаях из разных материалов, в том числе и из стальных. Таковы обычно потеря устойчивости (когда конструкция разрушается внезапно, хотя материал может вести себя пластически) и усталостное разрушение, при котором материал разрушается хрупко. Однако типично пластическое или типично хрупкое разрушение — только крайние случаи: между ними существует целая гамма промежуточных состояний. Например, при возрастании процента армирования железобетонной балки наблюдается постепенный переход от пластической формы разрушения к хрупкой. Таким образом, неудобно относить исчерпание несущей способности к разным предельным состояниям в зависимости от хрупкости или нехрупкости. Если будет разработан расчет опасности трещин для несущей

щей способности стальных конструкций, то и его надо будет отнести к первому предельному состоянию.

Можно сказать, что цель первого предельного состояния — обеспечить надежность (security) конструкции, ее безаварийность. Поэтому аварийные состояния и обуславливающие их факторы должны приниматься и, как правило, принимаются в основу расчетов по первому предельному состоянию, а не являться чем-то особым, выходящим за рамки обычного расчета.

Реально ли во всех случаях говорить о прекращении эксплуатации применительно к первому предельному состоянию? Обнаружить приближение опасности и своевременно прекратить эксплуатацию можно далеко не всегда и трудно быть достаточно уверенным, что это будет обязательно сделано, если даже и возможно. Поэтому надо проектировать сооружения достаточно надежными.

Первое предельное состояние включает опасность разных явлений, приводящих к потере несущей способности. Между тем факторы, не представляющие прямой опасности, но вредящие нормальной эксплуатации (слишком большие прогибы или колебания, широко раскрытые трещины в железобетонных конструкциях), относятся к двум предельным состояниям — второму и третьему. Было бы лучше их объединить, с тем чтобы все расчеты, призванные обеспечить эксплуатационную пригодность (service ability), относились к одному (второму) предельному состоянию. Тогда предельных состояний было бы всего два, они четко различались бы по назначению, а это будет способствовать построению и восприятию метода.

4. Что представляет собой нормативное сопротивление? В сущности это задание строителя изготовителю материала (например, класса и марки стали металлургам, марки бетона бетонному заводу). Испытания проката или бетона производятся выборочно, а потому в большинстве случаев ведут не к отбраковке, а лишь к корректировке состава бетона или химического состава плавки стали. Повышение нормативного сопротивления стали побуждает металлургов увеличить содержание углерода, марганца или иных компонент. Поэтому кривые распределения механических характеристик стали не остаются неизменными. Экономический подход к назначению нормативного сопротивления основан на представлении о неизбежности кривой распределения и независимости ее от выбора расчетного сопротивления, что в связи с высказанным выше кажется нам недостаточно реальным.

Для бетона нормативным сопротивлением служит у нас средняя прочность. Переход к расчетному сопротивлению должен был бы зависеть от однородности бетона в реальных условиях его изготовления. Практически эта однородность меняется в очень широких пределах и заранее неизвестна проектирующему. Гораздо правильнее, очевидно, подход, который был принят

при разработке проекта норм СЭВ на железобетонные конструкции. Проектирующий выбирает тот или иной класс бетона, которому отвечает определенное расчетное сопротивление. На производстве в зависимости от достигнутой или ожидаемой степени однородности средняя прочность выбирается так, чтобы с определенной гарантией удовлетворить требованиям проекта.

При использовании величин γ_m , о которых упоминалось в связи с методикой ЕКБ, каждому классу бетона может соответствовать характеристическая прочность, равная произведению расчетного сопротивления на множитель γ_m , больший единицы. На производстве же надо обеспечить, чтобы не менее 95% испытаний обнаруживало прочность не ниже характеристической. Изготовитель бетона в этом случае будет заинтересован в повышении однородности, чтобы иметь возможность назначать более низкую среднюю прочность и снижать благодаря этому расход цемента.

5. Мы не затрагивали вопрос о коэффициентах условий работы, поскольку они оценивают разнообразные обстоятельства, имеющие значение лишь для определенных материалов, для частных видов конструктивных элементов или для конкретных категорий воздействий, которым они подвергаются. Роль этих коэффициентов существенна. Они безусловно и далее будут разрабатываться и применяться. Надо только, чтобы они были достаточно серьезно обоснованы.

В качестве примера можно указать на коэффициент условий работы арматуры. Для мягких сталей с четко выраженной площадкой текучести было ясно, что величина этого предела текучести должна вводиться в расчет для изгибаемых неперearмированных железобетонных элементов, поскольку достижением предела текучести арматуры ограничивалась их несущая способность. Однако для арматурных сталей, не обладающих физическим пределом текучести, напряжение в арматуре при исчерпании несущей способности оказывается величиной переменной в зависимости от отношения высоты сжатой зоны к полезной высоте сечения. Практически это проще всего оценить коэффициентами условий работы, являющимися функцией относительной высоты сжатой зоны.

Такой коэффициент уже много лет назад введен в румынские нормы. Однако его зависимость от относительной высоты сжатой зоны надо будет выбрать разной для различных видов арматурной стали, применяемых в СССР.

А. В. ГЕММЕРЛИНГ, д-р техн. наук проф.

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ ДЛЯ СТАТИЧЕСКИ НЕОПРЕДЕЛИМЫХ КОНСТРУКЦИЙ

При обсуждении вопросов развития методики расчета инженерных конструкций и сооружений нередко высказываются далеко идущие предложения, основанные на новом подходе к расчету и на использовании новых критериев и методов. К ним относятся предложения построить метод расчета на основе теории надежности, на основе учета накопления повреждений во времени, на основе тех или иных экономических критериев.

Все эти предложения представляют несомненный интерес и заслуживают внимания. Более того, они должны лечь в основу научной разработки методов расчета.

Пока мы еще очень далеки от реализации этих предложений. К сожалению, все они разрабатываются в чисто теоретическом плане, в предположении, что кто-то доработает их до вида, пригодного к использованию в инженерной практике. Эта вторая задача сопряжена с весьма значительными трудностями, из которых наибольшей, по-видимому, является накопление статистических данных, необходимых для реализации предложений. Причем данные эти необходимы не вообще, а собранные и обработанные по определенной системе. Например, совершенно очевидно, что вопросы надежности и экономичности связаны друг с другом далеко не однозначно, вопросы влияния времени в одних случаях зависят от усталостных явлений, а в других — от коррозионности среды и т. д. Все это указывает на чрезвычайно большую сложность и на необходимость огромных подготовительных исследований, проводимых по специальным, хорошо разработанным программам.

Вероятно, еще большие трудности стоят на пути установления экономических критериев для параметров надежности конструкции или сооружения. Количество совершенно различных факторов здесь столь велико, что обоснованный выбор наиболее существенных из них возможен только в результате серьезных исследований.

Несомненно, однако, что начался новый этап развития методов расчета инженерных конструкций и сооружений, обусловленный появлением электронных вычислительных машин (ЭВМ)

и широким внедрением их в проектную практику. До настоящего времени все расчеты сводились к расчету отдельных элементов, а системы рассчитывались на основе ряда упрощений в расчетной схеме, в характере работы конструкций и т. д. из-за ограниченных возможностей «ручного» счета. Поэтому и СНиП-62 давали ограниченные сведения лишь по расчету отдельных элементов конструкций — стержней, балок. Таким образом, метод практического расчета соответствовал уровню развития техники расчета.

Ближайшей практической задачей является переход от расчета элементов к расчету целых конструкций и их комплексов. Можно не сомневаться, что в ближайшие годы ЭВМ прочно войдут в практику проектирования и наши методы расчета заметно изменятся. Очевидно также, что наш СНиП-62 не дает ответов на все вопросы, которые неизбежно возникнут при таком переходе, и если не начать его переработку в соответствии с этими требованиями, он станет тормозом.

Таким образом, ближайшей задачей совершенствования методов расчета является разработка рекомендаций для расчета конструкций как определенных комплексов. Например, статически неопределимая рама с решетчатым ригелем — это уже комбинированная система из качественно различных элементов, и нет никакой уверенности в том, что сложившиеся у нас воззрения на такую конструкцию обеспечивают оптимальное решение.

Задача по расчету комплексов, пусть несколько ограниченная, поставлена на повестку дня жизнью, и связывать ее решение с реализацией больших и трудных принципиально новых предложений совершенно неправильно.

В этой статье приводятся некоторые соображения по определению предельных состояний статически неопределимых конструкций, и прежде всего металлических статически неопределимых рам, которые уже сейчас могут рассчитываться на ЭВМ как физически и геометрически нелинейные системы.

Специфика расчета нелинейно деформируемых систем состоит в том, что закон независимости действия сил не применим для них. В то же время всякая статически неопределимая система, как правило, находится под воздействием ряда не зависящих друг от друга нагрузок, что приводит к необходимости расчета ее на несколько комбинаций внешних воздействий, определяя для каждой комбинации несущую способность конструкции.

Для такого расчета существенны собственные усилия и напряжения, оставшиеся от предыдущего нагружения. Заранее определить, какое распределение собственных усилий и напряжений будет оказывать положительное влияние и какое — отрицательное, невозможно. Это выдвигает совершенно очевидное требование: определять наиболее вероятную картину распределения собственных напряжений и усилий после того или иного

нагружения. Поскольку они сильно зависят от механических характеристик материала, то расчет статически неопределимых конструкций должен вестись по действительной диаграмме работы материала, а в качестве количественной характеристики этой диаграммы должно приниматься не расчетное сопротивление материала, а предел текучести. Наиболее целесообразно было бы принимать среднее статистическое значение предела текучести материала, однако в настоящее время рациональнее принять его браковочное значение.

Еще более сложным является вопрос о величине нагрузки, которую следует принимать для такого расчета. Использование для этого расчетных нагрузок вызывает ряд серьезных возражений.

Прежде всего, нет оснований считать, что каждое из воздействий достигает расчетного значения.

Очередность различных воздействий может быть какой угодно, следовательно, предсказать ее нельзя и, что самое главное, расчет в этом случае должен был бы вестись методами теории приспособляемости, что сегодня практически еще совершенно невозможно, так как эти задачи пока решаются лишь для отдельных сечений и с известными упрощениями для отдельных стержней.

Все эти соображения говорят о целесообразности рассмотрения в качестве реальной повторяющейся нагрузки нормативной ее величины.

Если принять эти положения, т. е. считать, что реальными повторяющимися нагружениями являются нормативные, а фактическая прочность материала определяется величиной браковочного предела текучести, то станет очевидным, что в подавляющем большинстве случаев пластические деформации в элементах конструкции не появятся, а следовательно, и собственные усилия и напряжения при разгрузке не возникнут. Вероятно, можно считать, что вся практика проектирования и эксплуатации металлических конструкций подтверждает обоснованность этих положений.

В то же время известны отдельные случаи, когда значительные собственные напряжения технологического происхождения приводили к тем или иным повреждениям конструкций. Это выявилось, например, в высоких трубчатых сварных мачтах, в цилиндрических резервуарах и в некоторых других особых случаях. Вероятно, этим же следует объяснить и проявляющуюся иногда пониженную выносливость подкрановых балок. В таких случаях при расчете должны вводиться соответствующие коэффициенты условий работы, как это делается и теперь.

Таким образом, очевидна допустимость определения несущей способности статически неопределимой конструкции при действии расчетных нагрузок без учета собственных усилий и напряжений, возникших от предыдущих нагружений. Невозмож-

ность использовать закон наложения при расчете нелинейно деформирующейся конструкции приводит к необходимости выбора ограниченного количества комбинаций нагрузок. За исходные положения для этого выбора можно принять следующие: исчерпание несущей способности происходит из-за потери устойчивости рамы, причем для систем из упруго-пластических материалов обычно форма деформирования в критическом состоянии носит местный характер, при которой кинематическую свободу получают не все, а часть узлов рамы.

Наиболее неблагоприятными для таких форм потери устойчивости являются сочетания нагрузок, приводящие к максимальным сжимающим усилиям в колоннах. При этом должны учитываться и возможные горизонтальные нагрузки.

Подсчеты на ЭВМ показывают, что такая методика позволяет получить наиболее неблагоприятные схемы загрузки при расчете рамы на сравнительно небольшое число комбинаций нагрузок, что при использовании ЭВМ не вызывает особых затруднений.

Чтобы исключить возможность пропуска при расчете каких-то форм потери устойчивости и отвечающих им критических значений нагрузок, в расчетном алгоритме должны учитываться все возможные перемещения узлов, в том числе и вертикальные.

Расчет рамы как единой физически и геометрически нелинейной системы строится так, что в ряде сечений по длине каждого стержня, в том числе и во всех наиболее напряженных сечениях, определяются величины деформаций. Это дает возможность обеспечить местную устойчивость тонких полок и стенок, из которых составляется стержень. С некоторым запасом за предельно допустимую величину местной деформации может быть принята критическая ее величина для абсолютно упругого элемента таких же размеров. Таким образом, введя в программу ограничение местных деформаций того или иного элемента в зависимости от соотношений соответствующих параметров, легко можно обеспечить местную устойчивость любого элемента.

Наконец, последний вопрос — определение тех или иных перемещений конструкции. При машинном расчете конструкции с учетом ее геометрической и физической нелинейности все сколько-нибудь существенные перемещения конструкции определяются при каждой ступени нагрузки, поэтому сопоставление их с допустимыми значениями легко может быть запрограммировано. Единственным вопросом, который здесь возникает, является величина нагрузки, при которой следует регламентировать перемещения.

Практика проектирования и эксплуатации конструкций показала, что определение деформаций от нормативной нагрузки, как правило, обеспечивает все эксплуатационные требования, поэтому введение здесь каких бы то ни было новых ограничений не обосновано. Если в каких-то особых случаях появится

необходимость в менее деформативных конструкциях, то это должно определяться требованиями индивидуального задания.

В этой статье приведены соображения по расчету статически неопределимых металлических рам; однако многие из высказанных соображений могут быть распространены и на другие конструкции. Обсуждение этих вопросов следовало бы начать в ближайшее время и соответствующие рекомендации ввести как нормативные в практику проектирования, так как машинные расчеты статически неопределимых металлических конструкций позволяют проектировать их более легкими и вместе с тем более надежными.

ПУТИ ПРИБЛИЖЕНИЯ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ К РЕАЛЬНЫМ УСЛОВИЯМ РАБОТЫ КОНСТРУКЦИИ

Главным достоинством расчета конструкций по первому предельному состоянию является расчленение единого коэффициента запаса старой методики расчета по допускаемым напряжениям на три коэффициента: перегрузки, однородности материала и условий работы. Каждый из этих коэффициентов по своей природе является изменчивым, вероятностным, определяемым на основе статистических данных о материалах, конструкциях и силовых воздействиях.

В 50-х годах, когда новая методика выдвигалась, данные для установления коэффициентов были скудны; в основном они были назначены по результатам опытного проектирования наиболее проверенных и опробованных практикой конструкций. Сопоставительные расчеты, выполненные многими проектными организациями, показали прогрессивность нового расчета, большие возможности дифференцированного подхода к конструкциям, а в ряде случаев и экономии.

В дальнейшем предполагалось на основе широко поставленных исследований получить необходимые статистические данные для более обоснованного назначения коэффициентов и уменьшить излишние резервы несущей способности конструкций.

Однако назначенные 15 лет тому назад коэффициенты остались и сегодня практически не уточненными, так как необходимых исследований за это время почти не проводилось.

Особенно неблагоприятно с весьма разнообразными, многочисленными видами нагрузок на сооружения, нормативные величины которых, несмотря на их статистическую природу, назначаются завышенными без учета их изменчивости, а вводимые на них коэффициенты перегрузки являются по существу скрытыми коэффициентами запаса.

Исследованиями показано, что нормативная нагрузка на подкрановые конструкции двух груженых мостовых кранов, сближенных для совместной работы, является для подавляющего большинства цехов нереальной и, чтобы приблизить расчеты к действительным условиям, необходимо вместо коэффи-

циентов перегрузки (больших единицы) вводить коэффициенты недогрузки, меньше единицы.

Чтобы остаться на позициях методики расчета с коэффициентами перегрузки, необходимо ввести дифференцированные по видам цехов нормативные нагрузки не по одной схеме, а по различным, возможным в условиях данного производства.

Также неблагоприятно с коэффициентами сочетаний, учитывающими невозможность одновременного воздействия максимальных нагрузок при их большом числе. Единственная величина его 0,9, принимаемая в дополнительных сочетаниях любого числа нагрузок (для промышленных зданий пяти), является нереальной и приводит к избыточным запасам несущей способности конструкций (например, колонн поперечных рам).

При таких условиях определяемая расчетом по первому предельному состоянию несущая способность большого класса сооружений является завышенной.

Этим в значительной степени обуславливается довольно широко распространенное суждение о нереальности первого предельного состояния и о замене его вторым предельным состоянием (из-за получения конструкциями весьма больших деформаций при воздействии расчетных нагрузок).

Первоочередной задачей не только дальнейшего развития методики предельных состояний, но и сохранения первого предельного состояния, обладающего многими положительными качествами, является всемерное приближение его к реальным условиям дифференцированным подходом к расчетным схемам сооружений, а также назначением более близких к действительным коэффициентов перегрузки и коэффициентов сочетаний.

Необходимо также изучать и широко использовать второй коэффициент первого предельного состояния условий работы, назначаемый для подавляющего числа случаев равным единице.

Второе предельное состояние — по деформациям подкупает своей простотой. В нем нет никаких коэффициентов, и оно является функцией только двух параметров — нормативной нагрузки и деформации, допускаемой по условиям нормальной эксплуатации.

Однако и оно в том виде, в каком применяется в настоящее время, далеко от реальных условий. Это обуславливается, с одной стороны, несоответствием нормативных нагрузок фактически действующим (о чем было сказано выше), с другой — недостаточной обоснованностью допустимых по условиям эксплуатации упругих деформаций конструкций, нормируемые величины которых назначены не на основе научных исследований, а по данным практики проектирования, не исходящей из соображений нарушения или прекращения нормальной эксплуатации.

Следует заметить, что при разработке и введении научно обоснованных нормативов деформаций конструкций во многих

случаях возникнут непреодолимые трудности в связи с тем, что состояние прекращения или нарушения нормальной эксплуатации, по-видимому, находится далеко за пределами возможных упругих деформаций. Подтверждением этому являются обычные в эксплуатации уклоны подкрановых путей при осадках колонн, достигающие $1/100$ пролета балок, в 6—7 раз больше нормативных упругих прогибов ($1/600$ — $1/750$ пролета балок).

Вторым примером служат упругие горизонтальные смещения колонн поперечных рам на уровне рельса подкранового пути, расчетные величины которых 5—10 мм; остаточные же их смещения из-за просадки и поворота фундаментов в длительно работающих цехах достигают 5—10 см (в 10 раз больше).

Можно привести примеры конструкций, для которых отсутствуют допустимые смещения, например: стропильные фермы (вследствие избыточной их жесткости), арочные и пространственные системы, своды, оболочки и другие большепролетные конструкции, для которых вертикальные смещения не стесняют эксплуатации.

Это указывает на ограничение расчета по второму предельному состоянию, необходимость создания классификации конструкций, подлежащих расчету по этому состоянию, и на создание научно обоснованных для этих случаев расчетных нагрузок, отличных от нормативных, а также допустимых деформаций, приближающихся к предельным по возможностям эксплуатации.

Таким образом, и это предельное состояние нуждается не в меньшей мере, чем и первое, в приближении к действительным условиям эксплуатации.

Следует обратить внимание на необходимость совершенствования методики расчета по предельным состояниям, развивая статистические исследования всех необходимых параметров; не менее широко и углубленно необходимо изучать действительную работу конструкций в условиях эксплуатации.

Развитие таких исследований необходимо для учета времени на предельные состояния, для установления критериев третьего предельного состояния, выдвигаемого в последнее время для металлических конструкций, а также критериев и характеристик для развивающегося нового направления в расчете конструкций, связанного с внедрением теории надежности.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Статья Н. С. Стрелецкого состоит из анализа структуры предельных состояний, характеристик трех предельных состояний, предельного неравенства расчета конструкций по предельным состояниям, расчетных коэффициентов предельного неравенства и заканчивается синтезом — предложениями автора в развитии методики расчета по предельным состояниям.

Работа весьма актуальна и заслуживает глубокого изучения и реализации.

Так, Н. С. Стрелецкий совершенно правильно отмечает, что характеристики предельных состояний в действующих Строительных нормах и правилах (СНиП) составлены недостаточно четко и предлагает следующую систему предельных состояний:

- 1) состояние стационарного процесса нормальной эксплуатации, характеризующее упругой работой материала;
- 2) состояние отступлений от стационарного процесса, определяемое пластической работой материала;
- 3) состояние отступлений от стационарного процесса, характеризующее хрупкой работой материала.

Здесь напрашиваются коррективы, заключающиеся в замене пластической работы материала на упруго-пластическую и исключении понятия «стационарный процесс», как не соответствующего вкладываемому в него содержанию (стационарный — значит неподвижный).

Весьма интересен вопрос влияния структуры материала на его упруго-пластическую работу.

В кандидатской диссертации В. А. Фрейтага (ЛИСИ, 1963), посвященной экспериментальному изучению несущей способности листовых конструкций высокого давления, показано, что разрушающее давление для закрытого толстостенного цилиндра, определенное на основе деформационной теории пластичности (с учетом больших пластических деформаций),

$$p_B = \kappa \sigma_B \ln \frac{D_H}{D},$$

зависит не только от временного сопротивления металла σ_B и начального значения отношения наружного диаметра цилиндра к его внутреннему диаметру $\frac{D_B}{D}$, но и от коэффициента прочности κ , связанного со структурой материала.

По опытам В. А. Фрейтага, для сорбитных сталей $\kappa=1,1$, для ферритно-перлитных сталей $\kappa=1$, для аустенитных сталей $\kappa=0,8$.

Аналитическое выражение коэффициента прочности может быть аппроксимировано линейной зависимостью

$$\kappa = 1,15 - 0,56 \bar{\epsilon}_B,$$

где $\bar{\epsilon}_B$ — логарифмическая наибольшая равномерная деформация при растяжении, изменяющаяся от 0 до 0,5 в зависимости от структуры стали.

Таким образом, если использовать выражение расчетной толщины стенки цилиндрической листовой конструкции высокого давления

$$\delta = \frac{pD}{2\kappa R - p},$$

где D — внутренний диаметр сосуда; p — расчетное давление; R — расчетное сопротивление материала, то при значении $\kappa=1$ для сорбитных сталей, как для ферритно-перлитных, мы получим завышенную толщину обечайки. Принятие для сорбитной стали действительного значения ее коэффициента прочности $\kappa=1,1$ (при одинаковом значении R для ферритно-перлитной и сорбитной сталей) позволит уменьшить расчетную толщину стенки листовых конструкций и получить соответствующую экономии металла. В связи с внедрением в строительство термоупрочненных сталей, имеющих сорбитную структуру, такая возможность весьма заманчива для тех стальных конструкций, сечения элементов которых определяются из условия прочности, а не устойчивости или жесткости.

Представляется целесообразным включить в расчет металлических конструкций по первому предельному состоянию кроме расчета по пределу текучести и по временному сопротивлению (пределу прочности) расчет по пределу длительной прочности. Это может оказаться необходимым при проектировании конструкций из алюминиевых сплавов и стали, эксплуатируемых при повышенной температуре.

Наименование второго предельного состояния расчетом конструкций по деформациям принципиально неправильно, так как в нем сравниваются расчетные значения перемещений с предельными перемещениями (прогибами).

Расчетом по деформациям можно назвать, например, расчет железобетонных конструкций, в котором предельное удлинение

арматуры принимается равным 0,5%, а предельное укорочение бетона — 0,35% для сжатия при изгибе и 0,2% для центрального сжатия, но такой расчет правильнее отнести к первому предельному состоянию. С нашей точки зрения, расчет по второму предельному состоянию правильнее назвать расчетом по перемещениям, а еще лучше — расчетом конструкций на жесткость.

Постараемся показать нечеткость терминологии, принятой СНиП, в понятиях «деформация» и «перемещение». Деформация как явление есть изменение формы тела в результате действия на него нагрузок, температурных влияний и т. п. Деформированное состояние упругого или упруго-пластичного тела определяется числовыми значениями перемещений (относительные деформации характеризуют напряженное состояние упругого тела). Нередко прогиб балки или смещение центра какого-либо сечения колонны называют деформациями, что совершенно неправильно. Угол поворота узла рамы иногда также называют угловой деформацией, в то время как он представляет собой угловое перемещение, а вовсе не деформацию.

Метод перемещений совершенно неправильно называть методом деформаций, так как в нем за лишние неизвестные принимаются перемещения. Разница между относительными деформациями и перемещениями особенно ярко выявляется при экспериментальных исследованиях конструкций. Первые из них (деформации) мы измеряем тензодатчиками, тензодатчиками, деформометрами, а вторые (перемещения) — прогибомерами, индикаторами часового типа, геодезическими приборами.

По-видимому, числовые величины деформаций необходимо определять лишь при расчете оснований, геометрически нелинейных систем, толстостенных листовых конструкций, относительная деформация на внутренней поверхности которых, превышающая ее предельное значение (например, 0,5 мм), может вызвать ускоренную коррозию конструкций, и в некоторых других случаях. Эти вопросы требуют специального изучения.

Необходим учет фактора времени в прочностном расчете конструкций и его отсутствие — существенный пробел расчета конструкций по первому предельному состоянию.

Ценно предложение Н. С. Стрелецкого об установлении наиболее выгодного срока эксплуатации сооружения и использовании его для обоснования соответствующих расчетных параметров.

Постулат «чем стоимость материала выше, тем нормативное сопротивление больше» не всегда справедлив. Так, нормативное сопротивление углеродистой стали марки ВСт.3 равно нормативному сопротивлению нержавеющей стали марки Х18Н10Т, хотя стоимость последней почти в десять раз больше стоимости углеродистой стали.

Существующее мнение, что область затухающих повреждений не опасна и не требует прекращения эксплуатации, не всег-

да правильно, так как для резервуаров, газгольдеров и тому подобных листовых конструкций возникновение даже развивающейся трещины в некоторых случаях может нарушить непроницаемость конструкции и привести к выходу ее из строя.

Принимать за нагрузку второго предельного состояния среднестатистическую нагрузку периода эксплуатации полагаем неправильно. Эта нагрузка должна быть выше среднестатистической.

Введение в Строительные нормы и правила расчета металлических конструкций по третьему предельному состоянию имеет смысл для тех конструкций, разрушение которых носит хрупкий характер. Расчет элементов и их соединений на выносливость логично отнести к третьему предельному состоянию, поскольку при этом материал разрушается хрупко.

Работа Н. С. Стрелецкого представляет большой научный и практический интерес и ставит перед исследователями много новых задач, над которыми надо долго и упорно работать.

О НЕКОТОРЫХ ПРЕДЛОЖЕНИЯХ ПО РАЗВИТИЮ МЕТОДИКИ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

В работе проф. Н. С. Стрелецкого «К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям» обосновано много предложений по совершенствованию и уточнению методики расчета строительных конструкций, по устранению некоторых недостатков, которых не лишена, по его мнению, это методика. Эти предложения относятся преимущественно к расчету стальных конструкций. Практическая реализация большинства предложений требует проведения дополнительных теоретических разработок и экспериментальных исследований, чем в основном и определяется важность обсуждения предложений Н. С. Стрелецкого.

1. Нельзя не согласиться с тезисом (постулатом методики расчета), сформулированным в работе и утверждающим, что расчет касается безаварийного состояния конструкций. Ведь любые попытки построить методику расчета строительных конструкций на использовании статистики аварий обречены на неудачу. Анализ наиболее поучительных аварий стальных конструкций промышленных зданий и сооружений, происшедших за последние 15 лет, показывает, что в подавляющем большинстве они происходили от причин, которые не могут быть устранены или предупреждены расчетом конструкций.

Причинами этих аварий были:

недостатки норм проектирования и правил производства работ	6%
низкое качество материала	13%
ошибки в чертежах КМ и КМД	28%
низкое качество изготовления конструкций	15%
то же, их монтажа	28%
упущения эксплуатации	10%

Отсюда видно, что наиболее частыми причинами аварий стальных конструкций являются ошибки в чертежах КМ и КМД, низкое качество работ и упущения при монтаже конструкций — по 28%, затем идет низкое качество изготовления — 15%. Значительная часть аварий произошла из-за больших ошибок в расчетах (уменьшение расчетных усилий до 2,3 раза, за-

нижение нагрузок в 2 раза и т. д.), плохих конструктивных решений и грубых нарушений правил производства работ. Учитывать подобные упущения расчетом бессмысленно. Это не метод предотвращения аварий, а скорее наоборот. Само утверждение, что такие упущения в той или иной степени учтены при расчете конструкций, будет способствовать снижению качества конструкций. Недостатки норм проектирования и правил производства работ были причинами 6% аварий. В основном это недостаточная величина снеговых нагрузок по старым нормам. Причинами некоторых аварий явилось то, что до 1962 г. нормы проектирования не содержали методики расчета на устойчивость криволинейных оболочек.

Анализ непосредственных технических причин обрушения конструкций показывает, что 47% аварий вызваны потерей устойчивости (местной и общей) элементов конструкций при сжатии, 28% — разрывом основного металла и сварных соединений, 14% — хрупким разрушением стали при низких (отрицательных) температурах из-за ее низкого качества, 5,5% — усталостным разрушением стали при переменных нагрузках и 5,5% — разрывом временных расчалок из стальных канатов.

Эти данные показывают, что при современной методике расчета сжатые элементы конструкций обладают меньшими резервами надежности, чем растянутые. Объясняется это тем, что при расчете растянутых элементов по упругой стадии работы есть дополнительный резерв их надежности, определяемый отношением временного сопротивления к пределу текучести. Нужно либо изменить расчетные коэффициенты для проверки конструкций на устойчивость, либо более широко ввести в расчет растянутых и изгибаемых элементов упруго-пластическую стадию работы (если признать, что надежность сжатых элементов, рассчитанных в современных условиях, вполне достаточна).

2. При обсуждении вопросов уточнения и развития методики расчета конструкций нельзя забывать еще один общеизвестный и очевидный постулат. Нельзя стремиться рассчитывать конструкцию, как таковую. Расчету подлежит физико-геометрическая модель, характеризующая определенными (идеализированными) свойствами и условиями работы реальной конструкции; лишь такая модель и может быть подвергнута математическому анализу, чем по существу и является наш статический расчет.

Расчетная физико-геометрическая модель конструкции связывается с самой конструкцией через расчетные коэффициенты; большая и нужная работа по уточнению этих коэффициентов, к сожалению, ведется очень слабо.

Необходимо ввести в расчет как самостоятельные либо как составные части коэффициентов перегрузки и однородности материала:

а) коэффициент, характеризующий различие между величиной усилий в расчетной схеме и в реальной конструкции (кон-

структивную поправку); продолжать считать, что этот коэффициент равен единице, вряд ли целесообразно;

б) коэффициент, характеризующий различие механических свойств материала в образце и в реальной конструкции после ее изготовления. Совершенно очевидно, что этот коэффициент также далек от единицы. Оба эти коэффициента имеют статистический характер.

3. В работе Н. С. Стрелецкого уделено много внимания уточнению понятий предельных состояний стальных конструкций и формулировкам предельных состояний.

Очевидно, целесообразно ввести для стальных конструкций расчет по третьему предельному состоянию, т. е. по предупреждению возникновения в конструкции хрупких трещин. Расчет на усталость (выносливость) стальных конструкций является безусловно таким случаем расчета, и его не следует относить к расчету по первому предельному состоянию. Исключительно важна разработка методики расчета стальных конструкций против хрупкого разрушения при низких (отрицательных) температурах. Современные рекомендации по конструктивным мерам борьбы против хрупкого разрушения носят чисто эмпирический характер, легко пересматриваются, что доказывает недостаточную обоснованность их. Лишь установление физико-математической зависимости между свойствами материала, температурой эксплуатации, формой конструкции и ее размерами (масштабный фактор) дает возможность уверенно, на основании расчета, принимать эти меры и оценивать их эффективность. Думается, нет смысла вносить коренную пометку, как это предложил Н. С. Стрелецкий, в современное понятие о расчете по первому предельному состоянию, как средство предупреждения возникновения в элементах конструкции опасных напряжений, которые могут привести к прекращению эксплуатации, заменив его расчетом по предупреждению появления в конструкции деформаций, которые бы могли привести к прекращению ее эксплуатации. Чтобы определить деформации, при всех условиях предварительно должны быть установлены сечения элементов, т. е. произведен расчет их на прочность. Опасения за условность критерия прочности могут быть отнесены к критерию предельной деформативности. Известная условность в назначении этих критериев, по-видимому, неизбежна. Рациональнее освободить расчет конструкций по первому предельному состоянию от его второй задачи, которую он решает в настоящее время, — гарантировать, что конструкция при наибольших возможных нагрузках не будет иметь чрезмерных деформаций; расчет конструкций на прочность при этих нагрузках следует производить с учетом пластических свойств металла и, может быть, с учетом возможности работы его в области самоупрочнения.

Расчет по деформациям должен целиком относиться ко второму предельному состоянию. Здесь нужны две проверки — на

предупреждение предельных деформаций, исключающих возможность дальнейшей эксплуатации конструкции без проведения восстановительного ремонта (при предельных нагрузках), и на предупреждение деформаций, которые бы могли мешать бесперебойной эксплуатации конструкции (при фактически возможных нагрузках в течение нормальной эксплуатации).

4. Н. С. Стрелецкий предлагает для изучения и установления величин нагрузок, на которые должны быть рассчитаны конструкции, использовать временные ряды значений силовых воздействий и на основе анализа этих рядов устанавливать величины предельных нагрузок в зависимости от срока эксплуатации зданий и сооружений. Неотсортированный ряд является практическим отображением конкретной реализации силового воздействия как случайной функции неслучайного параметра— времени; отсортированный же ряд эквивалентен кривой распределения этого силового воздействия, так как продолжительность воздействия силового фактора определенного значения (интервала значений) пропорциональна вероятности его действия (об этом сказано и в работе). Рассматривать нагрузки как случайные функции времени можно. Но справедливо и то, что большинство нагрузок и других случайных величин, входящих в наши статические расчеты, являются **стационарными или квазистационарными случайными функциями времени**, т. е. они сохраняют на интересующем нас промежутке времени эксплуатации конструкции практически постоянными среднее значение и дисперсию. А такие случайные функции просто и удобно рассматривать и изучать как обычные случайные величины. Лишь отдельные нагрузки (например, мостовые) изменяются (растут) со временем.

Изучать такие нагрузки, естественно, нужно как случайные функции времени. Учет продолжительности эксплуатации конструкции в расчетах безусловно целесообразен, только вряд ли это может быть отнесено к установлению величины расчетных нагрузок. Автором сделан элементарный расчет. Имеется ряд наибольших годовых значений ветровой нагрузки; классическим методом теории вероятности определена вероятность появления одного наибольшего значения нагрузки, одного из двух наибольших значений и одного из четырех наибольших значений в течение срока эксплуатации конструкции при условии, что этот срок будет составлять одну четверть и половину срока, в течение которого производилось наблюдение за величиной нагрузки.

Результаты подсчетов приведены в таблице.

Эта вероятность не столь уж резко меняется с уменьшением планового срока эксплуатации конструкции, и, следовательно, предельные значения нагрузки должны приниматься одинаковыми в расчете сооружений с существенно различными сроками эксплуатации.

Отношение срока эксплуатации конструкции к сроку наблюдения нагрузки	Вероятность появления наибольших значений нагрузок, зарегистрированных за срок наблюдения		
	наибольшего	одного из двух наибольших	одного из четырех наибольших
1	1	1	1
0,5	0,5	0,75	0,94
0,25	0,25	0,5	0,7

Снижение величины предельной нагрузки будет оправданным только для конструкций с весьма короткими сроками службы (временные здания и сооружения).

Учет срока эксплуатации конструкций важен для сопротивления материала, которое при определенных условиях может существенно изменяться со временем — падать (усталость, старение металла) либо возрастать (прочность бетона).

В случае усталости и старения прочность металла должна рассматриваться как случайная (не стационарная) функция не времени, а количества нагружений. Конструкция должна рассчитываться с учетом такого количества нагружений, при котором за весь срок эксплуатации усталостные явления не выйдут за пределы «инкубационного» периода. Опыт показывает (например, подкрановые балки прокатного цеха завода «Азовсталь»), что с появлением первой усталостной трещины их количество быстро прогрессирует и в короткий срок конструкция выходит из строя.

5. В работе Н. С. Стрелецкого много внимания уделено уточнению понятий расчетной (предельной) и нормативной нагрузки. Предлагается за расчетную нагрузку принимать предельную, установленную статистическими исследованиями (с использованием временных рядов), за нормативную (фактическую) — среднестатистическую нагрузку периода эксплуатации.

Вероятно, вопрос уточнения нагрузок следует решить иначе. Целесообразно оперировать не всеми значениями нагрузок, а только наибольшими за определенные промежутки времени или из определенного количества загрузений. Так, мы подходим к атмосферным нагрузкам, ветровым, снеговым, усилиям от температуры. Такой подход следует распространять на все нагрузки. Это упростит статистическую обработку рядов значений нагрузок, сделает известным теоретический закон распределения нагрузок — закон распределения крайних членов выборки. Распределение крайних членов выборки обладает ценным свойством; оно практически не зависит от закона распределения генеральной совокупности случайной величины. В качестве расчетной (предельной) нагрузки для расчета по первому предельному состоянию и по первой форме второго предельного состояния следует принимать значение нагрузки, отстоящее от среднего значения нагрузки на определенное количество стандартов; это количество стандартов можно обосновать экономиче-

скими и эксплуатационными соображениями; методики таких обоснований предложены. Для расчета по второй форме второго предельного состояния и по третьему предельному состоянию целесообразно принять среднее значение нагрузки (из наибольших значений выборок). Такой подход к нагрузкам внесет ясность в физический смысл расчетных и нормативных нагрузок и позволит в достаточно короткие сроки уточнить их значения.

6. Неверно рассматривать браковочный минимум предела текучести или временного сопротивления как четкую нижнюю границу этих характеристик и принимать их (хотя бы и в будущем при улучшении методов контроля) за расчетные сопротивления стали. Нет никаких оснований считать, что существующий в настоящее время метод выборочного контроля механических свойств металла может быть радикально изменен и уточнен в ближайшем будущем. Механические свойства в металлопрокате одной плавки существенно изменяются при переходе от одного листа к другому и даже в пределах одного листа. Нельзя утверждать, что стабильность свойств стали увеличивается с течением времени. Наоборот, рост мощности сталеплавильных агрегатов, увеличение веса слитков, толщины и размеров сечений применяемого в стальных конструкциях проката снижают стабильность механических свойств металла.

При выборочных испытаниях стали, которые могут гарантировать лишь от каких-то серьезных отклонений в качестве из-за нарушений технологии и выплавки, механические свойства металлопроката стали определенной марки могут быть надежно установлены лишь статистической обработкой результатов многочисленных испытаний. Поэтому расчетное сопротивление стали надо устанавливать на основании определения числовых характеристик сопротивления стали как случайной величины (среднего значения и стандарта).

Несколько лет назад гг. Спивак и Попович предложили деление арматурной стали данной марки на несколько сортов с различным браковочным минимумом предела текучести производить по результатам механических испытаний. Это предложение не встретило поддержки, хотя надежность такой отбраковки и рассортировки для арматурной стали значительно выше, чем для металла стальных конструкций; испытаниям подвергаются стержни самой арматуры, а не стандартные специально обработанные малогабаритные образцы. Автором сделан примерный расчет экономической эффективности предложения об установлении оптимального значения нормативного сопротивления (браковочного минимума) стали. Приняты следующие исходные данные: расчет выполнен применительно к конструкциям промышленных зданий из стали марки ВСт. 3пс, средняя стоимость таких конструкций «в деле», включая монтаж и транспорт, $C_m = 140$ руб/т; разница в стоимости металлопроката из этой марки стали и некондиционного $\Delta C = 74 - 35 = 39$ руб.;

среднее значение предела текучести $\sigma_T = 30 \text{ кг/мм}^2$; стандарт $S_T = 2,7 \text{ кг/мм}^2$. Получены следующие результаты: оптимальное значение нормативного сопротивления $R_H = 2600 \text{ кг/см}^2$ ($\sigma_T - 1,5S_T$); денежная экономия на 1 т 3 р. 10 к., или 2,2% стоимости металлоконструкций. Эта экономия относительно невелика и вряд ли сможет компенсировать организационные затруднения по реализации дополнительного количества некондиционной продукции и по замене отбракованной продукции годной.

В формулах (3), (5) и дальше работы Н. С. Стрелецкого допущены неточности.

Их правильный вид:

$$U = \frac{\Delta F}{F} (g - \Delta g) \Delta C;$$

$$\Delta g = \alpha g \frac{R_H'' - R_H'}{R_H''},$$

где F_1 — площадь под кривой распределения предела текучести стали правее нормативного сопротивления; α — коэффициент, меньший единицы, т. е. нельзя получить экономию стали строго соответствующую величине повышения нормативного сопротивления. Для конструкций промышленных зданий, как показывает опыт, коэффициент α близок к 0,5.

Критерий для выбора оптимального значения расчетного сопротивления также указан неточно. Наивыгоднейшее значение нормативного сопротивления стали получается не тогда, когда $C = U$, а когда разность $C - U$ (экономия минус убытки) имеет наибольшее значение.

7. Наконец, нельзя согласиться с утверждением, что предельное расчетное неравенство $\max \dot{N} \geq \min \Phi$ в формуле (3.1) «очевидно и не требует доказательства». В условиях, когда большинство расчетных величин, входящих в правую и левую части этого неравенства, являются случайными величинами (или даже в некоторых случаях случайными функциями), это неравенство нельзя считать логичным. Есть все основания рассматривать совокупность случайных величин, входящих в правую и левую части неравенства, как общую систему случайных величин. Это исходное положение вероятностного (статистического) метода расчета строительных конструкций.

В. А. БАЛДИН, д-р техн. наук проф.

К ВОПРОСУ ДАЛЬНЕЙШЕГО СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДА РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Метод расчета по предельным состояниям прочно вошел в практику проектирования строительных конструкций. Опыт проектирования, накопленный за 11 лет после утверждения этого метода расчета Госстроем СССР, свидетельствует о том, что он по сравнению с расчетом по методу допускаемых напряжений правильнее учитывает требования, обуславливающие обеспечение нормальных условий эксплуатации конструкций и дал возможность осуществить надежные сооружения при экономном расходовании материалов и средств. Вместе с тем этот же опыт говорит и о том, что принятые понятия о предельных состояниях и сам метод расчета нуждаются в корректировании.

А. Понятие о предельных состояниях и их определение

Основное достижение метода расчета конструкций по предельным состояниям заключается в том, что правильно и четко установлено целевое назначение расчета — обеспечить необходимое качество сооружения, определяемое эксплуатационными требованиями, а также в том, что даны понятия о предельных состояниях, переход за которые нарушает нормальные условия эксплуатации сооружений. Эти-то цели и понятия и являются основными в методе расчета по предельным состояниям, которые заставили более глубоко смотреть на действительную работу конструкций и отображать ее при расчете.

Несомненно, теория вероятностей и статистические методы и дальше будут использоваться при совершенствовании метода расчета конструкций, но они должны являться средством для выявления тех или других показателей прочности материалов, работы конструкций, возможных сочетаний различных воздействий и других факторов, а не направляющей основой расчета.

При дальнейшем совершенствовании метода расчета следует прежде всего установить, какими показателями или требованиями должны определяться предельные состояния. Поскольку

целью расчета является обеспечение эксплуатационных качеств сооружений, то и предельные состояния должны определяться обеспечением этих качеств. Поэтому записанное в СНиП II-A.10-62 общее определение: «предельными являются состояния, при которых конструкция или основание перестают удовлетворять предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям», — отвечает поставленным целям и в дальнейшем корректировании вряд ли нуждается.

Очевидно, что требования, предъявляемые к конструкциям, должны зависеть также и от условий их эксплуатации. Поэтому исходя из приведенного выше общего определения можно предложить определения следующих двух основных предельных состояний, которые должны проверяться расчетом:

а) первое — состояние, при котором конструкция или основание перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям по прочности (усталости, хрупкому разрушению), трещиностойкости, деформациям, перемещениям и колебаниям при соблюдении условий (режима) нормальной эксплуатации зданий (сооружений);

б) второе — состояние, при котором конструкция или основание перестают удовлетворять предъявляемым к ним требованиям по несущей способности (прочности, устойчивости формы и положения), хрупкому разрушению, трещиностойкости, остаточным (или полным) перемещениям и колебаниям после возможного нарушения нормальной эксплуатации зданий (сооружений) или перегрузки.

При этом под нормальной эксплуатацией следует понимать эксплуатацию зданий (сооружений), при которой выполняются требования: обеспечения нормального ведения технологического процесса, заложенного в технологическом проекте, поддержания нормального состояния здания (сооружения) без капитального ремонта в течение заданного срока, обеспечения нормальных физиологических условий для людей, пребывающих в зданиях (сооружениях) или обслуживающих их (температурно-влажностный режим, вибрационные воздействия и т. п.).

Предельные состояния конструкций, которые должны проверяться расчетом, определяются их работой под нагрузкой и «жизнью» заданий (сооружений). В зависимости от свойств материалов и внешних воздействий можно установить следующие основные характеры работы конструкций и виды исчерпания их несущей способности (рис. 1—6)¹:

1) упругая и затем упруго-пластическая работа конструкции (рис. 1,б), выполненной из пластичных материалов $\sigma_T \geq 0,65\sigma_B$ (рис. 1,а); потеря эксплуатационных качеств или несущей способности конструкций происходит из-за развития значительных упруго-пластических деформаций (полных или остаточных);

¹ На рис. 1—3 цифрами отмечены области работы конструкций в первом и втором предельных состояниях.

2) упругая работа конструкции (рис. 2,б); истощение несущей способности происходит вследствие потери прочности конструкции, выполненной из материала со слабовыраженными пластическими свойствами или из материалов с пределом те-

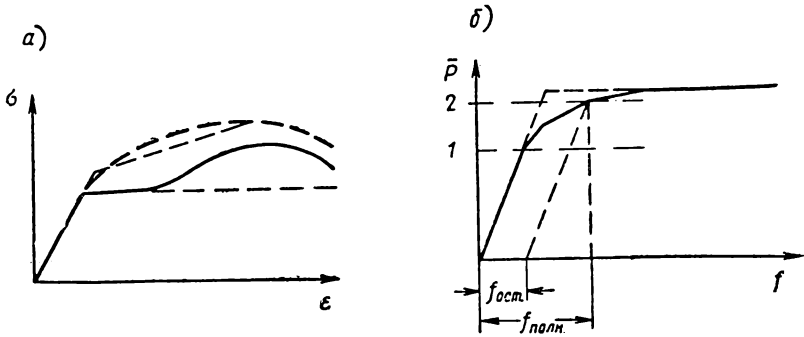


Рис. 1

кучести, близким к временному сопротивлению $\sigma_T > 0,65\sigma_B$ (тросы, высокопрочные стали, алюминиевые сплавы и др.);

3) хрупкое разрушение при упругой работе конструкции (рис. 3);

4) истощение несущей способности вследствие потери устойчивости (рис. 4);

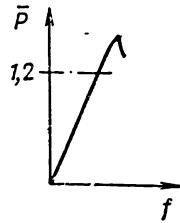
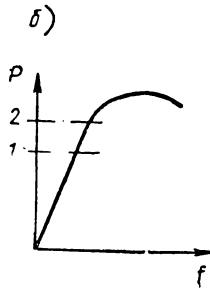
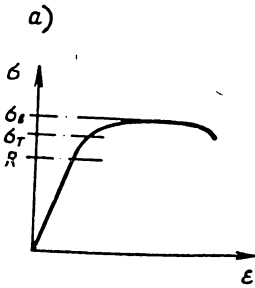


Рис. 2

Рис. 3

5) разрушение вследствие усталости при упругой работе конструкции (рис. 5): 1 — кривая выносливости; 2 — статическая кривая напряжений в конструкции; 3 — напряжения, отвечающие расчетной нагрузке;

6) потеря необходимых эксплуатационных качеств или разрушение конструкций от колебаний, вызванных воздействием динамических нагрузок (рис. 6).

Используя такое подразделение работы конструкций, можно установить и те проверки, которые необходимо производить

расчетом для доказательства того, что запроектированные конструкции не выйдут за пределы требований этих двух предельных состояний.

Требования, выполнение которых должно проверяться расчетом по первому предельному состоянию, могут быть установлены исходя из того, что конструкции должны обладать не-

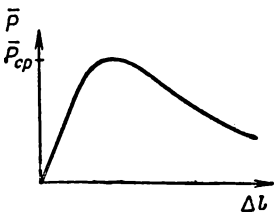


Рис. 4

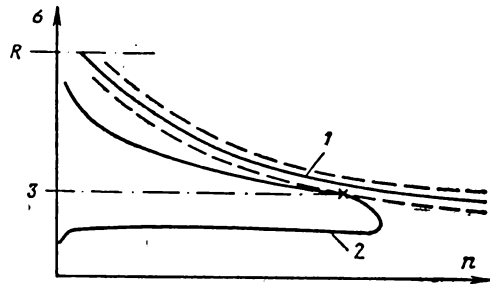


Рис. 5 →

обходимыми качествами при нормальной эксплуатации зданий (сооружений). Исходя из этого положения, могут быть установлены следующие требования:

- по обеспечению прочности;
- по обеспечению трещиностойкости;
- по ограничению деформаций и перемещений;
- по ограничению колебаний.

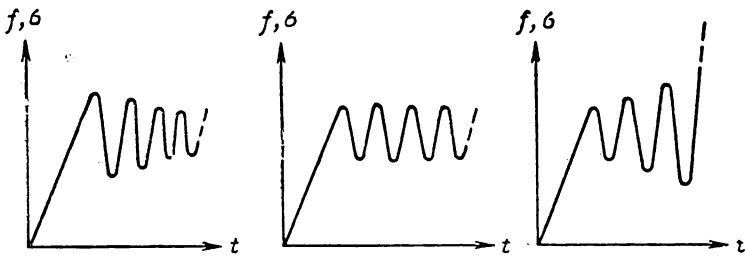


Рис. 6

Прочность конструкций должна быть обеспечена при самых неблагоприятных воздействиях на конструкции. Очевидно, что эти неблагоприятные воздействия могут быть как при нормальных, так и при ненормальных условиях эксплуатации, а также перегрузках. При нормальных условиях эксплуатации конструкций каких-либо перегрузок и повышенных воздействий, отвечающих этим условиям эксплуатации, не предусматривается. Поэтому возможны только два вида потери прочности конструкций — вследствие усталости при достаточно большом числе загрузений нормальной или меньшей нагрузкой или хрупкого

разрушения при пониженных температурах и напряжениях ниже расчетных (например, открытых эстакад). Эти две проверки должны быть включены в расчет по первому предельному состоянию.

Трещиностойкость при расчете по первому предельному состоянию должна проверяться в тех случаях, когда появление трещин при нормальной эксплуатации конструкций недопустимо из-за потери содержимого в хранилище или развития коррозии (например, арматуры в железобетонных конструкциях). Предполагается, что при нарушении нормальной эксплуатации возможно появление трещин с последующим ремонтом (если это потребуется) после восстановления нормальной эксплуатации конструкции.

Проверка деформаций при расчете по первому предельному состоянию должна производиться в случаях, когда эти деформации могут препятствовать нормальному ведению технологического процесса (затруднения с работой точных приборов и механизмов, затруднение работы кранов, зыбкость перекрытий и т. п.) или привести к порче других частей зданий или сооружений, связанных с проверяемой конструкцией (например, устройство фахверкового заполнения при работе кранов и т. п.). Проверка деформаций в этом случае должна производиться по упругой стадии работы конструкции.

Проверка колебаний должна производиться в случаях, когда при воздействии динамических нагрузок (ветрового потока и др.) колебания могут неблагоприятно сказаться на самочувствии людей, долговременной прочности конструкций или работе оборудования.

Требования, выполнение которых должно проверяться расчетом по второму предельному состоянию, могут быть установлены исходя из того, что конструкции должны обладать необходимыми качествами не только во время нормальной их эксплуатации, но и после возможных перегрузок или нарушений эксплуатации. Исходя из этого положения могут быть установлены следующие требования:

по обеспечению несущей способности (прочности, устойчивости формы и положения);

по предупреждению хрупкого разрушения;

по обеспечению трещиностойкости;

по ограничению остаточных или полных деформаций (перемещений);

по ограничению колебаний.

При перегрузках и нарушении нормальной эксплуатации зданий и сооружений создаются самые неблагоприятные условия для работы конструкции, поэтому по второму предельному состоянию должна быть проверена обеспеченность несущей способности по прочности конструкций, выполненных из материалов со слабо выраженными пластическими свойствами (а иног-

да и из пластичных материалов), и по устойчивости конструкций, выполненных из всех видов материалов.

Если при нормальной эксплуатации обеспечены условия предупреждения хрупкого разрушения, а при нарушении нормальной эксплуатации возникает опасность такого разрушения, например вследствие возможного понижения температуры (из-за охлаждения здания и т. п.) и повышения напряжений до критического значения (из-за перегрузки), то, очевидно, необходимо производить соответствующие расчеты при проверке соответствия конструкций требованиям второго предельного состояния.

В случаях, когда появление трещин недопустимо и при нарушении нормальной эксплуатации (например, из-за взрывоопасности, потери ценного содержимого хранения и т. п.) при проверке соответствия конструкций требованиям второго предельного состояния, должна проверяться, очевидно, и трещиностойкость.

В конструкциях из пластичных материалов эксплуатационные качества теряются вследствие нарастания больших деформаций (см. рис. 1). Поэтому при проверке соответствия конструкций требованиям второго предельного состояния надо проверять и соответствие их требованию ограничения развития чрезмерных остаточных (или полных) деформаций.

При нарушении работы механизмов, передающих динамические воздействия на конструкции, возможно возникновение таких колебаний (см. рис. 6), которые могут привести к существенному повреждению или разрушению конструкций. Чтобы предупредить такие повреждения или разрушения, следует производить проверку прочности и колебаний конструкций при такого вида динамических воздействиях, отнеся эту проверку ко второму предельному состоянию. На основе приведенных определений предельных состояний и проверок, которые должны производиться для доказательства соответствия конструкций предъявляемым к ним эксплуатационным требованиям, могут быть сформулированы частные определения предельных состояний — для растянутых, сжатых, изгибаемых и других элементов, а также для различного вида конструктивных комплексов (ферм, резервуаров, мачт и т. п.).

Б. Нагрузки

Все виды нагрузок удобно разделить на три группы:

- 1) от собственного веса конструкций;
- 2) атмосферные нагрузки;
- 3) технологические нагрузки.

Подразделение нагрузок на нормативные и расчетные целесообразно сохранить.

Нормативная нагрузка. Определение нормативной нагрузки, данное в СНиП II-A. 10-62, желательнее несколько уточнить и

дать в следующей редакции: «Наибольшие нагрузки и воздействия, не стесняющие и не нарушающие нормальных эксплуатационных условий, а также предусмотренные технологическим проектом, контролируемые в возможных случаях при эксплуатации, называются нормативными».

В соответствии с этим общим определением нормативной нагрузки можно дать и частные определения для установления значений нормативных нагрузок по каждой группе.

Собственный вес конструкций — вес конструкций, исчисленный по размерам изделий, установленных в проекте, при среднем значении объемного веса материалов.

Атмосферные нагрузки — наибольшие атмосферные нагрузки, появляющиеся за определенный промежуток времени (например, пятилетие).

Технологические нагрузки — нагрузки (статические и динамические), установленные технологическим проектом, например нагрузка от крана по ГОСТу (каталогу) при заданной грузоподъемности и системе, собственный вес машин и оборудования, номинальный вес складываемых материалов, предусмотренных технологическим проектом, вес оборудования и людей в жилых и общественных зданиях, динамические воздействия, передающиеся на конструкцию при установившемся режиме работы машин и оборудования (иногда и при пуске или остановке) и т. д.

Расчетная нагрузка. Определение расчетной нагрузки, приведенное в СНиП II-A.10-62, лучше дать в следующей редакции: «Нагрузки, превышающие свое нормативное значение в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону вследствие изменчивости или отступлений от условий нормальной эксплуатации, а также нагрузки, могущие привести к повреждению конструкций или их разрушению, называются расчетными».

Соответственно можно дать частные определения расчетных нагрузок по каждой группе.

Собственный вес конструкций — вес конструкций, исчисленный по размерам изделий с плюсовыми (или минусовыми) допусками при максимальном (минимальном) объемном весе материалов.

Атмосферные нагрузки — наибольшие нагрузки, возможные за установленное время эксплуатации.

Технологические нагрузки — нагрузки (статические и динамические), установленные с возможной перегрузкой по отношению к значениям, установленным технологическим проектом исходя из нормальных условий эксплуатации.

Часто повторяющаяся переменная нагрузка, могущая привести к усталости конструкции, по величине может быть и меньше нормативной, однако она должна быть отнесена к расчетной, так как приводит к существенным повреждениям или даже разрушению конструкций. Величина этой нагрузки должна установ-

ливаться на основе глубокого анализа силовых воздействий и работы конструкций (см. рис. 5).

В. О предельном неравенстве расчета конструкций

Принятая в СНиП проверка предельных состояний по неравенству (1) и (2) вполне отвечает требованиям расчета по предельным состояниям и может быть оставлена:

$$\text{макс}N \leq \text{мин}\Phi, \quad (1)$$

где $\text{макс}N$ — наибольшее усилие в конструкции; $\text{мин}\Phi$ — наименьшее возможное сопротивление конструкций;

$$\text{макс}f \leq [f], \quad (2)$$

где $\text{макс}f$ — наибольшие деформации (смещения); $[f]$ — допустимые деформации (смещения).

Должен быть оставлен и очень важный коэффициент условий работы.

НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ (крупнопанельных и каменных) КОНСТРУКЦИЙ

Проблема расчета строительных конструкций делится на пять вопросов:

- определение цели расчета;
- определение принципиальных положений методики расчета;
- установление приемов (техники) расчета и численных характеристик расчетных параметров;
- определение принципиальной методики нормирования показателей, гарантирующих достаточную надежность конструкций;
- нормирование численных значений различных показателей надежности конструкций.

Первый из этих вопросов — цель расчета — является общим и не зависит от принимаемой методики расчета. Цель расчета, например, должна быть одинаковой и при расчете по допускаемым напряжениям, и при статистическом расчете, и при вероятностных методах расчета.

Второй вопрос — принципиальные положения расчета — решается различно для каждой методики расчета.

Третий и пятый вопросы имеют подчиненное значение и зависят от выбранной методики расчета.

Четвертый вопрос так же, как и первый, должен иметь общее значение и не зависит от принимаемой методики расчета.

Из-за ограниченного объема статьи рассмотрим лишь первый и второй вопросы.

Методика расчета по предельным состояниям в первую очередь ответила на первый из поставленных вопросов — определила цели расчета, установив понятие и классификацию предельных состояний. Решение этого вопроса имеет общее значение. Принципы и приемы современного расчета, которые отнесены к «методике расчета по предельным состояниям», связаны с этим названием лишь потому, что были разработаны одновременно и теми же авторами, которые дали определение понятия предельных состояний.

Проф. Н. С. Стрелецкий и ряд других специалистов в области стальных конструкций предлагают определять предельные состояния главным образом по величине предельных деформа-

ций, нормируемых для случаев нормальной эксплуатации и для случаев, когда эксплуатация становится невозможной или экономически нецелесообразной. Однако для большинства строительных конструкций, выполненных из материалов, не имеющих значительных деформаций текучести, основным должно остаться предельное состояние по несущей способности. При этом потерю несущей способности следует рассматривать как самостоятельное предельное состояние, так как оно не относится к стадии нормальной или ненормальной эксплуатации. Гарантии против потери несущей способности также могут быть иными, чем гарантии, принимаемые при других предельных состояниях.

При расчете по несущей способности гарантии надежности должны определяться не только экономической ответственностью, но и необходимостью обеспечить безопасность людей.

Не следует также полагать, что для зданий чисто экономической ответственности расчет по несущей способности не нужен.

Для целого ряда конструкций не существует понятия нормальной или ненормальной эксплуатации по показателям деформаций (по показателям трещиностойкости такая оценка часто возможна). Такими конструкциями являются каменные, бетонные и железобетонные стены и столбы при осевом и внецентренном сжатии в случае малых эксцентриситетов. Деформация таких стен в момент разрушения при кратковременном нагружении составляет, как правило, 1,5—3 мм, а при длительном — 4—9 мм на погонный метр высоты этажа. Такая деформация сжатия не ухудшает условий эксплуатации здания и может остаться незамеченной. Следовательно, для этой весьма широкой категории конструкций расчет по несущей способности практически не может быть заменен расчетом по деформациям. Приемы же пересчета напряжений на деформации и нормирование предельных деформаций по величине предельных напряжений являются искусственными, ненужными и усложняют расчет. Расчет по несущей способности должен быть основным для стен зданий. Во многих случаях необходим также расчет по раскрытию трещин (например, при расчете вертикальных стыков крупнопанельных зданий, при расчете каменных стен в случае больших эксцентриситетов). Расчет по трещиностойкости целесообразно также ввести для сжатых каменных и бетонных конструкций, для случаев, когда трещины появляются задолго до разрушения (например, для кладки на растворах малой и средней прочности). Расчет же по деформациям, имеющий большое значение для перекрытий, при проектировании стен будет применяться в очень редких случаях (например, при проверке заполнений каркаса на сдвиг в плоскости стены).

Должны быть учтены в дальнейшем и некоторые другие предложения проф. Н. С. Стрелецкого, например определение нормативного сопротивления как основного параметра, а расчетного — как временного показателя, зависящего от условий

приемки, о назначении нормативного сопротивления с учетом его экономической природы и др.

Наиболее реальным для практического проектирования при современном состоянии науки о надежности конструкций остается метод расчета по предельным состояниям. Отметим, кстати, что название применительно к принципам методики расчета не точно, так как «расчет по предельным состояниям» может осуществляться и статистическим методом и даже, в более грубом приближении, старыми методами расчета.

Более правильным было бы называть этот метод расчета, например, полувероятностным, как это принято Европейским комитетом по бетону. Это название больше соответствует и определению, сделанному проф. Н. С. Стрелецким: «...левая и правая часть предельного неравенства статистически обосновывается, после чего при расчете сооружения они рассматриваются как определенные величины». Этим полувероятностный метод отличается от вероятностного (или статистического), в котором основные расчетные параметры рассматриваются в процессе расчета как случайные величины. Совершенствование современного метода расчета — главная задача, и поэтому новые предложения проф. Н. С. Стрелецкого представляют значительную ценность. Вместе с тем, улучшая этот метод расчета и признавая его прогрессивность по сравнению с прежними методами, необходимо иметь в виду, что принципы, положенные в основу полувероятностного метода, далеки от совершенства. Можно принимать, что «левая» и «правая» стороны предельного неравенства в процессе расчета являются определенными величинами; в действительности же это случайные величины и надежность конструкции является функцией этих величин. Пренебрегая этим, мы лишаемся возможности объективной оценки степени надежности конструкции и, по-видимому, не случайно в современном методе расчета отсутствует даже термин, который хотя бы условно характеризовал надежность проектируемой конструкции.

Имея в виду новую классификацию предельных состояний, рекомендуемую Н. С. Стрелецким и В. А. Балдиным, можно предложить следующие определения понятий, связанных с надежностью конструкций.

Надежность конструкции — сохранение комплекса ее качеств, предусмотренных соответствующими нормативами, в течение всего установленного срока эксплуатации здания (с возможными перерывами в периоды ремонтов). В комплекс входят разнообразные качества конструкции: прочность, устойчивость, трещиностойкость, деформации, долговечность, теплотехнические и звукоизоляционные свойства, внешний вид и др. **Необходимость** ремонта не означает, что конструкция в целом не надежна. Однако к качеству конструкции относится также требование, чтобы за все время ее существования затраты на ре-

монт не превышали бы некоторых заранее установленных пределов.

Степень надежности конструкции — вероятность сохранения всех ее качеств в течение установленного срока эксплуатации измеряется коэффициентом надежности или же коэффициентом отказа конструкции.

Надежность конструкции по отдельным ее свойствам. Потеря надежности конструкции в целом согласно принятому выше определению соответствует нарушению требований, предъявляемых к любому из качеств конструкции. Поэтому анализ надежности конструкции в целом может производиться исследованием надежности каждого из ее свойств. Это неизбежно также и потому, что каждое качество конструкции имеет различные единицы измерения. В связи с этим целесообразно применять термин надежность не только по отношению к конструкции в целом, но и к отдельным ее свойствам (например, надежность конструкции по ее несущей способности и пр.).

Можно себе представить идеальную систему расчета и ее предпосылки в следующем виде:

1) расчетные формулы являются точными; систематические ошибки изучены и исключены;

2) предполагается (и это должно соответствовать действительности), что изготовление конструкции и производство работ строго соответствуют Техническим условиям;

3) возможны лишь случайные ошибки, которые также изучены для всех факторов, влияющих на надежность конструкции; известны кривые распределения всех случайных исходных расчетных величин;

4) установлены требуемые значения показателей надежности конструкции.

При этих предпосылках, используя современные методы математической статистики, можно установить коэффициент отказа проектируемой конструкции и сравнить с его нормативным значением.

К сожалению, кривые распределения случайных величин на крайних участках недостоверны. Систематические ошибки есть во многих формулах, и объясняются они не только сознательными упрощениями, но и несовершенством наших знаний. Грубые ошибки, особенно при производстве работ, недопустимы, но вполне реальны. Все это делает пока невозможным применение идеальной схемы расчета при проектировании конструкций.

Однако уже сейчас статистический метод может применяться в исследовательских целях хотя бы для грубой оценки степени надежности новых видов конструкций; пока помимо объективных данных для оценки изменчивости исходных случайных величин необходимы также значительный инженерный опыт и инженерная интуиция (от чего, впрочем, не свободны и другие методы расчета). Такая оценка надежности в сочетании с опытом

строительства может дать более уверенные сведения о возможном облегчении конструкции или же о мерах, необходимых для повышения ее надежности.

Имея в виду приведенные выше соображения, не следует ограничивать наши задачи развитием метода расчета по предельным состояниям. Большое внимание необходимо уделить также другим вопросам и методам расчета строительных конструкций. Наконец, следует заниматься и, возможно, организовать дискуссию по вопросам терминологии и обозначений, применяемых, в частности, и при расчете по предельным состояниям. Создание такой терминологии необходимо не только для практики проектирования и преподавания, но и для лучшего взаимопонимания при обсуждении различных вопросов, относящихся к науке о строительных конструкциях.

**О НЕКОТОРЫХ ПРИНЦИПИАЛЬНЫХ ПОЛОЖЕНИЯХ
СОВЕРШЕНСТВОВАНИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА
ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ**

В статье проф. Н. С. Стрелецкого поднято много принципиальных вопросов дальнейшего развития методики расчета по предельным состояниям. Обсуждение этих вопросов тем более важно, что работа в области совершенствования принципиальных позиций этой методики за последние годы проводится очень слабо. Между тем в расчете по предельным состояниям заложены прогрессивные предпосылки, развитие и совершенствование которых позволило бы повысить качество и надежность строительных конструкций и вместе с тем получить существенный экономический эффект. Однако содержание статьи ориентировано в основном на практику в области металла и металлических конструкций, поэтому применительно к другим материалам приводимые данные и соображения не вполне закономерны.

Так, в статье подчеркивается основная роль нормативного сопротивления материала как минимальной характеристики его механических свойств, контролируемой на производстве и гарантируемой промышленностью.

Установленный действующими стандартами порядок отбраковки стали по малочисленным механическим испытаниям (два образца от плавки или от партии) нельзя считать достаточно надежным, и основная роль в гарантировании «браковочного минимума» механических свойств ложится, видимо, на предварительную отбраковку по химическому составу. Что касается бетона, то для него не установлена еще контролируемая или гарантируемая минимальная прочность, и ведется лишь подготовка к ее введению.

В статье отмечается также, что появление значений сопротивлений материалов ниже браковочного минимума является следствием несовершенства приемочных испытаний и есть явление чисто временное.

На наш взгляд, возможное снижение фактических значений сопротивлений материала по отношению к браковочному зависит от степени автоматизации производства и контроля; однако

в ближайшее время едва ли удастся полностью гарантировать от возможности такого снижения.

Аналогичные соображения были, по-видимому, учтены при разработке Европейским комитетом по бетону «Практических рекомендаций по расчету и осуществлению железобетонных конструкций». В этом документе статистическим путем устанавливается только нормативное (характеристическое) сопротивление материалов, а расчетное сопротивление определяется делением нормативного на некоторый дополнительный коэффициент запаса, численное значение которого зависит как от свойства материала и условий контроля при его изготовлении, так и от ряда других обстоятельств; к ним относятся:

- а) возможность несоответствия фактических свойств материала в конструкции свойствам контрольных образцов;
- б) отклонения от проектных размеров элементов;
- в) опасность внезапного (хрупкого) разрушения.

По Рекомендациям ЕКБ расчетные сопротивления устанавливаются по формуле

$$R_{\text{расч}} = \frac{R_{\text{норм}}}{\gamma} = \frac{R_{\text{средн}}(1 - \kappa\delta)}{\gamma}, \quad (1)$$

где δ — коэффициент изменчивости прочности материала; κ — число «стандартов», принимаемое равным 1,64 (при обеспеченности нормативного сопротивления 95 %); γ — дополнительный коэффициент запаса. Его значение рекомендуется принимать:

- а) для бетона, приготовляемого на заводе, тщательно дозируемого и контролируемого $\gamma=1,40$
- б) для слабоконтролируемого бетона . . . $\gamma=1,60$
- в) в среднем для бетона $\gamma=1,50$
- г) для арматуры $\gamma=1,15$

Таким образом, при улучшении свойств материалов, автоматизации их изготовления и контроля дополнительный коэффициент запаса γ должен снижаться.

При малом числе расчетных параметров надежности, введенных в СНиП (коэффициенты однородности, перегрузки и в ряде случаев коэффициенты условий работы), необходимо считаться с тем, что в каждом коэффициенте в неявном виде учитываются и такие «опасности», как отклонения в размерах конструкций, неточность расчетных предпосылок и расчетных формул и т. п., которые не зависят от изменчивости прочности материалов. Поэтому подход, принятый в СНиП, при постепенном повышении однородности материалов может привести к некоторым трудностям.

Повышение расчетных коэффициентов однородности как результат уменьшения изменчивости может привести к чрезмерному снижению общей надежности именно вследствие неучета

в явном виде других «опасных» факторов, о которых говорилось выше.

Очевидно, чем ближе коэффициент однородности к единице, тем больше могут сказаться неучитываемые в явном виде «опасные» факторы. В этом отношении методика Рекомендаций ЕКБ имеет преимущества перед методикой СНиП, так как значения дополнительного запаса γ могут всегда существенно отличаться от единицы, какова бы ни была изменчивость прочности материалов. Однако методика Рекомендаций ЕКБ не может быть механически перенесена в наши нормативы, она требует коррективов.

Значения коэффициента γ , а следовательно, и расчетных сопротивлений зависят от изменчивости прочности материалов. В условиях типового проектирования такой подход не является правильным, так как для каждой марки материала расчетные сопротивления должны быть твердо зафиксированы. Если при этих условиях принять зависимость между нормативными и расчетными сопротивлениями по формуле (1), то необходимо тут же договориться о сущности и величине дополнительного коэффициента запаса γ , тем более, что пока нет возможности полностью обосновать его статистически. Целесообразно было бы из этого коэффициента выделить ту его часть γ_1 , которая не зависит от статистической изменчивости прочности материалов. Сделать это сейчас можно только условно, однако некоторые данные для этого все же есть. Так, было выявлено, что необходимое наименьшее значение коэффициента запаса по бетону только в результате неточности расчетной формулы прочности изгибаемых железобетонных элементов должно составлять около 1,25, а для арматуры — около 1,10. Таким образом, например, для бетона можно было бы принять значение $\gamma_1 \approx 1,20 \div 1,30$. А общий коэффициент запаса, вводимый по СНиП к прочности бетона, составляет:

$$\frac{1}{0,55} \approx 1,80.$$

Здесь 0,55 — расчетный коэффициент однородности бетона, соответствующий правилу 3σ и, следовательно, коэффициенту изменчивости 0,15. При таком подходе остальная часть общего запаса по прочности бетона

$$K_6 = \frac{1,80}{\gamma_1}$$

составляла бы 1,50—1,40; именно значения сопротивлений в пределах до $R_{ср}/K_6$ должны иметь определенную статистическую обеспеченность, которая при «нормированной» средней изменчивости бетона 15% составляет 97—98%. Можно было бы принять эту величину $R_{ср}/K_6$ за характеристическую (норматив-

ную) или контролируруемую прочность бетона. Однако последнее вызвало бы некоторые неудобства из-за необходимости иметь для контроля слишком много контрольных образцов.

Согласно решению комиссии № 23 Международного совета по строительству контролируемую величину рекомендуется устанавливать на расстоянии $\sigma - 2\sigma$ от средней. Практически удобно было бы для контроля принять эту величину на расстоянии $1,28\sigma$, что соответствует обеспеченности 90% и дает возможность допускать прочность бетона ниже контролируемой в одном контрольном образце из десяти. При таком подходе, т. е. определенной обеспеченности величины $R_{\text{сред}}/K_b$ и установлении контрольной прочности на указанном выше уровне, будет достигнут наилучший стимул для регулирования расхода цемента, так как требуемая средняя прочность бетона при подборе его состава будет в наибольшей степени зависеть от фактической изменчивости прочности бетона на производстве. Что касается стали, то при относительно малой изменчивости ее сопротивления предлагаемая система может быть несколько упрощена.

Н. С. Стрелецкий правильно ставит под сомнение необходимость вероятностного сочетания левой и правой части расчетной формулы в связи с тем, что изменчивость нагрузок сказывается только в процессе эксплуатации сооружения и зависит, таким образом, от фактора времени. Прочность же материалов зависит от технологического процесса их изготовления, который завершается до сдачи сооружения в эксплуатацию, и, следовательно, к началу времени эксплуатации уже определилась.

Исключение операции вероятностного сочетания обеих частей расчетных формул привело бы к существенным результатам, уточняющим и облегчающим решение поставленной задачи.

В работе Н. С. Стрелецкого содержится ряд соображений, с которыми было бы трудно согласиться без их дополнительной проработки и разъяснения. Основное — отнесение аварийного состояния конструкции к особому состоянию, выходящему за рамки расчета; наступление этого состояния предотвращается конструктивными мероприятиями и требованиями повышения качества материала и возведения сооружений. Это мнение подкрепляется следующим соображением: «...Доведение усилий до исчерпания несущей способности противоречит основному постулату методики, состоящему в том, что расчет касается безаварийного состояния конструкций». В развитие этого в качестве основной характеристики первого предельного состояния предлагается принимать некоторую предельную необратимую деформацию, при которой необходимо прекращать эксплуатацию.

Между тем требование повышения качества материала на практике как раз и является следствием произведенного расчета. Ведь кроме расчета проектант не располагает никаким другим критерием оценки наступления предельного состояния (конечно, за исключением случаев грубых ошибок, которые расче-

том не могут быть предусмотрены). Приведенный выше «основной постулат методики», видимо, также не совсем правилен. Речь должна была бы идти о том, что в результате проведенного расчета конструкции должны быть практически безаварийны. Также далеко не безупречным с точки зрения «необходимости прекращения эксплуатации» является критерий некой предельной деформации. Для многих железобетонных конструкций (например, сильноармированных балок, колонн, ферм), а также ряда аналогичных стальных конструкций прямое разрушение может наступить без каких-либо «чрезмерных» и «требующих прекращения эксплуатации» деформаций. Здесь можно было бы поставить под сомнение скорее числовые параметры расчета, например методику определения значений коэффициентов однородности, перегрузки или всю систему коэффициентов надежности, но это уже вопрос другого порядка.

Чтобы конструкции могли быть в принципе безаварийны, необходимо иметь такую систему технических условий производства и контроля, которая автоматически обеспечивала бы соответствие выполненной конструкции проектным предложениям с заранее заданными допусками. В этом случае расчет по первому предельному состоянию можно было бы выполнять исходя из наименьших (гарантированных техническими условиями) значений всех изменчивых параметров, и конструкции при этом действительно должны были иметь нулевую вероятность достижения этого предельного состояния, т. е. быть безаварийными. Однако в современных условиях этому мешают по меньшей мере два обстоятельства. Первое — это негарантированный (выборочный) контроль прочностных характеристик материалов при отсутствии автоматизации производственного процесса, вследствие чего, как уже отмечалось ранее, возможны отступления от заданного технологического процесса и не обнаруженные контролем снижения прочностных характеристик против «гарантированных» значений. Возможны также отклонения геометрических размеров сверх установленных допусков. Вместе с тем нельзя быть уверенным в ненаступлении предельного состояния даже при удовлетворении техническим условиям, так как возможны и другие случайные отклонения, не регулируемые пока никакими техническими условиями, например превышение некоторых нагрузок, неточность расчетных формул, неточное знание напряженного состояния и т. п. Именно поэтому приходится вводить в расчет определенные запасы и иметь в виду некоторую вероятность разрушения конструкций.

Малочисленные и неполные пока исследования указывают на то, что снижение прочностных характеристик против предположенных техническими условиями наименьших («гарантированных») значений в значительной мере является следствием более или менее существенных неслучайных (в статистическом смысле) отступлений от предусмотренного технологического процес-

са, совокупность которых не может, по-видимому, рассматриваться как статистически массовое явление. Таким образом, при оценке вероятности снижений прочностных характеристик безоговорочное применение методов теории вероятности является, по-видимому, неправомерным, а подсчитанная таким путем вероятность — преувеличенной.

Эти обстоятельства указывают также на определенную недоверенность теоретического определения вероятности появления значений сопротивлений материалов ниже расчетных.

Из этих соображений можно сделать и вывод о том, что в подавляющем большинстве случаев аварии являются следствием по крайней мере одного существенного отступления от технических условий. Таким образом, для обеспечения необходимой надежности конструкций при их расчете по первому предельному состоянию на современном этапе нельзя не учитывать возможность непосредственного разрушения. Для возможности дальнейшего совершенствования методики расчета и уточнения расчетных параметров необходимо более глубокое и всестороннее изучение обстоятельств изменчивости прочностных характеристик материалов, некоторых нагрузок и других изменчивых параметров, влияющих на надежность конструкций, а также причин, приводящих конструкции к аварийному состоянию.

СОВЕРШЕНСТВУЯ МЕТОДИКУ РАСЧЕТА,— ИСПОЛЬЗОВАТЬ ОПЫТ МОСТОВИКОВ

Возможность развития и углубления расчетов инженерных сооружений на силовые воздействия — одна из важных предпосылок в области проектирования, предвосхищаемая уже самим построением методики предельных состояний. Эта методика зародилась в процессе совершенствования расчетов по допускаемым напряжениям и так называемым разрушающим нагрузкам.

Обычно для конструкций различного назначения, выполняемых из данного материала, допускаемые напряжения примерно одинаковы и включают в себя запас на все случаи. Между тем, если для сооружения не предусмотрено возрастание нагрузок, то допускаемые напряжения, вообще говоря, могут быть выше.

Это позволило осуществить значительное повышение допускаемых напряжений у нас для железнодорожных мостов — сначала (в 1929 г.) для эксплуатируемых, а несколько позже — для проектируемых временных. Таким образом, из допускаемого напряжения был изъят запас на перспективное возрастание нагрузки, который по своей природе должен быть отнесен к нагрузке, но по некоторым соображениям сохранялся (до 1956 г.) в допускаемом напряжении (для проектирования капитальных мостов).

По примеру мостовиков были повышены напряжения для промышленных и гражданских зданий и сооружений, а затем из допускаемых напряжений был изъят еще и запас на случайную изменчивость нагрузки (коэффициент перегрузки). В результате выявилась величина, получившая в дальнейшем смысл расчетного сопротивления.

Такова вкратце была крайне простая и весьма логичная схема последовательной эволюции методики допускаемых напряжений, естественно трансформировавшейся в методику предельных состояний. Эта методика встретила бы всеобщее понимание и сочувствие, если бы с самого начала не преподносилась как нечто совершенно новое и была проще изложена (позднее это отчасти удалось сделать). А между тем сами мостовики, дав в сущности первый толчок к созданию методики расчета по предельным состояниям, задержались с разработкой соответствующей

щих нормативных документов. Правда, им удалось внести ряд усовершенствований и полезных нововведений. Значительно хуже обстоит дело в социалистических странах, где, несмотря на принятые еще в 1961 и 1962 гг. решения СЭВ и ОСЖД, переход на методику расчета мостов по предельным состояниям подготавливается недопустимо медленно.

К сожалению, и у нас немало инженеров, предпочитающих допускаемые напряжения, на которые ориентировали даже выпущенные в последнее время нормативные документы и справочная литература.

Недоверию к расчету по предельным состояниям способствует ряд обстоятельств. Дело в том, что преподавание сопротивления материалов в вузах ведется в плане допускаемых напряжений и лишь впоследствии излагается несколько оторванная от этого предмета методика предельных состояний.

К тому же расчетные формулы этой методики всюду приводятся в сложном и непривычном начертании — по усилиям, а не по напряжениям (даже там, где без этого легко можно обойтись). Положение несколько улучшилось после того, как по примеру мостовиков ряду рабочих формул был придан привычный вид.

Сами формулы и вообще нормы расчета без необходимости загромождены большим количеством всякого рода коэффициентов. Но те из них, которые в самостоятельном виде непосредственно не требуются для расчета (коэффициенты однородности и даже условий работы), в большинстве случаев удобнее не приводить самостоятельно, а включить в расчетные сопротивления, что также было сделано.

Дополнительную нечеткость в изложение методики вносит не всегда удачная терминология, которая приводит к таким, например, путаным словосочетаниям, как «расчет на расчетные нагрузки по расчетным сопротивлениям» и т. п.

Большое неудовольствие высказывают проектировщики в отношении значительного усложнения расчетов при практически мало изменившемся уровне расхода материалов. При этом забывают, что усложнение расчетов меньше всего происходит из-за предельных состояний, и не учитывают достигаемого повышения удельной грузоподъемности сооружений благодаря обеспечению большей равнопрочности путем перераспределения материалов.

Внедрение ЭВМ сняло боязнь усложнения расчетов, но привело даже к некоторому утяжелению конструкций, так как не сопровождалось изменением расчетных коэффициентов (условий работы, сочетаний), т. е. не было связано с уточнением степени обеспеченности от наступления предельных состояний. Иными словами, получилась диспропорция между энергично уточняемой левой частью предельного неравенства и окостеневшей

правой его частью (несущей способностью). Устранение этого противоречия — одна из первоочередных наших задач.

Произведенные в свое время мостовиками исправления части недостатков изложения методики впоследствии нашли отражение в нормах проектирования других конструкций.

Прежде всего отметим, что в нормативных документах на проектирование мостов дано четкое разделение всех предельных состояний в зависимости от двух критериев эксплуатации: **нарушения эксплуатации** (имеется в виду всякой эксплуатации) и **затруднения нормальной эксплуатации**, в связи с чем существенно различна и степень обеспеченности от наступления этих состояний.

Например, ограничение деформации (осадок и смещений) опор во внешне статически неопределимых системах необходимо с большей степенью обеспеченности (из-за влияния деформаций на прочность и устойчивость), нежели для всех вообще пролетных строений (исходя из условий искажения профиля и плана пути, смещения опорных частей), имея в виду могущие произойти затруднения нормальной эксплуатации.

Было введено разграничение понятий **устойчивости положения** (против опрокидывания и скольжения) и **устойчивости формы** (в смысле продольного изгиба и т. п.), причем дан своеобразный способ расчета на устойчивость положения, лучше соответствующий природе явления и методике предельных состояний. К сожалению, в немостовых конструкциях до сих пор сохраняется устаревший способ расчета.

И вообще методика предельных состояний как в основных положениях, так и в деталях остается на уровне 1955 г., если не говорить о некотором изменении расчетных формул.

Например, несмотря на работу В. Г. Писичкова по учету сочетаний нагрузок, Б. И. Беляева по коэффициентам однородности конструкционных сталей и на ряд других исследований и предложений, все остается по-прежнему и какого-либо усовершенствования методики не делается.

Это в первую очередь касается одного из важнейших принципиальных положений, каким является учет сочетаний нагрузок, осуществляемый умножением нагрузок на малоубедительные коэффициенты 0,9 и 0,8 (а для мостов 0,8 и 0,7). Необходимо разработать метод учета сочетаний всех нагрузок и воздействий на основе теории вероятностей со статистической обработкой натуральных наблюдений, аналогичных производившимся над ветровыми и снеговыми нагрузками.

Кроме нагрузок и воздействий надо также отразить сочетания учитываемых силовых факторов (т. е., проще говоря, точности расчета), в том числе факторов, связанных с учетом пространственности конструкций. При проектировании мостов, для которых обеспечение выносливости имеет первостепенное значение, в расчеты были введены важные уточнения.

Во-первых, из нормативной временной вертикальной нагрузки, принятой для расчетов на прочность, исключены такие редко встречающиеся единицы, как железнодорожные транспортеры и колесная автодорожная нагрузка.

Во-вторых, линии влияния загружаются в соответствии с многократным повторением нагрузок, причем введен коэффициент режима нагрузки, учитывающий ее нестационарность и постепенность возрастания во времени, а расчетное количество циклов резко увеличено для малых длин загрузки стальных конструкций (балки проезжей части).

В-третьих, при расчете на выносливость расчетную схему сооружения принимают, вообще говоря, иной, чем при расчетах на прочность, в частности более тщательно учитывают пространственность конструкции и влияние дополнительных напряжений с введением пониженных коэффициентов условий работы и коэффициентов, отражающих влияние фибровых и точечных напряжений.

Разумеется, расчетная выносливость элемента или соединения в значительной степени зависит от его конструктивной формы и технологии выполнения, что учитывается обстоятельно исследованными для стальных конструкций эффективными коэффициентами концентрации. Железобетонные конструкции рассчитывают на выносливость путем ограничения напряжений в бетоне и арматуре.

Тем не менее расчеты мостов на выносливость нуждаются в дальнейшем улучшении, особенно мостов автодорожных, так как для стальных автодорожных конструкций эти расчеты выполняются гораздо примитивнее, чем для железнодорожных, а для железобетонных автодорожных мостов и вовсе не производятся. Это не означает, что не нуждаются в совершенствовании расчеты на выносливость железнодорожных мостов как стальных, так и, в особенности, железобетонных.

В мостах наряду с многократностью действия нагрузок учитывают также и реологические процессы, проявляющиеся в снижении несущей способности сооружений вследствие их износа и ухудшения сопротивляемости материалов. Пока это делается примитивно, особым расчетом на одну постоянную нагрузку с понижением расчетных сопротивлений. Желательно развитие в необходимой степени расчетов на выносливость и длительную прочность также немоновых сооружений.

Весьма условно определены коэффициенты однородности материалов, в зависимости только от одного фактора, например предела текучести стали, да и то лишь в состоянии поставки металлургическим заводом без учета влияния последующих технологических операций (горячая и холодная правка и т. п.). Хотя остаточные напряжения в мостах и учитывают, но только при расчете на устойчивость формы (снижением коэффициентов продольного изгиба для некоторых сварных и предварительно

напряженных элементов). Хрупкую же прочность (хладостойкость) прямым путем в расчетах учитывают опять-таки примитивно, снижением в некоторых случаях расчетных сопротивлений.

Следовало бы использовать реализованную мостовиками идею расчленения коэффициента условий работы на две части. Одна из них m_1 принята пока постоянной и, являясь компонентом степени обеспеченности, имеет статистическую природу, другая m_2 отражает условность расчета и потому зависит от его точности. Уточнение коэффициентов условий работы является одной из первостепенных задач, в частности в связи с крайней условностью расчета железобетонных элементов прямоугольного сечения на прочность по формулам, заимствованным из теории разрушающих нагрузок. Возможно даже, что от этих формул придется вовсе отказаться.

На стадии создания предварительных напряжений необходимо ввести расчет на стойкость против образования продольных трещин в бетоне, что достигается ограничением напряжений в бетоне.

Расчеты оснований фундаментов мостов более органично связаны с общими положениями методики расчета по предельным состояниям, нежели это получилось в общестроительных нормах. В частности, разработан метод определения расчетных сопротивлений песчаных оснований по физико-механическим сопротивлениям грунтов, а также приведены указания по определению расчетной несущей способности свай, правда, основанные на весьма грубом подходе.

Необходимо проводить дальнейшие работы по исследованию и уточнению методов расчета конструкций и оснований зданий и сооружений в более тесном содружестве многих занимающихся этими вопросами организаций и отдельных специалистов по общему тематическому плану и единой направленности (с использованием опыта мостовиков).

ПЕРВООЧЕРЕДНЫЕ ВОПРОСЫ РАЗВИТИЯ МЕТОДИКИ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ

В настоящее время для Советского Союза можно считать в основном законченным период освоения главных идей методики предельных состояний и первой их реализации в расчетной практике в тесной увязке с опытом расчетов, накопленным до перехода на эту методику. Сейчас начинается следующий этап углубленного развития методики уточнением критериев предельных состояний и расчетных нормативов, наиболее надежно и экономно гарантирующих сооружение от наступления предельных состояний в течение всего срока его эксплуатации.

Для успеха этого этапа очень важно исходить из понятия предельного состояния как состояния исчерпания эксплуатационной способности. Именно тесная связь расчета с эксплуатационными требованиями и проведение его непосредственно применительно к тому состоянию, в котором сооружение перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям, дают методике предельных состояний такие возможности совершенствования, каких не было ни в методике допускаемых напряжений, ни в методике разрушающих нагрузок, причем возможности, пока еще очень мало использованные. Особенно ярко проявляются новые возможности при нелинейных зависимостях между нагрузками, напряжениями и деформациями.

Не менее важно уточнить классификацию предельных состояний. Именно классификация предельных состояний создает основу для разделения нормативных требований к различным расчетным проверкам, для дифференциации предельных состояний по степени обеспеченности, по вводимым расчетным коэффициентам и т. д.

Принятая в действующих нормах для промышленных и гражданских конструкций классификация предельных состояний:

I — исчерпание несущей способности или деформации, требующие прекращения эксплуатации;

II — деформации, затрудняющие нормальную эксплуатацию;

III — трещины (в железобетоне), затрудняющие нормальную эксплуатацию или требующие прекращения эксплуатации, является смешанной, поскольку проведена одновременно по двум признакам — по степени исчерпания эксплуатационной способ-

ности и по характеру явлений, составляющих критерии предельных состояний. Несколько отличную смешанную классификацию предельных состояний, в которой все три класса определялись деформациями или трещинами, предложил в 1966 г. Н. С. Стрелецкий.

В 1967—1968 гг. в ЦНИИСК и НИИЖБ был сделан ряд предложений о делении предельных состояний на следующие два класса:

I — истощение несущей способности;

II — деформации, затрудняющие или нарушающие эксплуатацию.

Трещины (в железобетоне), как и колебания, считаются при этом частным случаем деформации, что, вероятно, правильно.

Однако в целом предлагаемая классификация является шагом назад, поскольку предельные состояния, определяемые деформациями, как затрудняющими, так и нарушающими эксплуатацию, т. е. связанные с совершенно различной степенью истощения эксплуатационной способности и требующие существенно различной обеспеченности, попадают в один и тот же II класс. Кроме того, существование различных трактовок термина «истощение несущей способности» затрудняет отнесение некоторых конкретных предельных состояний к I или II классу. Обычно под истощением несущей способности понимают абсолютный максимум кривой нагрузка — деформация. А. В. Геммерлинг обосновывает истощение несущей способности как появление в конструкции или ее части нулевой отпорности, после чего нагрузка иногда может быть еще дополнительно поднята. Некоторые специалисты склонны относить к предельным состояниям по несущей способности все расчеты, выполняемые в настоящее время в форме проверки силовых факторов.

Как известно, многие важные расчеты, выполняемые пока в форме проверки напряжений или усилий, гарантируют не от истощения несущей способности, не от нарушения равновесия и разрушения, а только от чрезмерных деформаций, вызывающих необходимость прекращения эксплуатации. К таким расчетам относится большинство условно именуемых прочностными расчетов стальных конструкций на развитие пластических деформаций, расчеты заклепочных и нагельных соединений, расчеты фрикционных соединений высокопрочными болтами, расчеты деревянных элементов на местное смятие поперек волокон, некоторые расчеты грунтовых оснований и т. д. Если эти расчеты отнести к I предельному состоянию по предлагаемой классификации, то основным ее признаком окажется не существование, а форма расчета, что коренным образом противоречит идеям методов предельных состояний и будет тормозить разработку методов расчета с учетом неупругих деформаций и соответствующих норм предельных деформаций. Если же эти расчеты отне-

сти к II предельному состоянию, то они окажутся в одном классе с проверками жесткости и раскрытия трещин, принципиально отличными по своим задачам, по величине и форме введения расчетных запасов и т. д. Это будет нелогично и, кроме того, может привести к большой путанице.

Классификация предельных состояний должна быть построена только по одному признаку, и таким признаком должна быть степень исчерпания эксплуатационной способности. В советских нормах проектирования мостов уже с 1962 г. регламентировано, по существу, два класса предельных состояний, разделенных по этому признаку:

I — нарушение эксплуатации (первые предельные состояния);

II — затруднения для нормальной эксплуатации (вторые и третьи предельные состояния).

Примерно к такой же классификации пришли и за рубежом. Например, в весьма близких по содержанию предложениях двух международных организаций ЕКВ и ISO фигурируют два класса предельных состояний:

I — крайние предельные состояния — по разрушению, изменению геометрической конфигурации или неупругим деформациям;

II — эксплуатационные предельные состояния — по деформациям, повреждениям и другим ухудшениям эксплуатации.

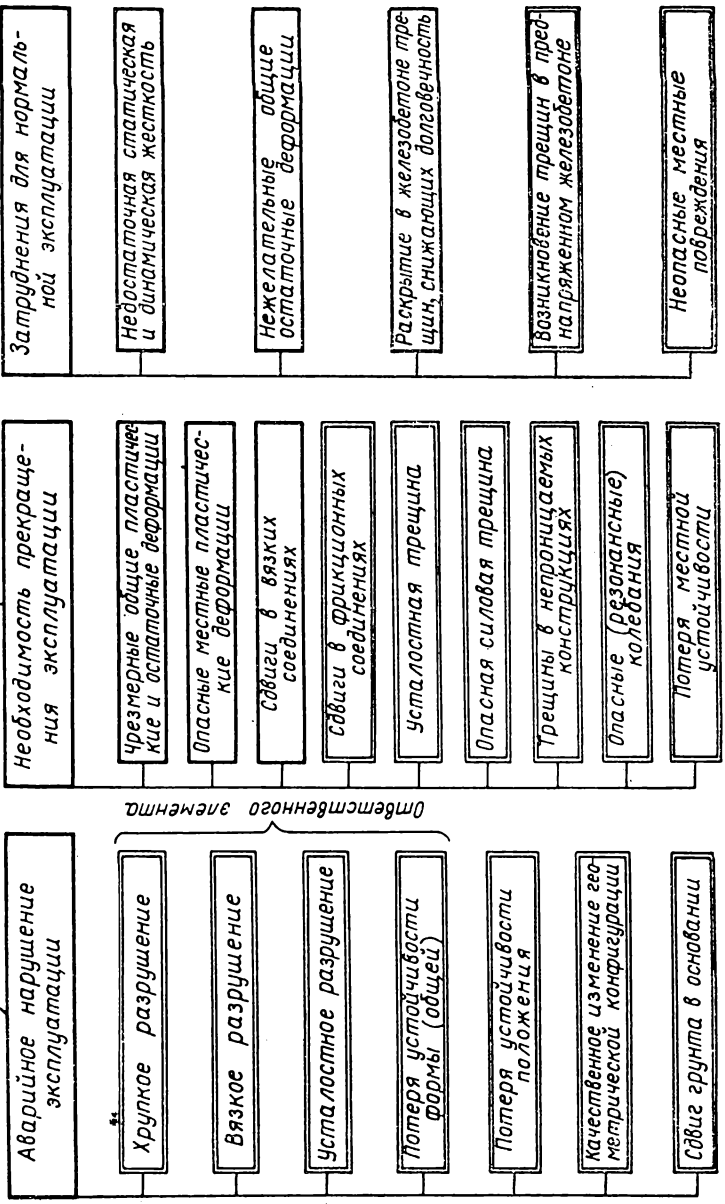
Сейчас представляется своевременным предложить подразделение предельных состояний по схеме (см. рис.) не на два, а на три класса по степени исчерпания эксплуатационной способности¹. Это предложение, сводящееся в основном к разделению существующего первого предельного состояния на два новых класса и к объединению существующих второго и третьего предельных состояний в один новый, третий класс, достаточно удачно разрешает противоречия. I класс должен теперь характеризоваться исчерпанием несущей способности в обычном понимании этого термина, т. е. потерей равновесия и разрушением, означающими полное нарушение эксплуатации, II класс — это деформации, колебания и трещины, вызывающие необходимость прекращения эксплуатации, а III класс — деформации, колебания и трещины, вызывающие затруднения для нормальной эксплуатации.

На рисунке даны также предложения по конкретным видам предельных состояний, относящихся к каждому из рекомендуемых классов. Виды предельных состояний не следует считать стабильными; в зависимости от особенностей сооружения и уровня знаний их может быть больше или меньше.

Предельное состояние может определяться достижением предельной величины или силовым фактором, или деформацией

¹ Аналогичные предложения одновременно с автором статьи вносились также Н. Б. Лялиным и К. П. Большаковым.

ПРЕДЕЛЬНЫЕ СОСТОЯНИЯ



Исчерпание несущей способности

(а также параметрами колебаний, раскрытием трещин и т. д.). Функциональная связь между силовыми факторами и деформациями позволяет для ряда видов предельных состояний выбирать наиболее удобную форму расчета, однако это не должно отражаться на цели каждого расчета с позиций обеспечения эксплуатационной способности.

Более принципиальны различия между видами предельных состояний по характеру их проявления в форме или скачкообразного изменения в работе конструкции (обведены двойной рамкой на рисунке), или постепенных количественных изменений при переходе из одного качества в другое (обведены одной рамкой).

Если критерии «скачкообразных» предельных состояний достаточно определены, то критерии «постепенных» предельных состояний, напротив, весьма расплывчаты. Научное обоснование и уточнение количественных критериев предельных упругих и остаточных прогибов, углов поворота и осадок, раскрытия трещин и т. д. должно быть выполнено на основе детального анализа эксплуатационных требований, что является одной из самых актуальных задач.

К числу наиболее назревших проблем следует отнести уточнение критериев предельных состояний по развитию пластических деформаций, которые сейчас не вполне строго (во всяком случае для стальных конструкций) именуют предельным состоянием по прочности. Эту проблему следует решать как с позиций уже упомянутого ограничения общих пластических деформаций, препятствующих эксплуатации, так и с позиции ограничения местных пластических деформаций, опасных с точки зрения ухудшения качества материала (его ударной вязкости, хладостойкости) и, вообще, надежности и долговечности. Надлежит уточнить вопрос о количественном влиянии степени развития пластических деформаций в различных материалах на упомянутые свойства.

Очень важно получить достаточно простые расчетные формулы или коэффициенты, отражающие специфику развития пластических деформаций в различных видах поперечных сечений элементов, нагруженных в соответствии с результатами уточненных расчетов на ЭВМ различными сочетаниями осевых сил, изгибающих моментов и поперечных сил в обеих плоскостях, крутящих моментов и т. д. Тесно примыкает сюда вопрос о развитии пластических деформаций при плоском и объемном напряженных состояниях. В большинстве случаев этот вид расчетов должен выполняться в форме ограничения определенными пределами относительных пластических деформаций в крайней фибре или точке поперечного сечения аналогично тому, как применительно к упругой стадии работы соответствующие расчеты выполняют в форме ограничения фибровых и точечных напряжений определенными расчетными сопротивлениями.

Наиболее серьезны и наименее ясны эти вопросы для конструкций, работающих под временными подвижными многократно повторными и динамическими нагрузками. Ряд нормативных документов в настоящее время запрещает учитывать развитие пластических деформаций в таких конструкциях. Запрещение это не обосновано хотя бы уже потому, что почти в каждой конструкции можно выявить зоны развития местных пластических деформаций даже под нормативными нагрузками, если учесть собственные напряжения, местные возмущения напряжений, совместную работу элементов, жесткость узлов, пространственность и т. д. Эти расчеты подтверждаются и экспериментами. Стальные конструкции претерпевают значительные пластические деформации материала при изготовлении — при холодной и даже горячей правке, гибке и т. д. Из того, что эти пластические деформации обычно не учитывают расчетом, вовсе не следует, что они в конструкции отсутствуют. А благополучная работа под самыми разнообразными воздействиями подавляющего большинства конструкций после развития в них местных пластических деформаций свидетельствует о том, что речь должна идти о количественной мере ограничения предельного развития пластических деформаций, а отнюдь не о запрещении пластических деформаций.

Наряду с уточнением предельных состояний по развитию пластических деформаций необходимо поставить на твердые расчетные основы новый вид предельного состояния по хрупкой прочности, проявляющейся для стальных конструкций в факторе хладостойкости. Значительного внимания требуют предельные состояния по длительной прочности и по динамической прочности. Большая работа предстоит в области исследований предельного состояния по выносливости, особенно применительно к автодорожным мостам. Доработки требуют вопросы расчета на устойчивость положения (против опрокидывания, скольжения, специфических предельных состояний систем с переменными связями и т. д.).

Главная особенность расчетов по предельным состояниям целых статически неопределимых и пространственных конструкций — необходимость учитывать перераспределение силовых факторов вследствие влияния различных неупругих деформаций (быстротечных пластических деформаций, ползучести и виброползучести различных материалов, раскрытия трещин в железобетоне, податливости соединений, осадок фундаментов опор и т. д.). Существующие итерационные способы расчета (учитывающие также и геометрическую нелинейность деформаций в некоторых системах) позволяют сейчас получать с использованием ЭВМ распределение силовых факторов на любой ступени развития неупругих деформаций и при любой диаграмме или характеристике работы материала, сечения или элемента. Успехи в этой области отодвигают на второй план расчеты стати-

чески неопределимых систем способом предельного равновесия, которые могут быть целесообразны лишь в отдельных случаях при условии дополнительного контроля общих и местных деформаций и проверки невозможности хрупкого разрушения. В итерационных расчетах статически неопределимых систем с учетом неупругих деформаций следует учитывать собственные, уравновешенные внутри конструкции, силовые факторы, вызываемые предварительным напряжением, деформированием при изготовлении и монтаже, сваркой, температурными деформациями, усадкой бетона и т. д.

Предельное состояние статически неопределимой системы может определяться достижением предельной величины или силовым фактором, или деформацией. Величиной силового фактора определяются предельные состояния в виде потери устойчивости элементом, обеспечивающим несущую способность сооружения или его части; предельные состояния в виде хрупкого или вязкого разрушения элемента или соединения, обеспечивающего несущую способность; предельные состояния по выносливости и некоторые другие. Величиной деформации определяются многие предельные состояния, условно относимые в настоящее время к расчетам на прочность, и предельные состояния, связанные с раскрытием трещин в железобетоне, с жесткостью и т. д.

Большие трудности возникают в расчетах статически неопределимых систем в связи с необходимостью учитывать изменчивость свойств материалов, поскольку невыгодными могут оказываться отступления сопротивлений от нормативных или среднестатистических величин в обе стороны, а не только в меньшую сторону. Возникают трудности также для конструкций, работающих под повторными и подвижными нагрузками. Здесь на первый план выдвигается проблема приспособляемости конструкций при повторных загрузках.

Несмотря на предложения о прямом применении при проектировании строительных конструкций теории вероятностей и теории надежности к регламентируемым нормами расчетам в целом, все же теория и параметры строгих вероятностных расчетов пока далеко еще не отработаны. По выражению В. В. Болотина, вероятностные методы являются сейчас мощным средством истолкования, исследований и совершенствования расчетов, которые еще долгое время будут оставаться в значительной степени детерминистическими. Можно согласиться с упрощенным названием существующей и развивающейся методики предельных состояний как «полувероятностной».

Основным фактором, создающим надлежащую обеспеченность от наступления предельного состояния, следует и на будущее считать систему расчетных коэффициентов. К факторам такого рода относятся также величины нормативных временных нагрузок, правила их сочетания, правила загрузки линий и поверхностей влияния.

Для подготовки постепенного перехода к строгим вероятностным расчетам представляется возможным использовать аппарат коэффициентов сочетаний. Сейчас коэффициенты сочетаний относятся только к временным нагрузкам и вводятся в расчеты на дополнительные и особые их сочетания, имеющие вспомогательное значение. Можно было бы придать коэффициентам сочетаний более широкий смысл и трактовать их как поправочные коэффициенты, учитывающие различия между результатами строгих вероятностных и полувероятностных расчетов. Корректировать коэффициенты сочетаний можно было бы по мере обработки статистических данных и выполнения для характерных частных случаев пробных вероятностных расчетов с учетом всей совокупности изменчивых факторов.

Главное препятствие для уточнения расчетных коэффициентов и других нормативов обеспеченности состоит в ограниченности имеющегося статистического материала, что относится прежде всего к временным нагрузкам. Необходимо в ближайшее время организовать массовые и достаточно длительные наблюдения за величинами и спектрами нагрузок и воздействий в ходе эксплуатации различных сооружений и обеспечить статистическую обработку результатов наблюдений с учетом перспективы. Второй задачей являются массовые обследования конструкций; цель их — установить отступления действительной геометрии элементов от проектной и обосновать в увязке с производственными допусками соответствующие расчетные коэффициенты и случайные эксцентриситеты.

Начинающийся новый этап совершенствования методики предельных состояний уже вызвал много предложений по изменению системы расчетных коэффициентов. Хочется предостеречь от стремления изменить пусть даже не всегда вполне удачную терминологию, которая тем не менее сейчас, после преодоления больших трудностей освоения, стала уже привычной для широких масс инженерно-технических работников, преподавателей, студентов. Например, в связи с незначительным изменением трактовки коэффициента однородности нет оснований называть его коэффициентом безопасности по материалу.

Наибольшее количество предложений относится к коэффициенту условий работы, который был наименее ясным в методике предельных состояний. Вряд ли целесообразно расчленять коэффициент условий работы на большое количество составляющих коэффициентов. Однако многие авторы, и в их числе автор статьи, считают необходимым выделить из коэффициента условий работы общий коэффициент надежности (или так называемый специальный коэффициент безопасности), учитывающий значимость последствий нарушения или прекращения эксплуатации в случае наступления предельного состояния, а также степень ответственности и капитальности здания или сооружения. В некоторой степени предшественником общего коэффициента на-

дежности можно считать общий коэффициент условий работы m_1 , введенный в советские нормы проектирования мостов.

Коэффициент условий работы, оставшийся после выделения общего коэффициента надежности, должен учитывать особые обстоятельства работы конструкции, материала и грунтов, не отражаемые в расчетах прямым путем, т. е. быть по существу поправочным коэффициентом.

В связи с подлинной революцией, происшедшей за последние годы в расчетных возможностях благодаря внедрению электронной вычислительной техники, различия между проектом и расчетной схемой сейчас быстро сокращаются. Расчетом теперь можно выявить те силовые факторы (изгибающие моменты в обеих плоскостях, крутящие моменты и т. д.), которые ранее не учитывались. Это побуждает к алгебраическому, геометрическому или специальному (в соответствии с известными теориями прочности) суммированию напряжений от выявленных силовых факторов для проверок по предельным состояниям. При таком подходе уточнение расчета оказывается односторонним и приводит, как правило, к утяжелению конструкции. Чтобы предотвратить это, требуется либо детальный анализ критерия сложного напряженного состояния (о чем было сказано выше), либо специально обоснованное введение коэффициентов условий расчета (особого вида коэффициентов условий работы), либо, наконец, отбрасывание силовых факторов, не имеющих решающего значения.

Развивая методику предельных состояний, необходимо неотступно следить за сохранением точности, трудоемкости и машиноемкости расчетов в целесообразных пределах. Мы считаем, что излишняя точность определения силовых факторов, реализация которой практически невозможна в связи с малой точностью расчетных нормативов и исходных данных, вредна и в век электронной вычислительной техники, поскольку повышение этой мнимой точности, как правило, увеличивает машиноемкость и трудоемкость расчета, уменьшает его наглядность и повышает опасность ошибок.

Таким образом, первоочередные задачи развития методики предельных состояний очень обширны. Решать их необходимо комплексно, по единому плану, привлекая для этого значительные силы научных работников и проектировщиков. Установившийся сейчас на основе практики многих десятилетий уровень расчетных запасов достаточен или даже избыточен для подавляющего большинства конструкций. Поэтому комплексное решение проблемы наверняка позволит получить не только технический, но и полностью научно обоснованный экономический эффект от второго этапа развития методики предельных состояний, намного превышающий тот эффект, который был получен в результате внедрения первого этапа развития этой методики.

ЗАМЕЧАНИЯ ПО ВОПРОСУ О ПЕРВОМ И ВТОРОМ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ

Характеризуя первое предельное состояние, профессор Н. С. Стрелецкий приходит к выводу о том, что эксплуатация сооружения должна быть прекращена до потери конструкциями несущей способности.

Однако анализ показывает, что нередко аварии происходят внезапно без каких-либо сигналов о неблагополучии в работе конструкций. Это часто случалось при потере устойчивости элементов металлических и деревянных конструкций, при скальвании древесины в сопряжениях и т. д. Иногда при применении некоторых деревянных несущих конструкций заметное на глаз сильное их провисание вследствие текучести соединений и самой древесины сигнализировало о неблагополучии в отношении несущей способности конструкций и позволяло вовремя принять нужные меры и предупредить аварии и катастрофы.

Следовательно, своевременное прекращение эксплуатации при приближении к первому предельному состоянию осуществимо в редких случаях и рассчитывать на него при отсутствии в цехах службы наблюдения со специальными датчиками деформаций нельзя. Отсюда вытекает более точная характеристика задачи расчета по первому предельному состоянию.

Расчет по первому предельному состоянию несущих конструкций из стабильно работающих материалов, т. е. материалов с постоянными физико-механическими свойствами (например, из стали), имеет целью обеспечить конструкцию на длительные сроки от возникновения первого предельного состояния, граничащего с аварийным.

При нестабильно работающих материалах (например, деревянных) этот расчет должен предохранять конструкцию от возникновения первого предельного состояния на установленный эксплуатационный срок. Таково задание, которое совместно обязаны выполнить научные работники, проектировщики и строители.

Для случаев, когда в процессе эксплуатации допустим выход конструкций из строя (случаи, безопасные для жизни людей), расчет конструкций по первому предельному состоянию

при любой характеристике стабильности материалов следует делать исходя из экономического оптимума.

При определении такого оптимума необходимо, как того требуют экономисты, учитывать нормативный коэффициент эффективности капиталовложений, являющийся ключом к нахождению действительного экономического оптимума. Кроме того, необходимо учитывать возможные убытки от отказа конструкций и закономерности изменчивости кратковременных нагрузок.

Изложенный в работе профессора Стрелецкого принцип определения наивыгоднейшего в экономическом отношении срока эксплуатации сооружений в зависимости от динамики роста суммарных эксплуатационных расходов не вполне ясен. Характер сильно падающей кривой суммарных эксплуатационных расходов говорит о том, что целью этих расходов является ликвидация разного рода строительных недоделок, обычных в строительной практике. Почему же после того, как эти недоделки исправлены и сооружение приведено в порядок, эксплуатация его становится невыгодной?

Расчет конструкций по второму предельному состоянию преследует цель не допустить положение, когда возникают такие большие прогибы (деформации) конструкций, которые препятствуют нормальной эксплуатации сооружения.

Для этого используются в качестве контрольных нагрузок расчетные нагрузки старых (досниповских) норм, называемые теперь нормативными, причем предельные допустимые при этих нагрузках прогибы также берутся из старых норм.

В результате такого расчета стальные конструкции нормальных соотношений размеров, рассчитанные по первому предельному состоянию, за редкими исключениями оказываются удовлетворяющими нормам жесткости. Остальные иногда приходится усиливать. Достаточная жесткость рассчитанных таким образом конструкций подтверждается в подавляющем большинстве случаев многолетним положительным опытом их эксплуатации и отсутствием жалоб на гибкость.

При материалах, обладающих текучестью, есть возможность при помощи соответствующего расчета обеспечить требуемую нормами жесткость на заданный срок эксплуатации конструкции.

Возможно, что многие из тех конструкций, сечения которых увеличены исходя из расчета на гибкость, являются избыточно жесткими. Избыточная жесткость конструкций, не препятствуя нормальной их эксплуатации, не дает о себе знать и поэтому остается необнаруженной в процессе службы сооружений.

Возникает вопрос — являются ли строго обоснованными наши нормы жесткости?

Приходится сознаться, что в большинстве случаев мы не знаем, когда и какие прогибы и деформации конструкций мешают эксплуатации сооружений.

Чтобы улучшить расчеты по второму предельному состоянию, нужно организовать экспериментальное изучение, как на практике проявляет себя деформативность конструкций и в каких случаях и каким образом она препятствует эксплуатации.

Для проведения таких экспериментов с целью изучения влияния гибкости конструкций на технологический процесс необходимо либо построить особые опытные участки — стенды с пониженной в разной степени жесткостью, либо построить опытные участки с пониженной жесткостью во вновь проектируемых промышленных зданиях и сооружениях и провести на них необходимые исследования.

Можно ожидать, что эти исследования заставят иначе посмотреть на пределы ограничения гибкости конструкций, а во многих случаях контрольные характеристики ограничения гибкости можно будет установить менее строгими.

Возможно, что эти исследования выявят роль динамического воздействия некоторых нагрузок.

Трактуя принципиальные вопросы расчетов по второму предельному состоянию, необходимо правильно охарактеризовать те случаи, когда допускается использование пластичности некоторых материалов, например некоторых сортов стали.

Развитие в сечениях конструкций под высокими нагрузками пластических деформаций вызывает дополнительные необратимые прогибы конструкций, и возникает проблема их учета.

Целесообразное решение этой проблемы, например, в случае сварных подкрановых балок заключается в осуществлении начального строительного подъема, соответствующего допущенным при расчете пластическим деформациям; величина их должна быть ограничена условием, чтобы необходимый начальный подъем конструкции не вызывал в первичный период ее работы затруднений при эксплуатации.

Еще эффективнее эта задача может быть решена, если заданный сварной балке строительный подъем (который в этом случае можно не ограничивать вышеприведенным условием) будет частично или же полностью устранен на заводе-изготовителе нагружением готовой балки соответствующей нагрузкой, вызывающей пластические деформации в тех зонах балки, которые обеспечивают достижение оптимального эффекта.

Такая балка с достигнутым на заводе сравнительно небольшим предварительным напряжением будет в дальнейшем работать под нагрузкой как вполне упругая.

Ее прогиб при проходе нормативной нагрузки (считая от горизонтали вниз) может быть сделан равным сохранившемуся ее выгибу (считая от горизонтали вверх) при отсутствии на балке нагрузки.

Такое решение определяет максимальное использование материала при минимальных прогибах.

Расчеты несущих конструкций по первому и второму предельным состояниям имеют каждый свою четкую задачу и не могут заменить друг друга.

В соответствующих случаях возможные пластические деформации материалов, а также возможная текучесть материалов должны учитываться различно в зависимости от основных задач, решаемых расчетами по обоим предельным состояниям.

Расчет по первому предельному состоянию является главным, основным, поскольку он обеспечивает безопасность эксплуатации сооружений.

О ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЯХ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИИ

Методика расчета по предельным состояниям завоевала за прошедшие 12 лет признание как основная методика расчета строительных конструкций. Она более правильно сформулировала расчетные критерии, гарантирующие бесперебойную эксплуатацию сооружения, рассматривая конструкции не в рабочем, а в предельном состоянии с введением дифференцированных коэффициентов запаса, обеспечивающих их надежность в работе. Эти коэффициенты в общем случае подчиняются статистическим законам распределения и тем самым поддаются регулированию на научной основе, используя вероятностные математические закономерности.

Введение в практику этой методики отразилось не только на расчетах; она повлияла на упорядочение проектирования, поставив во главу угла вопросы эксплуатации конструкций, изучения нагрузок и их сочетаний, и предъявила четкие требования к предприятиям строительных материалов (в том числе и металлургическим заводам), потребовав улучшения численных значений коэффициентов однородности, указав на необходимость приближения их к пределу, равному единице.

Новая методика вызвала необходимость изучения ряда технических и экономических вопросов, ориентируясь на объективные параметры, характеризующие предельные состояния. Естественно, по мере дальнейшего развития этой методики появляются уточнения и некоторые изменения или дополнения к ряду формулировок и оценок основных параметров.

Профессор Н. С. Стрелецкий, являвшийся основателем новой методики, внес в нее много предложений (15 пунктов), существенно углубляющих методику.

Первыми пунктами предложений явились: развить методику расчета по третьему предельному состоянию на расчет конструкций из всех материалов; улучшить классификацию предельных состояний; ввести учет фактора времени в качестве параметра в расчет конструкции по предельным состояниям; считать основным параметром первого предельного состояния пре-

дельную деформацию, препятствующую дальнейшей эксплуатации.

Эти пункты для стальных конструкций весьма актуальны, так как были случаи аварий, несмотря на удовлетворение всех расчетных и производственных требований СНиП-62.

1. Надежность работы конструкции, обладающей свойством выполнения заданной ей функции, обуславливается безотказностью в работе. В случае достижения ею предельного состояния по параметрам заданных для нее функций работоспособность конструкции или ее элемента прекращается (отказ) или, иначе говоря, находится на границе «несущей способности», т. е. может наступить либо недопустимая деформация (пластическая), либо такое высокое напряженное состояние, которое превысит предел текучести (при доаварийном состоянии), а в отдельных случаях и временное сопротивление материала (разрушение), если параметрами являются силовые воздействия. Это и есть первое предельное состояние, которое налагает запрет на дальнейшую эксплуатацию. Однако в стальных конструкциях это первое предельное состояние, характеризующее в основном диаграммой работы материала ($\sigma-\epsilon$), не всегда является самым опасным. Для большинства типов стальных конструкций принятая величина предела текучести и ограниченное развитие пластических деформаций, на которое рассчитывают конструкции, не являются самыми опасными предельными состояниями, налагающими запрет на дальнейшую эксплуатацию. Для стальных конструкций значительно более важно третье предельное состояние, при котором возможно хрупкое или квазихрупкое повреждение из-за возникновения трещин, что в СНиП-62 было недостаточно учтено.

Третье предельное состояние зависит от пяти факторов: марки стали, силовых воздействий (уровня напряженного состояния), концентрации напряжений, температуры и масштабного фактора. Поэтому обычный расчет, основанный на диаграмме ($\sigma-\epsilon$), имеющий благоприятный запас пластичности, в условиях третьего предельного состояния является несостоятельным. Неучет его приводит иногда к катастрофическим последствиям.

Расчет по первому предельному состоянию необходим, поскольку он распространяется на всю конструкцию и определяет экономичность проектирования и прочность всей конструкции или сооружения и налагает объективные запреты, преимущественно связанные с предельными деформациями или перемещениями; таким образом определяется несущая способность конструкции.

Обычно стальные конструкции имеют такую конструктивную форму и отдельные конструктивные детали, в которых всегда есть места концентрации напряжений в силовом потоке линий. Правда, эти места концентрации частично сглаживаются, но в деталях конструкций они почти всегда остаются и, таким обра-

зом, в большинстве своем имеют местное значение. Именно в таких местах возможно появление трещин от самых различных причин. Трещины могут либо развиваться, что приводит конструкцию к хрупкому разрушению, либо эти трещины не будут развиваться, оказавшись меньше своих критических длин. Тогда они сказываются лишь при силовых воздействиях, меняя условия концентраций, способствуя развитию трещин и вызывая усталостные явления. Поскольку концентрация носит местный характер, то определение параметров предельных состояний принципиально иное и его следует выделять в отдельное — третье предельное состояние. Кроме того, эти параметры с течением времени эксплуатации могут меняться, приводя к усталостным разрушениям.

Несмотря на недостаточное количество накопленных данных по величинам коэффициентов концентрации напряжений, все же возможна простейшая местная проверка деталей конструкций и соединений как на усталость, так и на предотвращение хрупкого разрушения. В дальнейшем коэффициенты концентраций должны уточняться с учетом всех пяти факторов для разнообразных типов деталей. При этом для сварных конструкций должны быть разработаны не только «конструктивные» коэффициенты концентраций, но и «технологические», связанные с технологией производства сварки, с усадочными, сварочными напряжениями.

Поскольку и в первом, и в третьем предельном состоянии конструкция может находиться на грани «несущей способности», объединять их не следует; различны и критерии, их определяющие. Первое предельное состояние можно определить по несущей способности конструкции при предельных заданных перемещениях или деформациях, а третье предельное состояние — по условию хрупких повреждений. Проверка конструкций по третьему предельному состоянию должна производиться после расчета по первому и второму предельным состояниям и может иметь местное, хотя и очень существенное, значение.

2. На примере проектирования и работы стальных колонн одноэтажных промышленных зданий видно первоначальное значение предельного перемещения (деформации), налагающего запрет на дальнейшую эксплуатацию цеха и являющегося основным параметром, определяющим первое предельное состояние.

Основная предпосылка принятой у нас методики проектирования — необходимость обеспечения наилучшего соответствия конструкции условиям ее эксплуатации. Поэтому первое предельное состояние должно зависеть главным образом от объективных причин и отвечать предельным условиям эксплуатации и в меньшей степени зависеть от материала или конструктивной формы. Например, для колонны рамы одноэтажного промышленного здания таким заданием является в первую очередь

жесткость рамы и ее несущая способность вне зависимости от того, стальная она или железобетонная. Рама должна быть настолько жесткой, чтобы разность перемещений колонн рамы на уровне уступа, с одной стороны, не защемляла бы кран и, с другой стороны, чтобы не было такого расхождения, которое могло бы угрожать падению крана. Понятно, что при этом рационально иметь такую предельную несущую способность по прочности и обеспеченную устойчивость системы, которые определяются предельными деформациями и этим подчиненно связаны с выбором конструктивной формы. Таким образом, первое предельное состояние является как бы заданием для проектирования конструкции, технически и экономически обоснованным.

Второе предельное состояние определяется условиями эксплуатации некоторого заданного периода и является в какой-то степени оценкой рациональности и пригодности конструктивной формы, для которой первое предельное состояние является предельным.

Второе предельное состояние конструкции определяется допускаемыми перемещениями в процессе эксплуатации и зависит от экономических требований. Оно связано с фактической нагрузкой данной конструкции. Эта нагрузка должна пониматься как среднестатистическая, так как только в этом случае она определяет долговечность и рациональность конструкции. Нельзя было бы сравнивать два объекта по экономичности, если бы нагрузка не отвечала математическому ожиданию. Для разных нагрузок и режимов эксплуатации могут быть введены необходимые коэффициенты.

Итак, если первое предельное состояние накладывает запрет дальнейшей эксплуатации по объективным, экономически обоснованным причинам, то второе предельное состояние является оценкой рациональности и пригодности конструктивной формы и предельным является условно. Связью между первым и вторым предельными состояниями является выбор оптимальных конструктивных форм при заданном нагружении и соответствующих условиях эксплуатации.

Чтобы выявить размеры оптимальных сечений колонн рам, необходимо знать не только напряженное состояние колонн и выявить критические нагрузки, но и знать напряженно-деформированное состояние, удовлетворяющее заданным предельным деформациям. Это особенно важно знать в статически неопределимых системах, где происходят последовательные перераспределения и изменения в напряженно-деформированных состояниях. В предельном состоянии в стальных конструкциях почти всегда развиваются пластические деформации, которые, по существу, и определяют несущую способность колонн.

Действительно, выбор размеров сечений колонн рам непосредственно связан с их деформативностью. С увеличением

жесткости колонн они воспринимают на себя большую долю моментов и вес их увеличивается. При меньших сечениях увеличивается гибкость и соответственно прогибы, определяющие критическую нагрузку, т. е. несущую способность колонны. Чтобы выявить оптимальные сечения, связывающие деформационные возможности колонн с их устойчивостью, определяют предельное равновесие и прогибы, что требует расчетов по деформируемой схеме. Предельное состояние колонны наступает при развитии упруго-пластических деформаций и зависит от соотношения нагрузок и эксцентриситетов их приложений. Таким образом, деформационные возможности колонн должны быть увязаны с их устойчивостью.

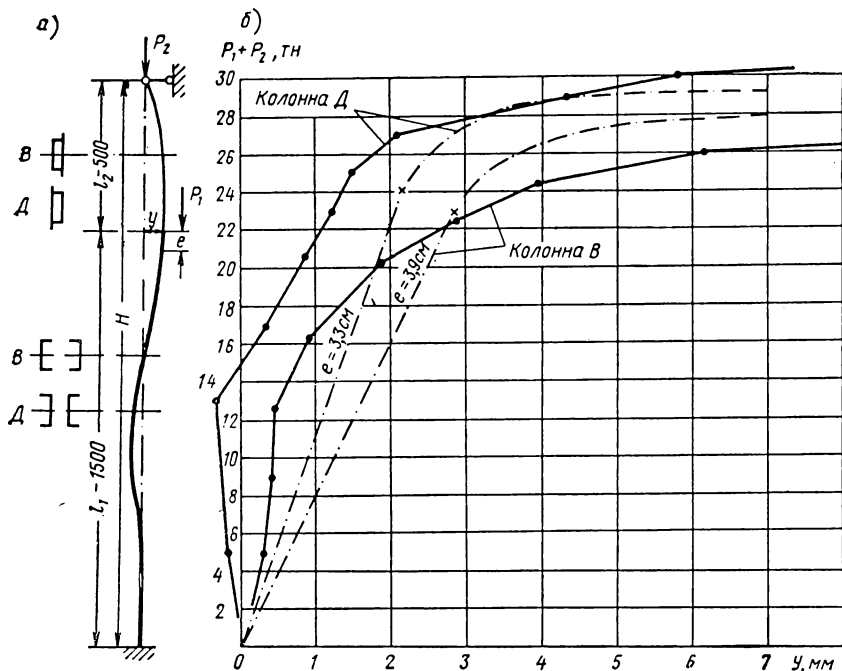
Требование надлежащей жесткости сооружения, обеспечивающее надежную эксплуатацию наряду с прочностью и устойчивостью, всегда являлось отличительной чертой нашей школы проектирования. Примером может служить результат анализа, произведенного при проектировании мощного однопролетного прессового цеха с двухъярусным расположением кранов, с отметкой головки рельса 27 м для двух кранов грузоподъемностью по 300 Т и вторым ярусом для крана грузоподъемностью 40 Т с отметкой головки рельса 34,5 м. Нижняя часть колонн имела высоту сечения 2 м. Первый, сплошной вариант колонн оказался жестче, чем второй, решетчатый. Разность горизонтальных перемещений колонн на уровне первого яруса подкрановых балок в первом варианте была 18 мм, а во втором — 29 мм. При шарнирном соединении ригеля с колоннами этажа разность перемещений достигала 47 мм. По опыту эксплуатации таких цехов разность горизонтальных перемещений от кранов на уровне подкрановых балок не должна быть более 20 мм, что составило для нижней части колонны $f/l = 1/1350$, или по отношению ко всей высоте $f/H = 1/1870$.

По существу, это было требование второго предельного состояния.

В настоящее время по СНиП II-V. 3-62 требование второго предельного состояния предъясняется только к зданиям и сооружениям с тяжелым режимом работы, что явно недостаточно. Требуемые предельные деформации при плоской расчетной схеме $1/2500 l_1$ и при пространственной — $1/4000 l_1$ от условного воздействия одного крана вполне удовлетворяют условиям эксплуатации, но являются, по-видимому, несколько завышенными. Они могут служить отправными точками при более строгом их назначении. Как правило, нас должна больше интересовать разность перемещений колонн рамы на уровне подкрановых балок, чем абсолютное смещение этих точек, если не усложнять расчет введением крана как подвижного ригеля, учитывая многочисленность необследованных явлений, влияющих на этот факт.

Чтобы выявить работу ступенчатых колонн в их предельном состоянии, отвечающем первому предельному состоянию, кото-

рое наступает в упруго-пластической стадии, в МИСИ было проведено экспериментально-теоретическое исследование, которое кратко изложено в сб. «Металлические конструкции», посвященном 80-летию проф. Н. С. Стрелецкого. При этом выявлялся механизм развития пластических деформаций и напряженного состояния как сплошного, так и сквозного (решетчатого, из двух швеллеров) сечения. Испытание проводилось при



а—схема модели колонны и вид деформированного состояния; б—сравнение экспериментальных и теоретических перемещений уступа колонн В и Д

разных соотношениях нагрузок на оголовок колонны P_2 и в уступе P_1 (см. рисунок). Количественное сравнение экспериментальных предельных нагрузок с теоретическими, определенными по деформируемой схеме и исходя из соотношения нагрузок $m_P = P_1 + P_2/P_2 = 6$ и $f_1/l = 3$, представлено в таблице.

На рисунке а показана схема модели колонны, а на рисунке б приведено сравнение нарастания прогибов. Отклонение теоретических прогибов в начальной стадии нагружения объясняется расчетной предпосылкой простого нагружения, в то время как в эксперименте рост нагрузок был непропорциональным, особенно вначале (сложное нагружение). Появление краевой текучести наступило при прогибе уступа около $1/600 - 1/700 H$. Дальнейшее повышение нагрузки повело к появлению зон теку-

Форма сечений нижней части	Индекс колон- ны	Экспериментальные величины			Расчетные величины			Экспериментальные значения предельного прогиба в уступе в мм	Отношение предельного прогиба к высоте колонны
		предельная нагрузка P_1+P_2 в T	P_2, T	m_p	теоретические предельные по деформируемой схеме P_1+P_2, T	относительный эксцентриситет e	P_1+P_2 по СНиП в T		
Швеллеры с полками внутри . . .	<i>B</i>	27	6,1	4,5	28,5	0,74	21,7	6	$\frac{1}{335}$
То же, наружу	<i>Д</i>	31	8,5	3,65	29	0,87	24,8	5	$\frac{1}{400}$

чести и к предельным перемещениям, при которых происходит потеря устойчивости второго рода. Эти предельные перемещения составили от $\frac{1}{335}$ до $\frac{1}{400} H$, что является их первым предельным состоянием, определившим их несущую способность.

Следует отметить, что предельное перемещение в данном случае получено как предельная несущая способность конструкции данного вида с определенным заданным сечением. Это предел существования данной конструкции или сооружения, не связанный непосредственно со вторым предельным состоянием.

В случае допущения перемещения уступа колонны от действующих комбинаций нормативных нагрузок в условиях эксплуатации порядка $\frac{1}{1000} H$ или $\frac{1}{750} l_1$, что бывало в практике проектирования, предельную наибольшую нормативную нагрузку уже приходится определять с учетом развития пластических деформаций при эксцентриситете меньше чем $0,3 h$ — высоты сечения. При эксплуатационной нагрузке (т. е. среднестатической) конструкция не выходит за пределы упругой работы.

Сравнение предельных нагрузок для ступенчатых колонн, принятых по СНиП II-V.3-62 при расчете по недеформируемой и по деформируемой схеме, показало довольно близкие их значения. Такой расчет позволяет весьма точно определить несущую способность колонны. Но методика расчета по недеформируемой схеме не полностью отвечает требованиям оптимального проектирования, а это совершенно необходимо, например, для создания типовых колонн. Причина такого явления — недостаточно полное исследование вопросов, связанных с определением места и глубины развития пластических деформаций, а также и общих деформаций колонн, являющихся диктующим фактором.

Некоторым шагом вперед явилось в свое время предложение проф. Н. В. Корноухова о ведении расчета по так называемой устойчивой прочности (по краевой текучести). Надо заметить,

что большинство практических решений отвечает этому пути; но как отметил сам автор, методика не позволяет дать полный анализ оптимального соотношения геометрических размеров сечений по участкам, так как появление краевой текучести не определяет исчерпание несущей способности. При оптимальном проектировании необходим учет упруго-пластических деформаций, несмотря на усложнение расчета, требующего применения методов последовательного приближения. В настоящее время это не должно служить препятствием, в особенности при разработке типовых конструкций. Расчеты по деформируемой схеме, учитывающие предельные перемещения, дают возможность осуществлять оптимальное проектирование, обосновать выбор сечения колонн в составе рамы, так как это позволяет выявить места последовательного развития пластических деформаций и тем самым выяснить, какие сечения следует увеличивать, а какие уменьшать, чтобы повысить несущую способность колонны в целом. Приведенный пример такой сложной конструкции, как колонна в составе рамы цеха, подтвердил, что основным параметром первого предельного состояния является предельная деформация (перемещение), а силовые факторы являются производными.

Таким образом, предложение, что первое предельное состояние определяется предельной деформацией, прекращающей дальнейшую эксплуатацию, является более точным и прогрессивным, поскольку лучше и обоснованнее позволяет развивать оптимальные формы конструкций.

ЭКСПЕРИМЕНТ В СВЕТЕ ПРИНЦИПОВ РАСЧЕТА СООРУЖЕНИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Пригодность сооружения к выполнению своего назначения как основной принцип метода предельных состояний реализуется на основе оценки изменчивости расчетных аргументов и установления критериев предельных состояний.

Из опыта прошлого и другими путями метод расчета получил и зафиксировал в численном выражении данные об изменчивости нагрузок, материалов, условий работы конструкций. Эта изменчивость связана со временем и не может быть имитирована в эксперименте вследствие того, что длительность эксперимента мала по сравнению с длительностью эксплуатации. Тем не менее численная оценка изменчивости расчетных аргументов в методе предельных состояний расширяет возможности экспериментальной оценки свойств серийных конструкций. Она позволяет оценивать всю совокупность конструкций на основании испытаний отдельных произвольно выбранных экземпляров конструкций. Поэтому, несмотря на то что эксперимент является имитацией только механических свойств конструкции, он становится более результативным благодаря универсальности охвата событий методом расчета, на котором он основан.

Новая структура метода, выражаемая критериями предельных состояний:

$$N \leq \Phi; \quad (1)$$

$$\delta \leq \delta_{\text{пр}}; \quad (2)$$

$$e \leq e_{\text{пр}}; \quad (3)$$

стимулирует новую структуру организации испытаний. Из нее следует членение процесса испытания на две части в соответствии с делением нагрузок на расчетные и нормативные.

Эксперимент начинается с приложения нормативных нагрузок и измерения абсолютных (2) и относительных (3) перемещений; это соответствует испытанию конструкции по второму и третьему предельным состояниям.

Вторая часть процесса испытания конструкции проходит при действии расчетных нагрузок. Измеряются относительные перемещения точек поверхности наиболее напряженных частей конструкции и абсолютные необратимые перемещения наиболее подвижных ее точек; это соответствует испытанию конструкции по первому и третьему предельным состояниям.

Массовые конструкции изготовлены по одному проекту, но отдельные образцы их не тождественны проектному образцу конструкции в силу упомянутой изменчивости.

Между тем испытывать приходится именно отдельные образцы конструкции, и отсюда возникает самый сложный вопрос построения эксперимента — приведение неравенств (1)—(3), которые составлены для проектного образца конструкции, в соответствии с испытываемым образцом конструкции. Следовательно, структура эксперимента должна предусматривать невозможность тождественной имитации объекта испытания.

Не имитируются и условия работы конструкции, которые в методе расчета характеризуются соответствующими коэффициентами. Эти коэффициенты учитывают:

m_1 — возможность изготовления конструкции несколько пониженного качества из-за несовершенства технологии ее изготовления;

m_2 — агрессивность среды, окружающей конструкцию;

m_3 — неполное соответствие расчетной схемы действительной работе конструкции;

m_4 — возможность изменения характера работы конструкции, обычно в связи с хрупким разрушением или постоянной близостью предельного состояния.

Условия работы конструкций, учитываемые коэффициентами m_1 , m_2 , m_4 , не воспроизводятся в эксперименте, в то время как учитываемые коэффициентом m_3 естественно и неизбежно проявляются во время эксперимента. Следовательно, структура эксперимента должна разделять коэффициенты условий работы на две части сообразно с тем, воспроизводятся ли во время эксперимента соответствующие условия работы конструкции. Вследствие этого нужно различать первую группу коэффициентов, в которую входит m_3 , и вторую, в которую входят m_1 , m_2 , m_4 .

Предельные неравенства (1) и (3) относятся к наиболее напряженным местам конструкции; например, в стержневой конструкции они относятся к самым напряженным стержням. Нас же интересует предельное состояние конструкции в целом, т. е. предельное состояние системы стержней. Структура эксперимента должна обеспечивать в этом смысле переход от стержня к системе.

Такова структура эксперимента; принципы новой методики расчета по предельным состояниям существенно сказываются на его построении.

Наиболее ярко новая структура эксперимента видна в резуль- тативной фазе, когда обосновываются выводы о неопределенности конструкции в соответствии с критериями (1) — (3).

Вывод о годности конструкции по критерию (1) зависит от характера работы предельного стержня, как можно назвать стержень системы, первым переходящий в предельное состояние. Если, например, центрально растянутый предельный стержень стальной конструкции перешел в предельное состояние по прочности, то неравенство (1) для него будет иметь вид:

$$N \leq mRF_{нт} \quad (4)$$

при условии, что стержень тождествен своему проектному образцу по всем расчетным характеристикам. Это возможный, но крайне редкий случай. Обычно стержни имеют прочностные и геометрические характеристики, отличающиеся от проектных. Эти отклонения могут быть в пределах технических условий, но при известной точности постановки эксперимента их не следует игнорировать. Допустим, что в результате освидетельствования конструкции установлены фактические величины предела текучести стали и площади поперечного сечения стержня; тогда фактическая несущая способность стержня

$$(\sigma_T F_{нт})_\Phi, \quad (5)$$

где опущен коэффициент условий работы, так как $m = m_3$ при расчете центрально растянутого стержня не применяется ($m_3 = 1$), а другие условия работы (учитываемые при помощи m_1, m_2, m_4) во время испытания конструкции не имитируются.

Преобразуем формулу (4) в соответствии с фактической несущей способностью стержня, умножив обе части неравенства на одно и то же положительное число (5):

$$(\sigma_T F_{нт})_\Phi N \leq mRF_{нт}(\sigma_T F_{нт})_\Phi; \quad (6)$$

$$\frac{1}{m} \cdot \frac{(\sigma_T F_{нт})_\Phi}{RF_{нт}} N \leq (\sigma_T F_{нт})_\Phi. \quad (7)$$

Выражение (7) математически тождественно выражению (4) в том смысле, что соблюдение условия (7) означает и соблюдение условия (4). Но в (7) правая часть неравенства представляет собой уже фактическую несущую способность предельного стержня испытываемого экземпляра конструкции. Отношение фактической и проектной несущих способностей стержня, содержащееся в качестве множителя при N в левой части неравенства (7), является коэффициентом однородности предельного стержня. Его не следует отождествлять с коэффициентом однородности материала, так как структура и численное его значение зависят от характера работы предельного стержня (сжатие, изгиб, кручение и т. п.):

$$K_\Phi = \frac{(\sigma_T F_{нт})_\Phi}{RF_{нт}}. \quad (8)$$

Полный состав множителя при N в левой части неравенства (7) назовем коэффициентом приведения расчетной нагрузки (9):

$$k_{\text{прив}} = \frac{1}{m} k_{\Phi}. \quad (9)$$

Тогда неравенство (7) можно представить в виде:

$$k_{\text{прив}} N \leq (\sigma_{\text{T}} F_{\text{нт}})_{\Phi}. \quad (10)$$

При соблюдении условия (10) во время испытания отдельного экземпляра конструкции соблюдается и условие (1), действительное для всей совокупности конструкций. Из (10) следует, что усилие предельного состояния $N_{\text{н}}$ должно быть не меньше приведенного усилия левой части неравенства (10):

$$N_{\text{н}} \geq k_{\text{прив}} N. \quad (11)$$

Формула (11) и есть условие положительного исхода испытания по первому предельному состоянию. Однако непосредственно оно нацелено на предельный стержень, в то время как следует получить условие для конструкции в целом.

Усилие в предельном стержне является функцией нагрузки в соответствии с зависимостью

$$N = \sum \alpha_i P_i n_i, \quad (12)$$

где P_i — нормативные нагрузки; n_i — коэффициенты перегрузки; α_i — числа влияния (α — обобщенное число влияния; P — обобщенная нагрузка, т. е. модуль, через который в проекте конструкции выражены модули всех сил, составляющих нагрузку).

Аналогично (12) можно составить выражение для предельного усилия $N_{\text{н}}$, полученного во время испытания:

$$N_{\text{н}} = \alpha P_{\text{н}}. \quad (13)$$

Подставляя (12) и (13) в (11), получим искомое условие для конструкции в целом:

$$P_{\text{н}} \geq k_{\text{прив}} P. \quad (14)$$

Таким образом, несущая способность конструкции признается достаточной, если во время испытания опытный ее образец перешел в предельное состояние под воздействием обобщенной нагрузки, не меньшей, чем приведенная обобщенная расчетная нагрузка.

Как видно, в оценке результатов испытания по первому предельному состоянию большое значение имеет коэффициент приведения расчетной нагрузки. Методика его определения показана на примере центрального растянутого стального стержня. Она остается той же для случаев иного нагружения и материала. Этот коэффициент является численным выражением нетождественности имитации проектных предположений в эксперименте. В мыслимом случае абсолютно точной имитации проектных предположений коэффициент равен единице.

С изменчивостью приходится считаться и в испытаниях по второму предельному состоянию. Преобразуем условие (2), предварительно умножив обе его части на одинаковые положительные числа:

$$\frac{\delta_{\phi}}{\delta_n} \delta_n \leq \delta_{\text{пр}} \frac{\delta_{\phi}}{\delta_n}, \quad (15)$$

где δ_n — перемещение характерной точки конструкции, вычисленное по исходным данным проекта конструкции при действии нормативных нагрузок; δ_{ϕ} — то же, но вычисленное по данным освидетельствования конструкции; $\delta_{\text{пр}}$ — норма предельного перемещения характерной точки конструкции при действии нормативных нагрузок.

Обозначив эти числа

$$k_{\text{прив}}^{\text{II}} = \frac{\delta_{\phi}}{\delta_n}, \quad (16)$$

получим второе условие неопределенности для опытного экземпляра конструкции:

$$\delta_{\phi} \leq k_{\text{прив}}^{\text{II}} \delta_{\text{пр}}. \quad (17)$$

Соблюдение условия (17) при испытании опытного экземпляра конструкции гарантирует соблюдение условия (2) для всех не испытывавшихся конструкций, изготовленных по тому же проекту.

Испытания по третьему предельному состоянию не требуют нового подхода к построению критериев положительной оценки результата. В случае проверки на образование трещин получаем условие (18), соответствующее испытанию по первому предельному состоянию:

$$N_n \geq k_{\text{прив}}^{\text{III}} N. \quad (18)$$

В случае проверки на раскрытие трещин получаем условие (19), соответствующее испытанию по второму предельному состоянию:

$$e_n \leq k_{\text{прив}}^{\text{IV}} 0,2 \text{ мм}. \quad (19)$$

Таким образом, новая структура эксперимента приспособлена к изменчивости конструкций и дает критерии годности на основе численной оценки этой изменчивости в методе предельных состояний.

В заключение, пользуясь направленностью этого сборника, уместно подчеркнуть, что научное наследие основателя метода предельных состояний содержит не только комплекс решенных задач, но и проблемный раздел с целым рядом нерешенных вопросов [2]. Эти вопросы поставлены и вызвали интерес. Тем самым научная работа по углублению метода предельных состояний получила дополнительную перспективу, и в этом смысле она еще долгие годы будет посвящена светлой памяти Николая Станиславовича Стрелецкого.

К РАСЧЕТУ КРАНОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

Статистические методы оценки прочности и долговечности находят все большее распространение в краностроении, о чем свидетельствует ряд исследований, проведенных за последние годы у нас и за рубежом.

Но как и в области строительных конструкций, здесь еще много нерешенных вопросов из-за недостаточного объема статистических исследований, их неполноты, что не позволяет получить исчерпывающего представления об отказах и причинах их возникновения.

Профессор Н. С. Стрелецкий подробно рассмотрел основные вопросы развития методики расчета по предельным состояниям, имеющие значение и для теории кранов. Здесь рассмотрены лишь те из них, которые применительно к кранам требуют некоторого уточнения, и дополнительные предложения, вытекающие из специфических особенностей этого рода сооружений.

Краны большинства видов массового назначения имеют ограниченный срок службы. Поэтому для них временные изменения можно не учитывать и считать, что статистические распределения имеют постоянные параметры. Для некоторых видов кранов с большим сроком службы (монтажные краны на электростанциях) временные изменения малы и их можно не учитывать.

Обычно в литературе отдельно рассматриваются расчеты механизмов и металлических конструкций, причем четкого разграничения этих элементов крана не дается. В современных крановых конструкциях, характеризующихся широким использованием сварки, трудно различить, какие элементы должны относиться к той или иной группе. В этом, очевидно, и нет необходимости; методика расчета должна быть единой для всех элементов крана.

Методика расчета должна быть построена на основе изучения эксплуатации крана, характеризующейся:

- 1) условиями, в которых он находится;
- 2) видами и частотой отказов;
- 3) техническими и экономическими последствиями отказов.

В отличие от строительной конструкции, всегда находящейся в работе, кран может работать с перерывами.

Различают рабочее и нерабочее состояния, для каждого из которых характерны свои условия нагружения; для некоторых типов кранов в нерабочем состоянии возможно несколько видов нагружения.

Так, если по технологическим условиям кран остановлен, то в нерабочем состоянии на него действует только нагрузка от собственного веса. Если кран установлен на открытом воздухе, то на него в нерабочем состоянии дополнительно может действовать нагрузка от ветра и снега.

К нерабочим состояниям относятся периоды, когда кран монтируют, демонтируют и перевозят с одного места на другое. С кранами некоторых видов (башенные, стреловые, козловые и т. п.), используемыми на строительстве, эти операции могут выполняться несколько раз в год. В ряде случаев во время выполнения этих операций возникают значительные нагрузки, о чем свидетельствуют многочисленные поломки башенных кранов во время перебазирования.

Отказы кранов и их элементов могут быть разбиты на несколько видов.

1. По состоянию элементов крана:

а) *временные*, при которых несущая способность не снижается и после прекращения действия нагрузок, вызвавших отказ, восстанавливается работоспособность. К ним относятся остановка механизма из-за «опрокидывания» электродвигателя или проскальзывания муфты, буксования ходовых колес, продолжение движения механизма после отключения в результате проскальзывания тормоза, скольжения ходовых колес юзом, сильное раскачивание груза из-за колебаний и т. п.;

б) *постоянные*, связанные с недопустимым снижением несущей способности. Восстановление работоспособности возможно лишь после замены или ремонта поврежденных элементов.

2. По характеру появления отказа:

а) *внезапные* — опрокидывание крана, поломка мостов, стрел, башен в результате потери устойчивости сжатых стержней и т. п.;

б) *постепенные*.

Условия появления отказов того или другого типа зависят от характера действия нагрузок и доступности элементов крана для осмотра.

3. По характеру действия нагрузок:

а) отказы, возникающие в результате однократного действия максимальных нагрузок; обычно они происходят внезапно;

б) отказы в результате снижения несущей способности из-за *многократного воздействия* нагрузок. Как известно, повторение даже малых нагрузок может привести к потере усталостной прочности, абразивному износу, в результате чего уменьшается

сечение элемента, усиливается концентрация напряжений. Чаще всего такие отказы происходят постепенно, но если контроль затруднен или проводится небрежно, отказ может произойти внезапно;

в) отказы вследствие *совместного влияния снижения несущей способности и однократного приложения максимальной нагрузки*. Эти отказы редки, так как в тех случаях, когда снижение несущей способности существенно, разрушение происходит при сравнительно небольших нагрузках. Эти случаи для упрощения расчетов можно не учитывать, что обычно и делается.

4. По влиянию отказа рассматриваемого элемента на соседние:

а) *местные*, при которых отказ элемента не сказывается на других элементах крана;

б) *распространяющиеся* на другие элементы.

5. По последствиям:

а) *вызывающие простой* крана или снижение его производительности;

б) *не вызывающие простой*. Это возможно при резервировании отказавшего элемента (случаи применения дублированных механизмов, работа кранов при выходе и др.), а также при профилактических ремонтах, предотвращающих постепенные отказы.

Частота отказов непосредственно связана с принятыми условиями расчета крана и его элементов на прочность и устойчивость при однократном действии максимальных нагрузок, а также на долговечность по всему ряду (спектру) нагрузок.

В первом случае, как известно, вероятность отказа определяется из условия

$$p(Q_{\max} \geq R_{\min}) = p(Q \geq Q_{\max}) p(R \leq R_{\min}),$$

где Q — нагрузка; Q_{\max} — максимальная нагрузка; R — несущая способность; R_{\min} — минимальная несущая способность.

Во втором случае, если установлено предельное снижение несущей способности, то срок службы чаще всего определяется испытанием, как функция величины и условий нагружения, а также размеров рассматриваемого элемента и материала, из которого он изготовлен.

Частота отказа является важным, но не решающим показателем. При ее оценке необходимо принимать во внимание технические и экономические последствия отказа, в конечном итоге величины убытков, возникающих в результате отказа. Эти убытки бывают прямыми, определяемыми затратами на восстановление, и косвенными — от простоев крана за время восстановления.

Допустимая частота или вероятность отказа зависит от вызываемых убытков. Очевидно, что чем больше убытки от простоя

крана из-за отказов, тем выгоднее снижать вероятность отказа и увеличивать наработку на отказ. С другой стороны, снижение вероятности отказа может быть достигнуто в результате увеличения несущей способности, т. е. веса и стоимости крана, что в свою очередь сказывается на величине эксплуатационных расходов.

Отсюда может быть сделан вывод о том, что должно существовать оптимальное значение вероятности отказа. Исследование ряда случаев показало, что такие оптимумы существуют.

В качестве критерия оптимальности решения может быть принят минимум затрат, возникающих при эксплуатации крана. Эти затраты определяются из уравнений:

а) при отказах из-за максимального однократного нагружения

$$\Sigma C = p(Q_{\max} \geq R_{\min}) n(C_0 + C_1 + C_2) + C_3; \quad (1)$$

б) при отказах из-за многократных переменных нагружений

$$\Sigma C = \frac{C_0 + C_1 + C_2}{h} + C_3, \quad (2)$$

где $p(Q_{\max} \geq R_{\min})$ — вероятность того, что максимальная нагрузка превысит несущую способность; n — число случаев нагружения в течение рассматриваемого периода времени T ; h — срок службы рассматриваемого элемента; C_0 — стоимость рассматриваемого элемента или крана в целом (учитывается в том случае, если отказ сопровождается полным выходом из строя); C_1 — затраты на замену элемента или крана в целом, определяемые ремонтпригодностью; C_2 — убытки от простоев крана за время ликвидации последствий отказа; C_3 — текущие эксплуатационные затраты за рассматриваемый промежуток времени.

Если известны величины, входящие в уравнения (1), то трудно отыскать оптимальную вероятность отказа или других связанных с ней параметров.

Первые результаты, полученные на основе уравнений (1), являются предварительными, так как для точного решения необходимо глубокое изучение законов веса и стоимости кранов, а также экономических показателей их эксплуатации, чему до сих пор не уделялось достаточного внимания.

Но не ожидая окончания исследования, можно указать на целесообразность разбивки кранов на классы по степени ответственности, характеризуемой величиной убытков от простоя C_2 .

Если в качестве показателя ответственности принять отношение величины убытков за один час простоя крана C_2 к стоимости крана (такой показатель будет более пригоден, нежели абсолютная величина C_2), то можно разбить все краны, например, на следующие четыре класса (здесь и далее цифровые величины даны условно):

Класс ответственности . . . I	II	III	IV
Величина убытков за час простоя крана в % от стоимости крана до 1	1—5	5—10	более 10

В зависимости от класса ответственности крана должны быть установлены расчетные значения оптимальной вероятности отказа и оптимального срока службы. В практических расчетных формулах это удобнее всего сделать, умножая расчетную несущую способность (напряжение, нагрузку) и срок службы на коэффициент условий работы.

Один и тот же кран может быть отнесен к разным классам в зависимости от условий, в которых он должен работать.

Рассмотрение отказов крана или его элементов с экономической точки зрения приводит к мысли о целесообразности локализации повреждения, для чего необходимо понизить вероятность отказа тех элементов, повреждения которых могут распространяться на соседние элементы. При практическом расчете следует ввести дополнительный коэффициент условий работы, понижающий расчетную несущую способность таких элементов; его значения даны в таблице.

Характеристика условий работы	Узел или элемент	Коэффициент локализации
Отказ не вызывает остановки крана	Механизмы передвижения — перегружатели с передвижными поворотными кранами	1
То же, отказ не вызывает поломки соседних узлов или элементов, но приводит к остановке крана	Механизмы передвижения или поворота	0,9
Отказ вызывает повреждение соседних элементов и остановку крана	Канаты стрелового расчала. Стрелы, оголовки, колонны башенных кранов	0,8
Отказ вызывает полное разрушение крана	Ходовые части башенных или порталных кранов. Мосты перегружателей козловых и мостовых кранов	0,7

Кроме этих двух факторов при учете условий работы элементов крана следует принимать во внимание некоторое возможное их несовершенство. Для элементов малого сечения оно весьма существенно и не покрывается коэффициентом однородности.

Для прокатных профилей малого сечения обычно пренебрегают требованиями точного центрирования стержней. Расчетом можно учесть дополнительные изгибающие и крутящие моменты, но проще ввести поправочный коэффициент на такие несовершенства.

Аналогично следует поступить и в отношении зубчатых передач малого модуля ($m < 3$ мм), болтов малого диаметра ($d < 12$ мм), а также узлов, где заранее предусматривается неточная установка деталей (открытые зубчатые и цевочные передачи и т. п.).

Таким образом, анализ условий эксплуатации кранов позволяет назначить коэффициент условий работы, который должен включать в себя три части.

При расчете по предельным состояниям на прочность и устойчивость возможные изменения нагрузок учитываются введением коэффициентов перегрузки. Такие коэффициенты следует вводить только для эксплуатационных нагрузок крана (вес груза, статические сопротивления и динамические воздействия), так как собственный вес практически является постоянным, а нагрузку от ветра (учитываемую при расчете кранов, работающих на открытом воздухе) бессмысленно умножать на какие-либо коэффициенты.

Коэффициенты перегрузки при эксплуатации крана, по-видимому, непосредственно зависят от режима работы его механизмов.

Во всех существующих крановых нормах режим работы принимается во внимание, но делается это эмпирически. Кроме того, используется недостаточно четкое понятие «режим работы крана». Правильнее говорить о режиме работы отдельных механизмов крана, так как каждая из действующих на кран эксплуатационных нагрузок вызывается работой одного определенного механизма.

Основными параметрами кривой распределения нагрузки Q является среднее значение $Q_{ср}$ и среднеквадратичное отклонение (стандарт). Первая величина характеризует использование нагрузочной способности механизма, например грузоподъемности, для механизма подъема, вторая — разброс значений Q , зависящий от качества эксплуатации (внимательность обслуживающего персонала, исправность крана и т. п.).

Если исходить из того, что в обычных условиях качество эксплуатации примерно одинаково, то для характеристики режима достаточно принять относительную нагрузку $Q_{ср}/Q_n$ (Q_n — номинальная нагрузка, определяемая исходя из веса поднимаемого груза, предельного значения момента двигателя, тормоза, муфты и т. п.) и относительное время действия нагрузки t_n/T (t_n — длительность одного нагружения).

Для статических нагрузок величина t_n равна времени его действия, которое обычно равно времени работы механизма, для

динамических — она равна числу включений, умноженному на длительность колебаний, возникающих при спуске (торможении). Поэтому для характеристики режима необходимо учитывать как продолжительность работы, так и число циклов работы механизма.

Следует отметить, что кривая распределения $p(Q)$ в некоторых случаях должна иметь перелом. Подъем грузов, вес которых менее номинальной грузоподъемности, происходит систематически, в то время как подъем грузов, превышающих эту величину, — явление весьма редкое.

Однако участки кривых распределения в зоне больших нагрузок практически еще не изучены, и поэтому пока приходится исходить из изложенных выше предварительных соображений. Вместе с тем можно предположить, что даже если распределение в зоне больших нагрузок будет описываться другим законом, его параметры будут зависеть от основного распределения.

Сохраняя обычно принятую разбивку кранов по режиму на четыре группы, можно предложить в качестве первого приближения следующую характеристику этих групп, где T принято равным году.

Продолжительность работы в год в тыс. ч . . .	До 1	До 1	1—3	1—3	3—5	Более 5
Число тысяч циклов в год . . .	» 3	» 30	30—100	30—100	100—300	» 300
Относительная нагрузка в % . .	» 10	10—30	До 10	30—50	10—30	» 50
Режим работы . .	Легкий	Средний		Тяжелый		Весьма тяжелый

Для каждой из эксплуатационных нагрузок влияние режима следует учитывать умножением нормативного значения на коэффициент перегрузки.

Исходя из такой разбивки отказов при расчете кранов следует рассматривать три предельных состояния:

а) потеря прочности и устойчивости при однократном максимальном нагружении, что соответствует первому предельному состоянию по СНиП;

б) временная потеря работоспособности, соответствующая второму предельному состоянию;

в) потеря выносливости в результате многократных повторных нагружений, соответствующая третьему предельному состоянию.

По второму предельному состоянию расчет всех элементов крана не требуется. Достаточно проверить выполнение ряда требований, к которым относятся: ограничение деформаций и частот колебаний (в случае необходимости декриментов затухания), проверка буксования и скольжения юзом и т. п.

Полный расчет должен выполняться по первому и третьему предельным состояниям. В некоторых случаях заранее можно установить, какое из них является наиболее опасным, и ограничиться одним расчетом.

Принципиальное различие между ними заключается в расчетных нагрузках. Если в первом предельном состоянии учитываются однократные и максимальные нагрузки или их сочетания, то в третьем — в расчете должна учитываться совокупность (спектр) нагрузок, действующих до момента отказа. Поэтому, на наш взгляд, неправильно сводить расчет на выносливость к расчету на прочность введением каких-либо переходных коэффициентов.

Различными должны быть и результаты расчета. Если для первого предельного состояния расчет может быть сведен к сопоставлению напряжений или нагрузок, то для третьего лучше определить срок службы до отказа.

Стремление к достижению минимума затрат заставляет также заменять одностороннее ограничение расчетных напряжений, нагрузок и сроков службы двусторонним.

Тогда расчетные формулы приобретают вид:

$$\sigma \approx [\sigma] \text{ вместо } \sigma < [\sigma]; \quad (3)$$

$$Q \approx [R] \text{ вместо } Q < [R]; \quad (4)$$

$$h \approx [h] \text{ вместо } h < [h]. \quad (5)$$

Знак приблизительно указывает на то, что в связи с пологостью функции затрат в зоне минимума высокая точность расчета не требуется. По-видимому, допустимы отклонения в пределах $\pm 10-15\%$.

Имея в виду, что одновременно могут действовать несколько нагрузок, и принимая во внимание изложенное ранее, можно представить выражения (3)—(5) в следующем развернутом виде.

Первое предельное состояние. Расчет по напряжениям (прочность элементов, металлических конструкций и механизмов)

$$\Sigma \sigma n \approx mk[\sigma], \quad (6)$$

где σ — напряжение от отдельной нормативной нагрузки; n — коэффициент перегрузки; m — коэффициент условий работы ($m = m_1 m_2 m_3$); m_1 — коэффициент ответственности крана; m_2 — коэффициент локализации отказов; m_3 — коэффициент несовершенства конструкции; k — коэффициент однородности; $[\sigma]$ — нормативный предел прочности (для стали предел текучести).

Второе предельное состояние. Расчет по нагрузкам (устойчивость крана и его частей против опрокидывания, прочность канатов, подшипников качения и т. п.)

$$\Sigma Qn \approx mk[R].$$

где Q — отдельная нормативная нагрузка; $[R]$ — нормативная несущая способность (восстанавливающий момент крана, разрывное усилие каната, предельная статическая нагрузка подшипника и т. д.).

Третье предельное состояние. Расчет на долговечность соединений металлических конструкций и деталей механизмов

$$h \approx m[h], \quad (8)$$

где $[h]$ — нормативный срок службы.

Для перехода от внешних нагрузок к моментам и усилиям в элементах крана необходимо дополнительно принять во внимание возможные положения груза и частей крана. Не все положения могут быть равновероятными. Например, регистрация вылетов пятиэтажных башенных кранов, занятых на монтаже пятиэтажных сборных зданий, показала, что для кранов с подъемной стрелой среднее значение вылета равно 89%, а для такого же крана, но с грузовой тележкой только 66% максимального. Вероятность появления номинального момента от груза в первом случае соответственно больше, чем во втором. На портовом перегружателе с подъемной консолью груз, вероятно, чаще будет находиться на этой консоли, нежели в пролете.

Для поворотных кранов имеет значение положение стрелы в плане. Статистические исследования показали, что у башенного крана подъемная стрела чаще оказывается расположенной под углом 45° к оси подкранового пути, что вызывает более интенсивное нагружение ходовых тележек и стоек неповоротных колонн башенных кранов, чем у кранов с грузовой тележкой, для которых характерно преимущественное расположение стрелы перпендикулярно оси подкранового пути. Стрелы башенных кранов, обслуживающих склады, часто поворачиваются на малый угол и располагаются в узком секторе, вследствие чего наблюдаются более частые поломки и повышенный износ опорно-поворотного устройства и ходовой рамы.

Исходя из сказанного в практическую методику расчета должен быть введен «коэффициент положения», учитывающий вероятность работы крана в рассматриваемом расчетном положении.

Эти соображения не претендуют на полноту. Вопросы построения методики расчета кранов еще далеки от своего разрешения.

В настоящее время ведутся исследования и, очевидно, необходимо широкое обсуждение полученных результатов и основных направлений работы, с тем чтобы координировать усилия всех ее участников и скорее добиться конечного результата — разработки научно обоснованных методов расчета кранов по предельным состояниям.

В. А. КИСЕЛЕВ, д-р техн. наук проф.

О ЗАПИСИ УСЛОВИЙ ПРОЧНОСТИ ПО ПЕРВОМУ ПРЕДЕЛЬНОМУ СОСТОЯНИЮ

В Строительных нормах и правилах (часть 2, 1954, стр. 42) условие предельного состояния сечения записывается в виде:

$$N \leq N_{\text{пр}} = \Phi (s_1 k_1 R_1^H m_1, k_2 R_2^H, m_2 \dots), \quad (1)$$

где N — расчетное усилие (продольная сила, изгибающий момент и т. д.); $N_{\text{пр}}$ — предельное усилие, зависящее от геометрических характеристик сечения и расчетного сопротивления материала. Такая **раздельная** запись условия прочности, когда левая часть (1) зависит только от нагрузок, а правая — только от геометрии сечения и прочностных характеристик материала, возможна лишь для простых деформаций (растяжение, сжатие, чистый изгиб, кручение и т. д.).

Достаточно, например, привести формулу сложного сопротивления хотя бы для материалов, следующих до предельного состояния закону Гука, чтобы убедиться в этом:

$$\sigma = \pm \frac{N}{F} \pm \frac{M_x}{I_x} y \pm \frac{M_y}{I_y} x \leq mR. \quad (2)$$

Действительно, здесь отделить любое усилие от остальных, не нарушая принципа построения формулы (1), нельзя. Поэтому наряду с выражением (1) возможна более общая форма записи условия прочности по типу (2):

$$\sigma = \Phi_1 \left(\frac{N_i}{A_i} \right) \leq mR, \quad (3)$$

где N_i — усилие от расчетных нагрузок; A_i — геометрическая характеристика сечения, соответствующая эпюре напряжений в предельном состоянии.

Формула (2), разумеется, условна, если предельное состояние сечения принимается с развитием пластических деформаций. Она в этих случаях как бы определяет своей левой частью **достаточное** значение расчетного сопротивления материала mR , если предположить, что при данных расчетных нагрузках на-

ступило предельное состояние сечения с соответствующей этому состоянию эпюрой напряжений.

В этой формуле запись также раздельна, поскольку ее левая часть зависит от нагрузок и геометрических характеристик сечения, а правая — только от прочностных показателей материала. Раздельная запись условий прочности по (3) не всегда возможна. Она невозможна, например, для предельного состояния в пластической стадии при изгибе бруса прямоугольного сечения (а в некоторых случаях и двутаврового сечения, когда нейтральная линия пересекает стенку двутавра) с учетом поперечной и продольной силы, если условие предельного состояния сечения записывается в виде:

$$M_{\text{пр}} + c \frac{Q_{\text{пр}}^2 \sigma^T}{\delta (t^T)^2} + \frac{N_{\text{пр}}^2}{4\delta \sigma^T} = \sigma^T W_{\text{пл}}, \quad (4)$$

где c — коэффициент, зависящий от принятой гипотезы учета Q (в частности, по Н. И. Безухову, $c = 3/16$); δ — ширина прямоугольного сечения и в некоторых случаях толщина стенки двутавра.

Положим, что

$$t^T = k\sigma^T, \quad (5)$$

где k — коэффициент, зависящий от гипотезы прочности.

После подстановки (5) в (4) можно записать:

$$\sigma^T = \frac{M_{\text{пр}}}{2W_{\text{пл}}} + \sqrt{\frac{M_{\text{пр}}^2}{4W_{\text{пл}}^2} + c \frac{Q_{\text{пр}}^2}{\delta k^2 W_{\text{пл}}} + \frac{N_{\text{пр}}^2}{4\delta W_{\text{пл}}}}. \quad (6)$$

Условие прочности в соответствии с (6) может быть записано:

$$\sigma = \frac{M_{\text{пр}}}{2W_{\text{пл}}} + \sqrt{\frac{M_{\text{пр}}^2}{4W_{\text{пл}}^2} + c \frac{Q_{\text{пр}}^2}{\delta k^2 W_{\text{пл}}} + \frac{N_{\text{пр}}^2}{4\delta W_{\text{пл}}}} \leq mR. \quad (7)$$

Эта форма записи условия прочности, хотя и близка к (3), но все же отличается от нее тем, что в левой стороне (7) есть коэффициент k , зависящий от материала и принятой гипотезы прочности.

Эти замечания по записи условий прочности должны быть учтены в новой редакции СНиП.

СТАТИСТИЧЕСКАЯ ОЦЕНКА НАДЕЖНОСТИ СООРУЖЕНИЙ — ОДНА ИЗ ЗАДАЧ РАЗВИТИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА

Задача проектирования любой строительной конструкции сводится к выбору конструктивных форм и определению сечений элементов, обеспечивающих достаточную надежность всего сооружения при наименьших затратах материальных средств на его возведение и эксплуатацию. Надежность строительной конструкции определяется большим числом различных обстоятельств, в той или иной степени влияющих на степень надежности.

Одно из важнейших обстоятельств — это соответствие действительного напряженного состояния сооружения под воздействием какой-либо фиксированной нагрузки тем напряжениям, которые определяют при проектировании при помощи приближенных расчетных формул, при выводе которых заложены некоторые предпосылки и сделаны какие-то допущения. Именно поэтому исследования действительной работы с последующим уточнением расчетных формул, выбором наиболее целесообразных форм и оптимальных размеров дают возможность увеличить надежность сооружений без увеличения расхода строительных материалов. То же самое можно сказать и об изучении условий эксплуатации конструкций. Например, при воздействии на сооружение агрессивной среды выбор соответствующей конструктивной формы и конфигурации сечений, а также применение наиболее стойкой защиты могут значительно увеличить срок безремонтной эксплуатации сооружения.

Надежность строительных конструкций зависит и от того, насколько точно определены нагрузки, воздействующие на сооружение, а также механические свойства материалов, из которых выполнены элементы конструкций.

В идеальном случае, когда совершенно точно известны механические характеристики материала и нагрузки, воздействующие на сооружение, в результате расчета по формулам, полностью отражающего действительное напряженное состояние сооружения, можно получить два ответа на вопрос о надежности рассчитанной конструкции: конструкция надежна и конструкция ненадежна.

В реальных условиях значительное (или даже подавляющее) число расчетных факторов изменчиво во времени и в простран-

стве, причем изменчивость их не имеет четкой функциональной зависимости, а носит случайный характер и в этих условиях получить утвердительный или отрицательный ответ на вопрос о надежности сооружения принципиально невозможно даже после подробнейшего и точнейшего расчета. После расчета можно утверждать, что сооружение надежно только с какой-то (в лучшем случае весьма близкой к единице) вероятностью.

В настоящее время методика расчета по предельным состояниям очень мало учитывает (а методика расчета по допускаемым напряжениям почти не учитывала) изменчивость расчетных факторов. Действительно, после определения расчетных значений нагрузок и прочностных характеристик материалов при помощи коэффициентов перегрузки и однородности, учитывающих изменчивость этих факторов, максимальные значения нагрузок и минимальные величины прочностных характеристик в дальнейшем расчете принимаются неизменными, что и позволяет в результате анализа предельного неравенства одного из трех предельных состояний получить два ответа: принятые сечения удовлетворяют требованиям предельного состояния (конструкция надежна) или не удовлетворяют (конструкция ненадежна). При этом количественной оценкой надежности служит отдаленность соответствующего параметра предельного состояния (напряжения, перемещения) от предельного значения. Подразумевается, что два элемента, в которых при расчете, например, получены одинаковые напряжения, равнонадежны. Однако такое заключение не сопровождается при расчете определением вероятности появления соответствующего напряжения; полученные напряжения могут быть и часто бывают неравновероятны, и, следовательно, заключение о равнонадежности не вполне закономерно. Это приводит к тому, что даже в одном сооружении отдельные конструкции и элементы имеют разную надежность и, следовательно, расход материалов на конструкцию может быть снижен за счет уменьшения запасов в некоторых элементах до уровня, соответствующего наименее надежному элементу конструкции.

Критерием надежности какого-либо элемента, конструкции или сооружения в условиях, когда напряженное состояние или перемещения являются случайным процессом или случайными величинами, должен стать параметр, имеющий вероятностный характер. Можно сказать, что изменение напряженного состояния какого-либо элемента во времени — это весьма сложный случайный процесс, получающийся в результате суммирования случайных процессов усилий от отдельных нагрузок и воздействий. Сложность процесса определяется тем, что закономерности изменения отдельных нагрузок и воздействий во времени весьма различны. Нагрузка от собственного веса конструкций и ограждений, воздействуя на сооружение все время его эксплуатации, может все же несколько меняться (например, из-за

увлажнения утеплителя). Снеговая нагрузка воздействует на конструкцию только часть года, причем длительность воздействия различна в разных географических районах. Действие одной и той же величины этой нагрузки продолжается значительное время (до нескольких дней). Время действия одной величины ветровой нагрузки мало, возможны случаи ее отсутствия, возможно изменение направления. Достаточно сложны и закономерности изменения во времени нагрузок от мостовых кранов, полезных нагрузок на перекрытиях, сейсмических и температурных воздействий.

По-видимому, все же можно получить временной ряд усилия в каких-либо элементах достаточно длительными измерениями этих усилий в условиях эксплуатации сооружения. Тогда, экстраполируя временной ряд на весь срок службы сооружения и заменяя его случайным процессом, можно оценивать надежность отдельных элементов по числу выбросов за определенный уровень или по уровню, соответствующему какому-то числу выбросов (например, одному за весь срок службы сооружения). Экспериментальных данных такого рода почти нет, и поэтому вряд ли в ближайшее время можно будет таким способом оценить надежность сооружений и их элементов.

Другой статистической оценкой надежности элемента конструкции может служить вероятность нарушения условия предельного состояния, подсчитанная при помощи классической математической статистики. Такие оценки, предложенные в трудах Н. С. Стрелецкого, А. Р. Ржаницына, Б. И. Беляева, В. В. Болотина, не совсем полно учитывали реальные закономерности изменения нагрузок во времени. Эти закономерности можно учесть, если подсчитывать полную вероятность нарушения предельного неравенства. Рассмотрим пример воздействия на какой-либо элемент снеговой и крановой нагрузок. За то время, пока снеговая нагрузка будет оставаться постоянной (Δt_1), крановая будет воздействовать n раз с продолжительностью одного воздействия Δt_2 . Если разделить весь интервал времени эксплуатации сооружения T на малые интервалы Δt_2 , то суммарное усилие может состоять: а) при отсутствии снеговой нагрузки, т. е. состоять только из усилия от крановой нагрузки; б) при отсутствии крановой нагрузки, т. е. состоять только из усилия от снеговой нагрузки; в) при наличии снеговой и крановой нагрузки. Можно определить вероятности этих трех случаев. Вероятность отсутствия в данный интервал времени снеговой нагрузки $P_{0.c}$ определится отношением числа интервалов, во время которых отсутствует эта нагрузка, ($t_2 : \Delta t_2$) к общему числу интервалов времени $\left(\frac{t_1 + t_2}{\Delta t_2} = \frac{T}{\Delta t_2} \right)$:

$$P_{0.c} = \frac{t_2}{T}. \quad (1)$$

Другие два случая будут иметь вероятность

$$P_{o.к} = \frac{\Delta t_1 - \Delta t_2 n}{\Delta t_1}; \quad P_{н.ск} = \left(1 - \frac{t_2}{T}\right) \frac{\Delta t_2 n}{\Delta t_1}, \quad (2)$$

где t_1 — суммарное время отсутствия снеговой нагрузки за период T ; t_2 — суммарное время наличия снеговой нагрузки за период T .

Ясно, что случаи «а», «б», «в» являются событиями несовместимыми, и для вычисления полной вероятности можно воспользоваться правилом сложения вероятностей. Каждое слагаемое будет представлять собой произведение условной вероятности, определенной по формулам (1) и (2), на соответствующую вероятность. Если принять, что отдельные слагаемые суммарного усилия независимы и проинтегрировать выражение для полной вероятности, то можно получить плотность полной вероятности суммарного усилия:

$$p_{\Sigma} = \frac{t_2}{T} p_2(\Phi_2) + \left(1 - \frac{\Delta t_2}{\Delta t_1} n\right) p_1(\Phi_1) + P_{н.ск} \int_0^{\infty} p_1(\Phi_1) p_2(\Phi_{\Sigma} - \Phi_1) d\Phi_1. \quad (3)$$

Постоянная нагрузка также может быть рассмотрена как случайная величина, но не изменяющаяся во времени, т. е. вероятность ее отсутствия равна нулю.

Таким образом, плотность полной вероятности того, что в один из промежутков времени суммарное усилие будет иметь некоторую величину Φ_{Σ} можно записать в наиболее общем виде:

$$p_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n P_{o.i} p_i + \sum_{i=2}^n \sum_{k=1}^m P_{н.к} \int_{-\infty}^{\infty} \dots \int_{-\infty}^{\infty} p_1 p_2 (\Phi_{\Sigma} - \Phi_1) \dots p_i (\Phi_{\Sigma} - \Phi_{i-1}) d\Phi_1 \dots d\Phi_{i-1}, \quad (4)$$

где $P_{o.i}$ — вероятность отсутствия всех нагрузок, кроме i -й (при воздействии постоянной нагрузки и временных нагрузок равна нулю, кроме случая, когда i -я нагрузка постоянная); n — число нагрузок (или усилий); m — число несовместных случаев комбинаций двух и большего числа нагрузок; $P_{н.к}$ — условная вероятность k -й комбинации нагрузок.

Число нагрузок (или усилий) обычно не очень велико и воспользоваться формулой (4) для построения результирующей кривой распределения, по-видимому, можно.

Построив кривую распределения суммарного усилия с учетом закономерностей изменения отдельных нагрузок во времени, можно найти вероятность нарушения предельного неравен-

ства, которая и будет оценивать надежность данного элемента. Эту формулу можно использовать и для уточнения коэффициентов сочетаний нагрузок, используемых в действующей сейчас методике расчета по предельным состояниям. Действительно, если задать каким-нибудь способом полную вероятность превышения суммарным усилием его расчетного значения, то можно найти величину расчетного усилия и, сравнивая ее с нормативной, найти коэффициенты сочетания для разных случаев.

Полную вероятность превышения расчетного усилия можно задать с учетом срока эксплуатации сооружения. Для этого достаточно предположить, что вероятное число превышений расчетного усилия не превышало бы единицы. При этом подходе коэффициент сочетания будет зависеть:

а) от законов распределения и частоты воздействия отдельных нагрузок;

б) от удельного веса отдельных нагрузок в суммарном усилии;

в) от длительности воздействий отдельных нагрузок;

г) от срока эксплуатации сооружения.

Все эти выводы применимы для оценки надежности элемента, находящегося в условиях простого нагружения случайными нагрузками в том случае, когда усилия от отдельных случайных нагрузок просто суммируются. В реальных же условиях большинство элементов, а тем более конструкций и сооружений, находится в условиях сложного нагружения случайными нагрузками и воздействиями, что делает задачу статистической оценки надежности еще более сложной. По-видимому, ее можно решить, используя формулу полной вероятности, определяя вероятность условий достижения предельного состояния.

Всемерное развитие исследований статистических характеристик отдельных нагрузок, воздействий и свойств материалов совершенно необходимо для того, чтобы можно было проектировать сооружения, состоящие из равнонадежных элементов и конструкций.

О КРИТЕРИЯХ ОЦЕНКИ ПРЕДЕЛЬНЫХ СОСТОЯНИЙ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Двойственный характер разрушения или существования у металлов одновременно двух различных сопротивлений (пластического — срезу и хрупкого — отрыву) позволяет представить некоторые состояния материала стальных конструкций, которые характеризуются определенными видами разрушения.

Вязкое состояние представляется в виде разрушения от сдвига, характеризуется развитием чрезмерных свободных пластических деформаций с образованием шейки, разрушением по зигзагообразной поверхности касательных напряжений под углом 45° к направлению усилия. Во всех случаях вязкому разрушению свойственны сравнительно высокие характеристики прочности с развитием пластической деформации, определяемые известными (приемочными) стандартизованными способами испытания. Увеличение абсолютных размеров несущего сечения способствует некоторому понижению механических характеристик прочности и пластичности; например, для образцов толстолистовой горячекатаной стали 22К (нормализация и высокий отпуск) сечением 90×300 мм предел текучести и временное сопротивление вязкого вида разрушения понижается в среднем на 10%, относительное удлинение — на 20%, поперечное сужение не превышает 50%.

Квазихрупкое состояние материала образцов толстых пластин, как показали исследования, представляется в виде разрушения от сдвига и отрыва с направлением трещины перпендикулярно траектории главных напряжений. Явление квазихрупкого разрушения связано с концентрацией напряжений, некоторым ограничением деформаций вокруг локальных повреждений, затрудняющих пластическое течение или свободное образование шейки. Поверхность излома частично волокнистая, с мелкозернистой кристаллической чешуйчатой или шевронной зоной.

Механические характеристики металла квазихрупкого состояния несколько отличаются от стандартных значений; для образцов толстых пластин из стали 22К относительное удлинение после разрыва понижается почти в 1,5 раза, поперечное сужение не превышает 25%, предел текучести (условный), номинальное

сопротивление разрыву или агрегатная (конструктивная) прочность образцов с отверстием или усилением у отверстия, круговыми ребрами и впритык в ряде случаев повышается на 10%. С переходом в квазихрупкое состояние или разрушение от сдвига и отрыва более существенное влияние оказывают факторы торможения или затруднительности деформации около препятствий локальных объемов концентрации напряжений заданной конструктивной формы, способствующие повышению характеристик прочности и ограничению пластических деформаций после разрыва.

Хрупкое состояние или разрушение от отрыва представляется, как правило, в виде трещины, распространяющейся перпендикулярно траектории главных напряжений. Хрупкое разрушение связано с концентрацией напряжений, определенным торможением или затруднительностью деформации около локальных препятствий или повреждений в связи с масштабным и технологическими факторами и низкой температурой. В этом состоянии существенно понижаются механические характеристики прочности и пластичности металла, например в нестационарном поле растягивающих напряжений материал образцов толстой пластины из стали 22К переходит в хрупкое состояние при нормальной температуре; в ряде случаев относительное удлинение не превышает 10%, поперечное сужение после разрыва — 12%, номинальное сопротивление разрыву или агрегатная конструктивная прочность — $0,9\sigma_v$ вязкого вида разрушения.

С понижением температуры до минус 40—минус 60°C материал толстой пластины в нестационарном поле растягивающих напряжений при определенном уровне концентрации напряжения переходит в хрупкое состояние или разрушение от отрыва. Обычно трещина образуется от повреждения или концентрации напряжений, например в виде локального термического цикла от сварки или небольшой сварочной наплавки, выполненной после объемной термообработки целой конструкции. В этом случае предел текучести повышается в среднем на 15%, номинальное сопротивление хрупкому виду разрушения понижается до $0,9\sigma_v$, а в некоторых случаях — до $0,55\sigma_v$, относительное удлинение — до 5%, поперечное сужение не превышает 12%.

Абсолютные размеры несущего поперечного сечения, третья составляющая напряженного состояния по толщине, плоская или объемная затруднительность или торможение деформации около препятствия, технологическая концентрация напряжений в виде термического воздействия сварочного цикла после объемной термообработки в связи с низкой температурой оказывают влияние на вид разрушения и переход его в хрупкое состояние.

Критерии различных видов разрушения характеризуются уровнем или запасом пластичности; например, относительное поперечное сужение после разрыва, которое в данном случае не

превышает для вязкого вида разрушения 50%, квазихрупкости — 25%, хрупкого — 12%. Следовательно, отдельным состояниям материала конструкции свойственны или присущи вполне определенные механические характеристики и представления этих состояний в виде функциональной зависимости или расчета.

Существующие представления о механизме разрушения металла не всегда учитываются при оценке критериев предельных состояний стальных конструкций.

Критерием первого предельного состояния считается достижение предельной несущей способности по прочности и устойчивости или усталости материала, т. е. при наступлении состояния, переходящего в два основных вида разрушения, с развитием чрезмерных деформаций (напряжений) и возникновением усталостных трещин. При достижении условий (критериев) первого предельного состояния полагают, что конструкция начинает терять способность сопротивляться внешним воздействиям или получает такие остаточные деформации, при которых она перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

В этой связи критериями первого предельного состояния представляются весьма разнородные виды разрушения материала конструкции — вязкое и усталостное, механизму или кинетике зарождения которых присущи собственные физико-механические и металлургические факторы.

Вместе с тем критерии первого предельного состояния, определяемого по прочности и устойчивости, и второго — по развитию чрезмерных деформаций, выражаются взаимообусловленными обобщенными факторами, механизму разрушения которых — исчерпание несущей способности конструкций — проявляется в виде развития чрезмерных предельных деформаций. В первом случае предельное состояние определяется в основном по упругим (пластическим) деформациям, выражаемым через напряжения, во втором — по развитию чрезмерных деформаций — прогибов, удлинений, перемещений. В обоих случаях принимаемые расчетные критерии по напряжениям и деформациям являются функцией сочетания взаимообусловленных одноименных факторов — рода внешнего усилия, геометрической формы сечения конструкций, определяющих вид напряженного состояния и деформацию, свойства материала.

Таким образом, нельзя не согласиться с Н. С. Стрелецким, что критериями первого и второго предельных состояний в конечном счете являются деформации, которые выражаются в первом случае через напряжения, во втором — через прогибы, удлинения, перемещения.

Виды предельных состояний стальных конструкций в большей степени приближаются к действительным или истинным предельным состояниям, если критерии оценки предельных состояний принимают в связи с существующими представлениями

ми механизма разрушения материала конструкции. В этом случае есть основание точнее и полноценнее учитывать совокупность факторов, предопределяющих предельные состояния.

Знание или учет механизма разрушения материала с позиций современной теории дислокационного представления о строении и механизме разрушения металлов позволяет различать основные виды предельных состояний стальных конструкций: по несущей способности — прочности и устойчивости, развитию деформаций и хрупкой прочности.

Предельные состояния, определяемые по несущей способности — прочности, устойчивости — и развитию чрезмерных деформаций от статических или динамических нагрузок, при достижении которых конструкция теряет способность сопротивляться внешним воздействиям или получает остаточные деформации или колебания, которые не допускают возможности и дальнейшей нормальной ее эксплуатации, выражаются в общем виде известной функциональной зависимостью

$$\varphi(\sigma_i; f_i; M), \quad (1)$$

где σ_i — действительные напряженные состояния конструкции; f_i — предельные деформации; M — свойства материала несущей конструкции.

Напряженные состояния и деформации являются функцией вида внешнего усилия, геометрической формы сечения конструкции, физико-математических свойств материала.

Стальные конструкции рассчитываются двумя известными способами:

а) по прочности и устойчивости, выражаемой в виде

$$\Sigma nN^n \leq \Phi(m; \Sigma k_i R_i^n; S), \quad (2)$$

где Φ — функция, соответствующая роду внешнего усилия (сжатие, растяжение, изгиб и т. п.); N^n — усилие (изгибающий момент) от нормативных нагрузок; n — коэффициент перегрузки; $N = nN^n$ — расчетное усилие (момент); k_i — коэффициент однородности материалов; R_i^n — нормативные сопротивления материалов; m — коэффициент условий работы; S — геометрические характеристики сечения.

Условие прочности выражается в виде:

$$\Sigma k_i R_i^n \geq \sigma_i; \quad (3)$$

б) по деформациям, характеризуемым в общем виде формулой

$$\Delta \leq f_i \quad (4)$$

где Δ — деформации (прогиб, удлинение и т. п.); f_i — предельные деформации, при которых конструкция перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям.

Принятые выражения оценки предельного состояния по прочности, устойчивости и развитию чрезмерных деформаций вклю-

чают критерии σ_i и f_i . В расчетах предельного состояния, определяемого по развитию чрезмерных деформаций, напряжения могут быть выражены через деформации.

Предельные состояния, определяемые по хрупкой прочности от статических, повторно-статических или динамических нагрузок с образованием усталостных и хрупких трещин — переходу к хрупкому виду разрушения, могут быть представлены в общем виде функциональной зависимостью

$$\varphi(\sigma_i; f_i; \beta; M; T), \quad (5)$$

где σ_i — действительные напряженные состояния от внешних усилий, внутренних напряжений остаточных сварочных, реактивных деформаций наклепа, температурных и других напряжений. Влияние внутренних напряжений при вязком виде статического разрушения обычно не учитывается в критериях выражения (1); f_i — предельные деформации, при которых конструкция перестает удовлетворять эксплуатационным требованиям; учитываются в условиях свободных линейных, плоских и объемных деформаций (напряжений); β — коэффициент концентрации напряжений, острота барьера хрупкости; M — свойства материала несущей конструкции, влияющие на склонность металла к хрупкому разрушению при нормальной и пониженной температуре, связанные с химическим составом, структурой и величиной зерна, загрязненностью металла неметаллическими включениями, металлом выплавки и т. п.; T — температура эксплуатации.

Для условий предельного состояния по несущей способности, устойчивости и развитию деформаций при вязком виде разрушения установлены нормативные критерии расчетных сопротивлений и предельных (чрезмерных) деформаций в связи с условиями относительно свободной линейной деформации. В условиях затруднительности или торможения деформаций около препятствий в одном или двух направлениях, с переходом от линейного к плоскому или объемному напряженному состоянию, в связи с изменением механизма или кинетики разрушения, например с переходом металла в хрупкое состояние, критерии нормативных и расчетных сопротивлений прочности и предельных деформаций существенно изменяются. В связи с этим дальнейшие разработки, дающие возможность решить задачу о влиянии напряженного состояния на склонность к хрупкости, установить нормативные и расчетные критерии хрупкой прочности, весьма актуальны.

Таким образом, от статических, повторно-статических, динамических и в ряде случаев дополнительно ударных нагрузок (в связи с основными видами разрушения металла) представляется возможным оценивать предельные состояния стальных конструкций:

по несущей способности — прочности, устойчивости — и развитию чрезмерных деформаций в связи с вязким видом разрушения;

по хрупкой прочности с образованием усталостных и хрупких трещин.

Учет этих факторов основывается на аналогии существующего представления о двойственном характере разрушения материала при статической нагрузке или существовании у металлов одновременно двух различных как по величине, так и по своей физико-механической природе сопротивлений разрушению — пластического сопротивления срезам и хрупкого сопротивления отрыву. В условиях эксплуатации нередки сочетания или совокупность переходных предельных состояний.

Хрупкая прочность в расчетах стальных конструкций может учитываться по формулам расчета по предельным состояниям.

Расчетные сопротивления основного металла и соединений при расчете конструкций на усталость (выносливость) понижаются умножением на коэффициент $\gamma \leq 1$; условие прочности выражается в виде

$$\sum k_i R_i^H \geq \sigma_i. \quad (6)$$

При проверке стальных конструкций по хрупкой прочности (хладнотойкости) расчетные сопротивления определяются с учетом коэффициента хладнотойкости χ , учитывающего факторы торможения, затруднительности либо исчерпания деформации около препятствий, создаваемых конструктивной формой, технологическими концентраторами напряжений в связи с эксплуатационными факторами, свойствами материала в различных состояниях перехода в хрупкое разрушение. Коэффициент хладнотойкости, а также коэффициенты однородности материала (рассеяния), условий работы, перегрузки для различных материалов или видов соединений устанавливаются на основе статистических данных испытаний преимущественно натуральных конструкций или образцов большого масштаба в связи с условиями эксплуатации и перехода материала конструкции в хрупкое разрушение. По-видимому, коэффициенту хладнотойкости χ представляется определенная функциональная зависимость и эволюционные изменения, что и коэффициенту γ .

Выражения предельного состояния по усталостной прочности (выносливости) материала, по-видимому, могут приближаться к предельным состояниям, определяемым по хрупкой прочности в связи с тем, что критерии усталостного и хрупкого вида разрушения предопределяются совокупностью ряда взаимообусловленных факторов.

Всякие мероприятия, способствующие повышению усталостной прочности, в ряде случаев будут повышать и сопротивление хрупкому разрушению, особенно с развитием его от локальных повреждений в виде небольших усталостных трещин глубиной до 4 мм. В этом случае критерии усталостного разрушения могут быть использованы при оценке стальных конструкций по хладнотойкости.

О ПОВЫШЕНИИ УРОВНЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НА БАЗЕ РАЗВИТИЯ МЕТОДИКИ РАСЧЕТА ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

1. **Предельные состояния и вопросы надежности конструкций.** Принципы, положенные в основу методики расчета по предельным состояниям, применимы не только к расчету. Они являются обобщающими положениями для проектирования в целом.

Предельные состояния, сформулированные в СНиП II-A.10-62, пересматривать заново едва ли есть основания. Однако для развития и углубления методики накопилось достаточно данных и в этом назрела необходимость.

Прежде всего следует разграничить следующие три понятия о состоянии конструкций:

- а) состояние пригодности для эксплуатации;
- б) предельное состояние;
- в) аварийное состояние.

Предельное состояние характеризуется потерей качеств, необходимых для эксплуатации (возникают напряжения, превышающие расчетные, появляются остаточные перемещения, возникают недопустимые при эксплуатации упругие перемещения, создаются условия для интенсивного трещинообразования).

В предельном состоянии возникают (или возможны) повреждения конструкций, устранимые в результате ремонта.

Известное основное неравенство методики расчета по предельным состояниям

$$\max N \leq \min \Phi$$

выражает малую вероятность возникновения предельного состояния, т. е. условий, когда все неблагоприятные силовые факторы $\max N$ совпадут с наименьшим возможным сопротивлением материала $\min \Phi$.

Этим неравенством охватываются не все физические стороны вопроса. Ведь по СНиП II-A. 10-62 принято три предельных состояния:

- первое — по несущей способности;
- второе — по деформациям и перемещениям;
- третье — по трещиностойкости.

Вопрос трещиностойкости далеко не полностью поддается расчету и он не отражен в неравенстве (1).

Между тем это весьма важный вопрос. Многие аварии (если не большинство) происходят «внезапно» в результате развития трещин и повреждений конструкций.

Вопросы трещиностойкости должны быть отражены в нормах проектирования. Кроме указаний по расчету в нормах должны быть конструктивные указания, обеспечивающие трещиностойкость. Должен быть развит раздел о материалах, характере нагрузок и условиях эксплуатации.

Каждая конструкция должна проектироваться для строго определенных условий, и это должно быть записано в проекте в виде прилагаемой к нему инструкции по эксплуатации и условиям эксплуатации.

Нарушение проектных условий эксплуатации и положений инструкции по эксплуатации должно рассматриваться как приведение конструкций в предельное состояние, когда до восстановления нормальных условий эксплуатации и устранения повреждений должны быть введены ограничения в эксплуатационном режиме.

Примерами возможных отступлений от заданного проектного режима эксплуатации, приводящих к снижению трещиностойкости (т. е. к третьему предельному состоянию) являются:

а) более низкая температура эксплуатации, чем по проекту (не работает отопление и т. п.);

б) появление не предусмотренных проектом динамических воздействий;

в) возникновение новых или выявленных незамеченных ранее концентраторов напряжений (включая коррозионные);

г) выявление дефектов конструкций, возникших при эксплуатации;

д) отступление от проектного качества материалов;

е) выявление незамеченных ранее дефектов производства конструкций и т. д.

Наиболее опасным для металлических конструкций является третье предельное состояние — снижение трещиностойкости. В новых изданиях СНиП вопрос о нем должен быть существенно развит.

Предельное состояние конструкций не является аварийным, а связано лишь с прекращением эксплуатации, а также необходимостью осмотра и ремонта.

Неразрушимость конструкций должна гарантироваться некоторым резервом несущей способности, еще остающимся при достижении предельного состояния.

Это положение также должно быть сформулировано в нормах проектирования с количественной и качественной оценкой.

Необходимо также четко сформулировать признаки, по кото-

рым наступает предельное состояние конструкций. Эти признаки должны быть записаны в инструкции по эксплуатации для возможности получения своевременного сигнала.

Особенно важно сформулировать признаки и условия, опасные с точки зрения снижения трещиностойкости. Повышение трещиностойкости должно быть особым предметом изучения и разделом норм проектирования.

Иногда (хотя бы в листовых конструкциях) повышение напряжений и соответствующее снижение толщин могут привести к общему повышению надежности конструкций, так как тонкий лист менее подвержен хрупкому разрушению (замена толщины листа с 10 на 6 мм может быть эквивалентной замене обыкновенной углеродистой кипящей стали на спокойную).

Таким образом, «ухудшая» конструкцию с точки зрения первого (менее опасного) предельного состояния, мы можем повысить трещиностойкость и в сумме получить повышение надежности.

При составлении новой редакции норм проектирования следует особо выделить вопросы действительной надежности и третьего предельного состояния, как наиболее опасного для конструкций.

2. Вопрос об улучшении формулировок первого и второго предельного состояния. Предложение о применении единого критерия в виде перемещения как для первого, так и для второго предельного состояния при всей его логичности сопряжено с неудобствами для практического применения в расчетах по первому предельному состоянию.

Расчетное сопротивление является более универсальной характеристикой, чем перемещение (перемещение без соответствующего ему напряжения не является достаточной характеристикой конструкции).

Кроме этого, перемещение не подходит в качестве критерия для расчетов на устойчивость и динамику. Поэтому следует оставить старые формулировки первого и второго предельных состояний.

3. Вопросы классификации и сочетания нагрузок. В первой редакции СНиП основными назывались постоянно и регулярно действующие воздействия.

Во второй редакции СНиП — кроме этих воздействий к основным относятся еще и одна кратковременная нагрузка.

Какой заложен здесь принцип — непонятно.

Думается, что первая редакция СНиП была более правильной. Перенос кратковременных нагрузок в основные, что вызывает перерасход материала, не обоснован во второй редакции. Более того, ураганный ветер, т. е. нагрузка не только кратковременная, но и очень редкая, по последней редакции СНиП попала в основные сочетания нагрузок, чего никогда не было во всей предыдущей практике проектирования.

Коэффициент перегрузки на ветер, увеличенный с 1,2 до 1,3, снижает эффект, даваемый успехами строительной механики. В СССР неизвестны случаи разрушения высотных сооружений (мачт и башен) во время ураганного ветра. Следовательно, перевод ураганного ветра в основные нагрузки сделан вопреки данным многолетней практики.

В качестве обоснования перевода ураганного ветра в основные сочетания нагрузок приводится обычно соображение, что ветер — главная и почти единственная нагрузка для мачт и башен, что нагрузке этой не с чем сочетаться и поэтому принято $c = 1$.

В новой редакции СНиП это должно быть исправлено. Ураганный ветер — редкая нагрузка, и он не должен относиться к числу основных воздействий. Необходимо применить понижающий коэффициент сочетаний (коэффициент сочетания ураганного ветра со всеми другими неблагоприятными обстоятельствами).

Рационально также разграничить ветровые воздействия по степени интенсивности (ураганной и обычной).

4. **О коэффициенте однородности металла.** Заслуживает всяческой поддержки предложение Н. С. Стрелецкого о переводе коэффициента однородности материала в категорию временно действующих коэффициентов (если нельзя от него отказаться в настоящее время).

5. **О формулировке содержания и определении значений коэффициентов методики предельных состояний.** В действующих СНиП (редакции 1962 г.) есть коэффициенты предельных состояний, недостаточно четко сформулированные и определяемые волевым способом. Сюда относится, например, коэффициент условий работы m .

Термин, его определяющий, слишком перегружен различными понятиями. В него входят и вопросы, неполно учитываемые имеющимися методами расчета, и вопросы несоответствия расчетной модели действительным условиям, и условия эксплуатации, иногда степень значимости сооружения, конструктивные поправки и другие факторы самого различного свойства.

В результате трудно определить правильное значение коэффициента m , а отсюда — волевой способ.

Основу методики определения коэффициентов предельных состояний принято называть полувероятностной. Отсутствие для некоторых переменных и изменчивых величин в методике предельных состояний четких формулировок и строгих методов определения подрывает самую основу СНиП как нормативного документа, поскольку оно дает возможность, прикрываясь нормами, фактически решать вопрос о надежности, и в том числе несущей способности, волевым способом.

Между тем в формулировках методики расчета по предельным состояниям не должно быть возможностей для произвольно-

го толкования, в том числе и для повышения формальных запасов прочности, что приводит к перерасходу материалов и зачастую уводит в сторону от разрешения действительных вопросов, обеспечивающих надежность конструкций и сооружений.

В то же время вопросы, определяющие действительную надежность, должны быть сформулированы с достаточной четкостью.

Строгой формулировки требуют также содержание и методы определения всех коэффициентов предельных состояний. Отсутствие всех необходимых статистических и других данных не должно быть тормозом; до получения этих данных можно пользоваться действующими нормативами.

Всякое изменение норм должно производиться только при достаточных и доказанных бесспорных обоснованиях.

Чтобы иметь такие обоснования, необходимо все волевые приемы заменить научными методами, отказавшись от так называемых «полувероятностных» подходов.

Повышение уровня проектирования на научной базе, в том числе развитие и совершенствование методики предельных состояний, позволит создать надежные в эксплуатации и экономичные конструкции.

**К ВОПРОСУ ОБ УСТАНОВЛЕНИИ РАСЧЕТНЫХ
КРИТЕРИЕВ ХРУПКОГО РАЗРУШЕНИЯ
КАК ТРЕТЬЕГО ПРЕДЕЛЬНОГО СОСТОЯНИЯ
ЭЛЕМЕНТОВ КОНСТРУКЦИИ**

Третье предельное состояние характеризует внезапное, хрупкое разрушение, протекающее при деформации, составляющей лишь небольшую часть от величины, принятой в качестве критерия первого предельного состояния.

Разработке расчетных методов определения сопротивляемости конструкций хрупкому разрушению уделяется большое внимание и в нашей стране, и за рубежом. Вызвано это, с одной стороны, тем, что многие аварии металлических конструкций (судов, резервуаров, мостов и т. д.) связывают с явлением хрупкого разрушения металла, с другой стороны, современная инженерная тенденция перехода на сталь повышенной прочности и повсеместное применение сварки металлических конструкций повышает в перспективе опасность хрупкого разрушения.

Механизм хрупкого разрушения изучается в настоящее время в двух направлениях: атомного механизма и макроскопического (механического). Теория атомного механизма разрушения металла находится сейчас в такой стадии развития, что позволяет понять качественную сторону процессов, но не может дать удовлетворительное количественное описание хрупкого разрушения поликристаллического тела. Поэтому большее практическое значение имеет инженерный подход с позиций механических гипотез хрупкого разрушения, которые базируются на представлении о металле как сплошной изотропной среде и оперируют напряжениями первого рода.

Отсутствие методов расчета по третьему предельному состоянию обусловлено тем, что процесс хрупкого разрушения является функцией многих факторов. В основном это факторы, затрудняющие развитие пластической деформации материала конструкции: «жесткое» напряженное состояние и высокий градиент напряжений в зоне концентраторов, пониженная температура, «исчерпание пластичности» материала предварительным деформированием, масштабный фактор, остаточные напряжения, высокая скорость нагружения и др.

Обычная инженерная практика в этом вопросе сводилась до сих пор к сравнительной оценке склонности к хрупкому разрушению различных марок сталей. Пользуясь разнообразными методами и типами образцов, производят сравнительное определение сопротивляемости ряда сталей действию концентратора напряжений в условиях пониженной пластичности металла. В качестве концентраторов используются надрезы различной геометрической формы, выточки, трещины; понижение пластичности стали достигается снижением температуры испытаний, предварительным пластическим деформированием, высокой скоростью нагружения и т. д.

Испытания эталонных образцов в определенных условиях нагружения и температуры позволяют выявить сравнительную склонность сталей к хладноломкости, сопротивляемость зарождению или развитию двужущейся трещины, особенности деформирования сталей в зоне действия данного концентратора напряжений. Такое многостороннее изучение работы материала необходимо; однако использовать критическую деформацию в корне надреза или номинальное разрушающее напряжение, полученные при испытании данного частного образца, в качестве критерия третьего предельного состояния материала конструкции невозможно. На пути перехода от эталонного образца к конструкции стоит вероятное различие схем напряженного состояния материала образца и конструкции. При установлении таким путем расчетного критерия хрупкого разрушения следовало бы учитывать весь комплекс названных выше факторов. Очевидно, прямое решение вопроса крайне затруднительно, и установить всеобъемлющий критерий третьего предельного состояния вряд ли удастся. Как указывал Н. С. Стрелецкий, выходом из положения является разделение факторов, выделение некоторых из них в качестве основных, подчиняющих себе остальные.

Какие факторы считать основными?

Обычно хрупкое разрушение обязательно связывают с **низкими температурами**. Создается впечатление, что низкая температура, повышающая сопротивляемость стали пластическому деформированию во всем ее объеме, является решающим фактором в хрупком разрушении. С этим трудно согласиться, в особенности когда речь идет о конструкционных строительных сталях и ограниченно низких температурах климатического диапазона. Известно, что повысить сопротивление пластическому деформированию до уровня сопротивления отрыву не всегда удается даже при охлаждении сталей до температуры минус 196°C и ниже.

Нельзя ответить односложно и на вопрос, является ли основным фактором **концентрация напряжений**. Можно привести много примеров растяжения образцов с надрезами, выполненных из различных сталей, но геометрически идентичных, когда

наблюдалось как повышение, так и резкое снижение их прочности. Безусловно, хрупкое разрушение конструкционных сталей в климатическом диапазоне температур невозможно без концентрации напряжений. С другой стороны, во многих случаях даже сочетание высокой локальной концентрации осевого напряжения (в вершине выточки или острого надреза) и пониженной температуры оказывается недостаточным условием хрупкого разрушения. Причина, очевидно, в том, что не всякий концентратор способен вызвать в зоне своего влияния хрупкое состояние материала. Концентрацию напряжений нельзя рассматривать как некоторое общее, абстрактное понятие. Напротив, необходим конкретный анализ напряженно-деформированного состояния в зоне действия концентратора. Известно, что напряженное состояние в окрестности концентратора определяется геометрией собственно концентратора и сечения элемента, на которое распространяется влияние концентратора, и характеризуется интенсивностью и трехмерностью растяжения или «жесткостью» (т. е. соотношением $\frac{\tau_{\max}}{\sigma_1}$); градиентом изменения напряжений и уровнем их местного повышения. Местное повышение напряжений в силу закона затухания действует в очень узком объеме в самом корне концентратора. В этой зоне материал практически находится в линейно-напряженном состоянии. Вызвать хрупкое состояние металла при ограниченно низких (и даже положительных) температурах может только весьма жесткое напряженное состояние трехмерного растяжения. Согласно работам Н. Н. Давиденкова, Г. В. Ужика, В. Д. Ярошевича и др., определенное соотношение между нормальным и касательным напряжениями является обязательным условием хрупкого состояния для данного металла. Однако жесткое напряженное состояние вызывает лишь затруднение развития пластической деформации, но не разрушение металла. Для возникновения хрупкого разрушения необходим определенный уровень трехмерного растяжения, причем действующий в достаточном макрообъеме металла. Величину объема металла, попадающего в зону действия наибольшей интенсивности трехмерного растяжения, определяет как относительный градиент напряжений, так и абсолютные размеры сечения, т. е. масштабный фактор. Так, если влияние концентратора распространяется на все ослабленное сечение, то в большем из двух геометрически подобных элементов в зону действия максимальных напряжений попадает больший объем металла при более низких номинальных напряжениях. От объема металла, находящегося в стадии предразрушения в хрупком состоянии, зависит и длина первоначально образовавшейся трещины.

Немаловажную роль в хрупком разрушении часто отводят накопленной в сооружении энергии. Энергетический фактор приводит к более быстрому протеканию процесса разрушения и спо-

способствует уменьшению предельных деформаций. Однако полученные рядом исследователей данные свидетельствуют о том, что номинальное напряжение, отвечающее образованию первой трещины в окрестности надреза (с выходом ее на поверхность), не зависит от накопленной сооружением энергии.

В последнее время многими исследователями в качестве решающего в хрупком разрушении выдвигается фактор так называемого **исчерпания пластичности**. Под этим критерием понимается предельная величина полной пластической деформации у концентраторов, т. е. имеется в виду предельная величина концентрации деформаций с учетом всей предшествовавшей деформационной истории материала. Опираясь на этот фактор, многие аварии сооружений объясняют технологическим наклепом, в сильной степени исчерпавшим пластичность материала в зонах концентрации деформаций в процессе изготовления конструкции. На наш взгляд, вопросы «деформационной истории» и «исчерпания пластичности» не могут рассматриваться вне связи со схемой и интенсивностью напряженного состояния в тех же участках материала.

Наконец, о роли **остаточных напряжений**¹. Значение их в иницировании хрупкого разрушения, по нашему мнению, не может быть большим, поскольку хрупкому разрушению конструктивных сталей всегда предшествует некоторая пластическая деформация, значительно снижающая остаточные напряжения. Если же материал находится в столь хрупком состоянии, что затруднено проявление даже небольших пластических деформаций, то хрупкое разрушение произойдет и при остаточных напряжениях и без них.

Чтобы оценить действительную роль того или иного фактора в иницировании разрушения, нами были проведены исследования.

Из листа низколегированной термоупрочненной стали толщиной 20 мм марки 12ХГ2СМФ (ее механические характеристики приведены в табл. 1) вырезали образцы в виде пластин с двусторонним глубоким надрезом. Ширина минимального сечения у образцов всех типов принята равной 90 мм, а радиус кривизны в корне надреза (ρ) принят 0,25; 0,5; 1; 3 и 12 мм. При такой

Таблица 1

Температура испытаний в °С	Модуль упругости E в кг/мм ²	Предел		Относительное		Ударная вязкость при -60 °С в кгМ/см ²
		текущего $\sigma_{0.2}$ в кг/мм ²	прочности σ_B в кг/мм ²	удлинение δ_5 в %	сужение φ в %	
+ 20	$2,15 \cdot 10^4$	78—84	92—100	14—16	45—50	3
- 60	$2,28 \cdot 10^4$	95—100	105—112	10—12	38—40	

¹ Скорость нагружения для строительных конструкций, работающих в основном в статических условиях, имеет второстепенное значение.

форме образца изменение относительной остроты надреза (a/ρ) позволило в широких пределах варьировать концентрацию деформаций и напряжений, их градиенты и степень трехмерности напряженного состояния в окрестности надреза.

Испытания образцов проводились на 150/300-тонной горизонтальной машине как при положительной (20°C), так и при отрицательной (-60°C) температуре.

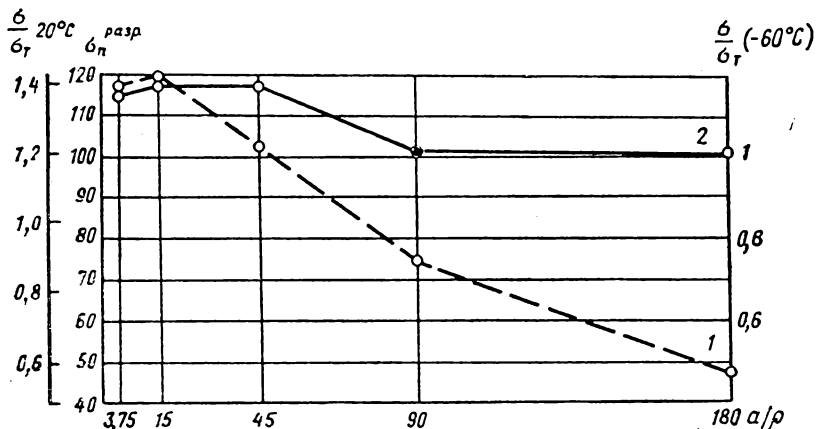


Рис. 1. Зависимость номинальных разрушающих напряжений образцов от относительной кривизны надрезов

На рис. 1 приведена зависимость номинальных разрушающих напряжений σ_n^* от относительной кривизны надреза a/ρ испытанных образцов. При положительной температуре 20°C (кривая 1) номинальные разрушающие напряжения образцов всех типов выше или на уровне временного сопротивления (σ_B) стали.

В случае испытания при отрицательной температуре (-60°C) (кривая 2) прочность образцов с самыми острыми надрезами ($\rho=0,5$ и $0,25$ мм) падает ниже предела текучести исследуемой стали и достигает 0,75 и 0,46 σ_T соответственно. Вместе с тем номинальные разрушающие напряжения образцов с радиусом надреза $\rho=1,3$ и 12 мм оказались на уровне временного сопротивления стали.

Чтобы на основании испытаний предпосылки разрушения связать с компонентами напряженного состояния, необходимо знать распределение действующих напряжений в области предполагаемого зарождения макротрещины. С этой целью использовалось решение плоской задачи о распределении напряжений

* Номинальные разрушающие напряжения взяты средними по данным испытаний двух-трех образцов.

в пластинах с глубокими вырезами, осуществленное В. М. Панферовым методом упругих напряжений в рамках теории малых упруго-пластических деформаций.

Прежде всего, значительный интерес, конечно, представлял анализ напряженного состояния образца, разрушение которого (при номинальных напряжениях вдвое ниже предела текучести стали) можно квалифицировать как хрупкое. Кроме того, для оценки особенности деформирования стали в условиях низкой температуры (-60°C) следовало сравнить (в стадии предразрушения) распределение напряжений в сечении двух геометрически идентичных образцов с очень пологим надрезом ($a/\rho = 3,75$); один образец испытан при температуре 20°C , другой — при -60°C .

Эпюры напряжений рассматриваемых образцов, построенные для соответствующих разрушающих нагрузок, приведены на рис. 2.

В целом характер распределения и относительные значения напряжений в сечениях одинаковых образцов, но испытанных при температуре 20°C (кривые 3) и минус 60°C (кривые 2), очень близки. Так, максимальное нормальное напряжение σ_1 в окрестности основания надреза в обоих случаях примерно в 1,4 раза превышает предел текучести стали при соответствующих температурах; в этой же зоне (в области максимума σ_1) практически одинакова степень жесткости напряженного состояния $\tau_{\text{макс}}/\sigma_1 = 0,33 \div 0,34$. Существенны различия в деформированном состоянии этих образцов (табл. 2).

Т а б л и ц а 2

Температура испытания в $^{\circ}\text{C}$	Относительная кривизна надреза a/ρ	Номинальное разрушающее напряжение σ_n в кг/мм^2	макс/ $\frac{\sigma_1}{\sigma_T}$	макс/ $\frac{e_i}{e_T}$	Протяженность пластической зоны S в мм	S/a	В зоне действия $\sigma_1^{\text{макс}}$	
							$\tau_{\text{макс}}/\sigma_T$	$\tau_{\text{макс}}/\sigma_1$
20	3,75	115	1,42	12,3	25	0,55	0,47	0,34
-60	3,75	116,7	1,39	3,47	13,5	0,3	0,46	0,33
-60	180	46,7	1,72	9,3	1,75	0,04	0,26	0,15

В образце, испытанном при температуре -60°C , вдвое уменьшилась протяженность пластически деформированной зоны S ; у «холодного» образца интенсивность деформаций в основании надреза в стадии предразрушения уменьшилась почти в 4 раза. Это позволяет считать, что при снижении температуры испытания «запас пластичности» в корне надреза не только не уменьшился, но даже возрос, так как при температуре -60°C максимальное удлинение исследуемой стали σ_5 снижается всего лишь в 1,3 раза (см. табл. 1). Следовательно, можно полагать, что при данной схеме напряженного состояния в окрестности кон-

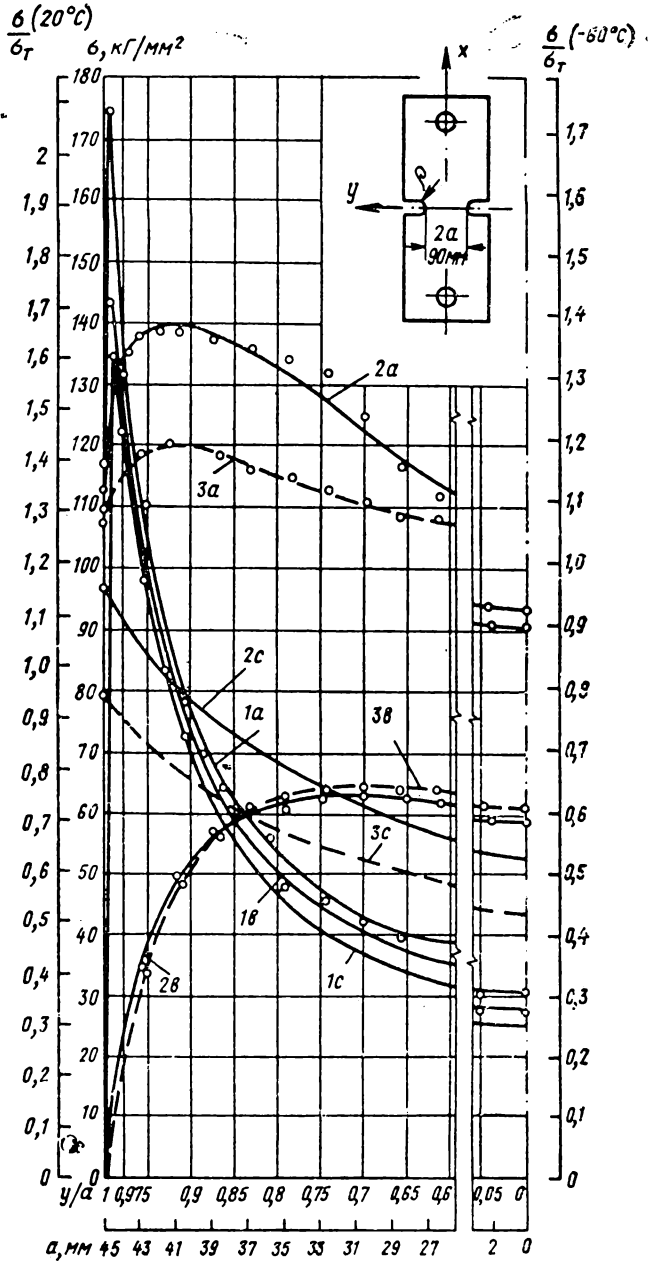


Рис. 2. Распределение главных напряжений в ослабленном сечении исследованных образцов в предельной стадии деформирования (сплошной линией построены эпюры напряжений по данным испытаний при температуре -60°C . Эпюры главных напряжений σ_1 ; σ_2 и σ_3 обозначены соответственно буквами a, b, c)

центраторов ($\tau_{\text{макс}}/\sigma_1 \approx 0,33 \div 0,34$) зарождение первой макротрещины обусловлено достижением нормальным напряжением σ_1 определенного уровня, примерно в 1,4 раза превышающего σ_T стали. Номинальная прочность сечений оказалась весьма высокой в обоих случаях (и при испытании образцов в условиях положительной температуры и при минус 60°C).

Иная картина наблюдалась при испытании в условиях холода образцов с очень острым надрезом ($\rho = 0,25 \text{ мм}$). На рис. 2 видно (кривые 1), что перед разрушением образцов этого типа распределение напряжений в ослабленном сечении отличалось значительно большей неравномерностью. Область повышенных напряжений резко сужена, крайне локализована у основания надреза и пластически деформированная зона $S = 1,75 \text{ мм}$. Уже при номинальном напряжении в сечении, составляющем лишь $0,46 \sigma_T$ ($46,7 \text{ кг/мм}^2$), максимум осевого напряжения σ_1 в 1,7 раза превысил предел текучести стали. Почему разрушение не произошло при достижении осевым напряжением величины $1,4 \sigma_T$, как это было в случае пологого надреза? Интенсивность деформации в основании надреза — около 4% — также далеко не исчерпывает пластических свойств исследуемой стали.

Фактором, сдерживающим разрушение в зоне действия максимальных нормальных напряжений, явился низкий уровень касательных напряжений. При пониженной температуре (-60°C) в окрестности острого надреза ($a/\rho = 180$) в условиях весьма «жесткого» напряженного состояния ($\frac{\tau_{\text{макс}}}{\sigma_1} \approx 0,15$) касательные напряжения росли медленно. При такой схеме напряженного состояния рост пластически деформированного объема, достаточного для разрушения данной стали, мог происходить только при резком повышении осевого нормального напряжения.

Таким образом, анализ напряженного состояния образцов в стадии предразрушения позволяет сделать некоторые выводы:

1. Ни абсолютная величина максимального напряжения, ни величина максимальной деформации сами по себе не могут служить критерием хрупкого разрушения, ибо сопротивление материала пластическому деформированию и разрушению зависит от схемы напряженного состояния.

2. Хрупкое разрушение, резко снижающее номинальную прочность сечения элемента конструкции, зависит от способности стали при данной температуре пластически деформироваться в условиях «жесткого» трехмерного растяжения, возникающего в окрестности концентратора, и определяется величиной напрягаемого объема, в котором максимальное нормальное σ_1 и октаэдрическое σ_i напряжения достигают достаточного уровня.

О ВЫБОРЕ ИСХОДНЫХ ТЕМПЕРАТУР ВОЗДУХА ДЛЯ СТАТИЧЕСКИХ РАСЧЕТОВ КОНСТРУКЦИИ

При проектировании промышленных сооружений часто возникает необходимость в расчетной оценке перемещений и внутренних усилий в несущей системе, вызванных изменением температуры воздуха. Нормативные документы по температуре воздуха не содержат некоторых важных характеристик, необходимых для выполнения такого расчета. В этой статье описан подход к анализу неблагоприятных изменений температуры воздуха, позволяющий выявить недостающие характеристики и дать их приближенную количественную оценку.

Изменение температуры воздуха во времени в данном географическом пункте обусловлено годовыми и суточными колебаниями, на которые накладываются случайные отклонения, связанные с изменчивостью температуры по годам и с резкими изменениями погоды в небольшие отрезки времени.

Годовой ход температуры может быть выявлен осреднением температур за одноименные месяцы в течение многих лет. Для большей части территории СССР, и в частности для Москвы, годовой ход может быть представлен графиком, показанным на рис. 1 (кривая 1).

Наблюдаемое в отдельные годы отклонение среднемесячной температуры воздуха от многолетней средней можно рассматривать как случайную величину. Поскольку каждому отдельному году наблюдения соответствует одно значение отклонения для данного календарного месяца, то относительная частота события, состоящего в появлении или превышении некоторого фиксированного значения отклонения, может быть определена по формуле

$$p = \frac{m}{n},$$

где m — число лет (случаев), когда это событие было отмечено; n — общее число лет наблюдений.

Величина, обратная p , является оценкой среднего числа лет, в течение которых рассматриваемое событие появляется один раз. Например, если $p=0,5$; $0,2$; $0,1$; $0,05$, то это означает, что

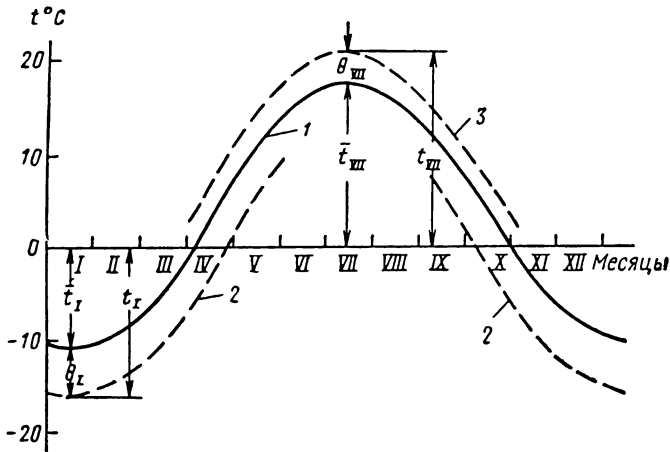


Рис. 1. График среднемесячных температур воздуха для Москвы

рассматриваемое событие повторяется в среднем один раз в каждые 2 года, 5, 10 и 20 лет соответственно.

А. Н. Лебедев показал, что распределение частот отклонений среднемесячных температур по множеству лет наблюдений хорошо согласуется с нормальным законом распределения. На основании этой работы и дополнительного анализа наблюдений по некоторым пунктам можно установить в среднем для территории СССР следующую связь между отклонениями Θ_I и Θ_{VII} среднемесячных температур января и июля в неблагоприятную сторону от многолетних средних значений и повторяемостью их превышения один раз в каждые n лет.

Повторяемость	$\Theta_I, ^\circ\text{C}$	$\Theta_{VII}, ^\circ\text{C}$
1 раз в 2 года	0	0
1 » » 5 лет	3	2
1 » » 10 »	5	3
1 » » 20 »	7	4

Таким образом, неблагоприятные среднемесячные температуры воздуха для января t_I и июля t_{VII} соответствующие определенной повторяемости, определяются (см. рис. 1, кривые 2 и 3) как:

$$t_I = \bar{t}_I - \Theta_I;$$

$$t_{VII} = \bar{t}_{VII} + \Theta_{VII},$$

где \bar{t}_I, \bar{t}_{VII} — многолетние среднемесячные температуры для января и июля.

Однако учет изменчивости среднемесячных температур воздуха не отражает возможных изменений среднесуточной температуры, связанных с резкими колебаниями погоды. Наибольший интерес представляют такие изменения в интервалы времени, охватывающие сутки с минимальной за зиму (максимальной — за лето) среднесуточной температурой. Для их анализа достаточно выбрать из ряда среднесуточных температур за каждую зиму (лето) месячный интервал (31 сутки), средним суткам которого соответствует минимальная (максимальная) температура.

Такие выборки были сделаны для трех пунктов с различающимися климатическими условиями (Москва, Целиноград, Якутск) и рядами наблюдений не менее 40 лет. Часть летней выборки для Москвы представлена в табл. 1.

Т а б л и ц а 1

Среднесуточные температуры воздуха в течение месяца, зарегистрированные летом в Москве обсерваторией Сельскохозяйственной академии

Год	Порядковый номер предшествующих суток							Средние суточные (с максимальной температурой)	Порядковый номер последующих суток						
	15	...	5	4	3	2	1		1	2	3	4	5	...	15
1920	17,8	...	19,2	20,5	24,1	25,7	27,6	29	24,1	20,3	21,5	22,7	24,5	...	14,6
1921	11	...	19,1	20,9	22,4	24,8	24,3	24,9	21,5	18,4	19,5	6,3	7,3	...	12,3
1922	8,6	...	18	20,5	20,4	16,2	20,4	25,3	22,2	22,1	14,7	13,6	14	...	16,3
1923	11	...	16,8	16	19,2	20,6	21,5	23,7	18,2	12,9	13,9	13,8	16,9	...	18
1924	17,1	...	15	18,9	21,5	18,8	20,4	26,8	24,6	24,3	22,7	15,8	16,4	...	16,3
...
1961	19,5	...	16,8	19,3	23,9	25,9	25	26,6	26,5	21,2	20,2	19,5	17,7	...	17

Затем для каждых суток с одинаковым порядковым номером были построены интегральные кривые распределения среднесуточной температуры (рис. 2), из которых получены значения среднесуточных температур различной повторяемости.

По совокупности этих значений были построены графики хода среднесуточных температур (рис. 3) для Москвы.

График, соответствующий повторяемости один раз в два года, представляет собой усредненный за многолетний период ход среднесуточных температур, в средней части которого может быть выделен температурный пик, ограниченный двумя прямыми отрезками (наклонные штрихпунктирные линии на рис. 3). Характер этого хода одинаков для всех трех пунктов.

Графики среднесуточных температур, соответствующие более редкой повторяемости, в первом приближении могут быть получены параллельным переносом усредненного хода на величину случайного отклонения среднесуточной температуры для выбранной повторяемости, которая принимается одинаковой для суток с различным номером и равной отклонению среднемесячной температуры той же повторяемости (см. Θ_I и Θ_{VII}).

Продолжительность и величина температурного пика при этом не изменяются. Специальные подсчеты показывают, что такой переход к графикам более редкой повторяемости не вызывает больших погрешностей на участке температурного пика, так как между откло-

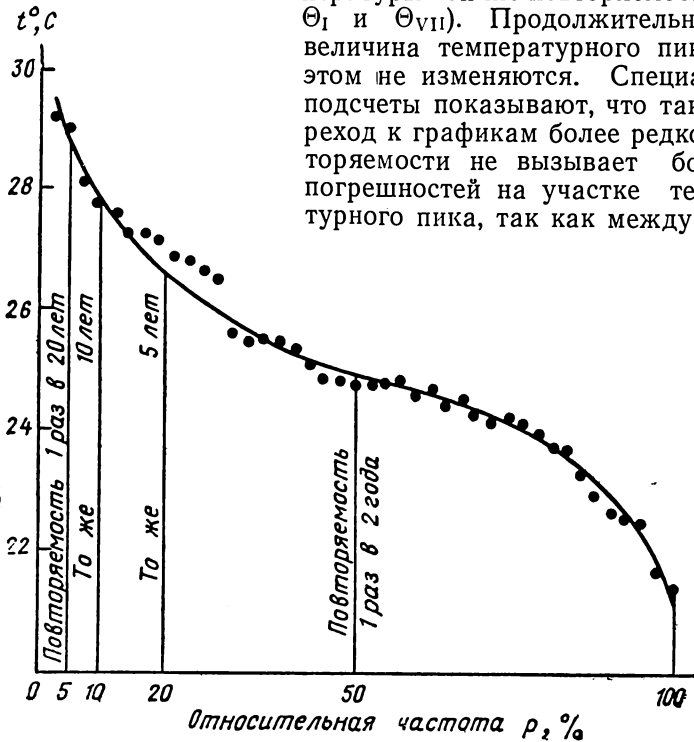


Рис. 2. Интегральная кривая распределения максимальных (летних) среднесуточных температур для Москвы за 40 лет

нениями среднесуточных температур, разделенных промежутком в 7—10 суток, достаточно тесная статистическая связь.

На основании обработанных данных продолжительность температурного пика может быть принята равной 10 суткам и для зимы и для лета. Величина температурного пика t^n определяется при некоторой выбранной повторяемости как абсолютное значение разности между максимальной (или минимальной) среднесуточной температурой и средней температурой интервала в 31 сутки; средняя температура может быть принята без большой погрешности, равной среднемесячной температуре января

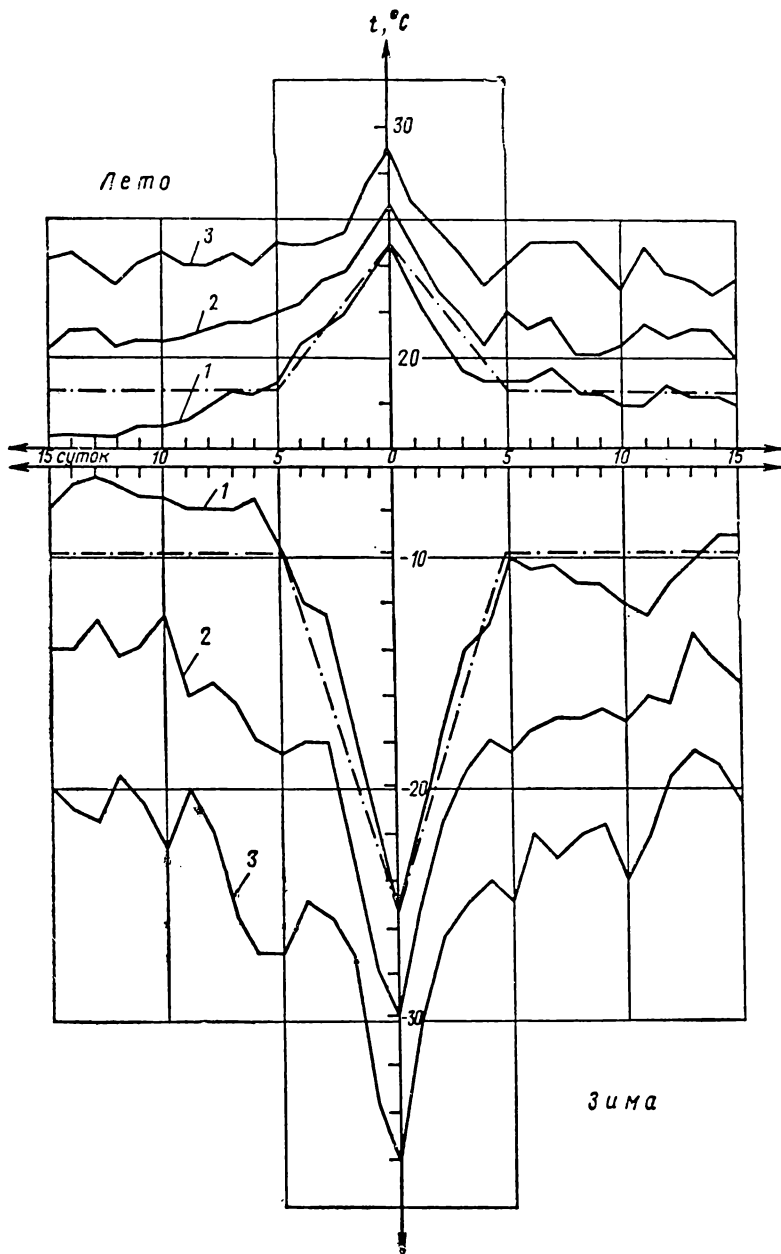


Рис. 3. Графики месячного хода среднесуточных температур воздуха для Москвы (летом и зимой) различной повторяемости
 1—один раз в два года; 2—то же, в 5 лет; 3—то же, в 20 лет

ря (или июля — для летнего периода), показанной на рис. 3 горизонтальной штрихпунктирной линией.

Из табл. 2 видно, что летние температурные пики среднесуточных температур воздуха t_{VII}^n для Москвы, Целинограда и Якутска близки. До проведения более обстоятельного анализа температур в различных пунктах СССР можно принимать $t_{VII}^n = 7^\circ \text{C}$.

Таблица 2

Зимние (t_T^n) и летние (t_{VII}^n) температурные пики различной повторяемости

Пункт	Зима				Лето			
	повторяемость один раз в							
	2 года	5 лет	10 лет	20 лет	2 года	5 лет	10 лет	20 лет
Москва	15,7	16,6	16,7	17,2	6,5	6,7	6,7	6,5
Целиноград	15,3	17,2	16,8	16,2	6,5	6,6	7	7
Якутск	11,1	10,2	10	9	5,6	4,9	6,3	6,5

Зимние температурные пики t_T^n значительно больше летних и различаются по пунктам. В связи с этим для нерассмотренных здесь пунктов рекомендуется определять t_T^n по абсолютному значению разности между температурой воздуха $t_{н1}$ наиболее холодных суток соответствующей повторяемости примерно один раз в 10 лет и среднемесячной температурой той же повторяемости для января, равной $(\bar{t}_I - 5^\circ \text{C})^*$.

Кроме изменений среднемесячных и среднесуточных температур следует учесть также колебания температуры воздуха в течение суток. Амплитуда суточных колебаний температуры в данной местности изменяется во времени (от месяца к месяцу, от суток к суткам) в зависимости от облачности, прозрачности и циркуляции атмосферы и других факторов. Анализ показывает, что случаи совпадения крайних значений среднесуточной температуры и амплитуды весьма редки. Поэтому, пока вопрос о сочетаниях этих характеристик не будет изучен более детально, предлагается принимать значения амплитуды температуры воздуха по многолетним средним значениям за январь (июль).

Прежде чем приступить к статическому расчету конструкций, необходимо перейти от температур воздуха к соответствующим температурам конструкции.

Для сооружений, в которых напряженное состояние и деформации несущей системы определяются главным образом температурными удлинениями (укорочениями) ее элементов, можно

* Пример. Для г. Свердловска многолетняя среднемесячная температура января $\bar{t}_I = -15,6^\circ$; температура наиболее холодных суток $t_{н1} = -39^\circ$. Температурный пик $t_T^n = |-37 - (-15,6 - 5)| = 16,4^\circ$.

ограничиться только определением средней по сечению температуры элементов.

Для открытых и неотапливаемых сооружений средние по сечению температуры элементов t_x и t_T (в холодный и теплый периоды года), соответствующие воздействию температуры воз-

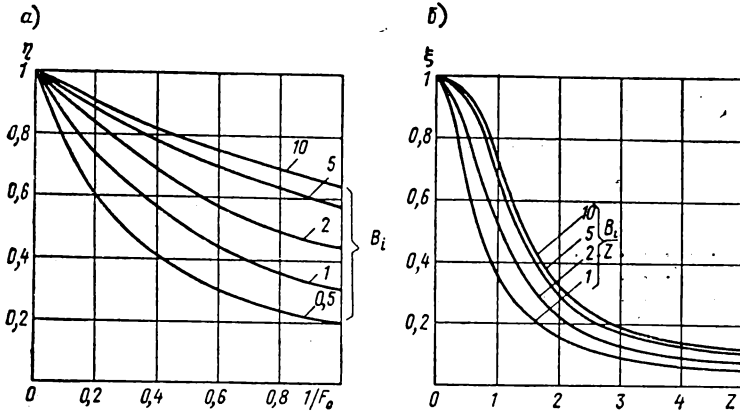


Рис. 4. Коэффициенты перехода от температуры воздуха к средней температуре конструкций для условий симметричного нагрева (охлаждения) элементов типа плиты

а—при изменении среднесуточных температур в виде температурного пика продолжительностью 10 суток (240 ч); б—при суточных гармонических колебаниях температуры воздуха; $Bi = \frac{\alpha}{\lambda} \delta$ — критерий Био; $Fo = \frac{\alpha \tau}{\delta^2}$ — кри-

терий Фурье; $Z = 0,362 \delta \sqrt{\frac{1}{a}}$; $a = \frac{\lambda}{c\gamma}$; δ — полутолщина плиты в м;

λ — коэффициент теплопроводности в $\text{ккал/м}\cdot\text{ч}\cdot\text{град}$; c — удельная теплоемкость в $\text{ккал/кг}\cdot\text{град}$; γ — объемный вес в кг/м^3 ; α — коэффициент теплообмена в $\text{ккал/м}^2\cdot\text{ч}\cdot\text{град}$; $\tau = 120$ ч (половина продолжительности температурного пика)

духа заданной повторяемости, могут быть определены по формулам:

$$t_x = t_I - \eta t_I^n - \xi A_I;$$

$$t_T = t_{VII} + \eta t_{VII}^n + \xi A_{VII},$$

где A_I, A_{VII} — амплитуды суточных колебаний температуры воздуха для января и июля; η, ξ — коэффициенты перехода от температуры воздуха к температуре конструкции, зависящие от теплофизических и геометрических характеристик элемента (для плит — рис. 4).

Для всех металлических, а также железобетонных конструкций толщиной до 10 см можно принять $\eta = 1, \xi = 1$. Для железобетонных конструкций толщиной до 40 см коэффициент η можно принять также равным единице.

Приведенные выше формулы относятся к немассивным конструкциям типа стержней, плит и оболочек, для которых можно считать, что изменение во времени среднемесячной температуры воздуха вызывают такое же изменение средней по сечению температуры элементов.

Эти же формулы могут быть распространены и на конструкции отапливаемых зданий при определении t_x и t_T для условий монтажа, а также при определении t_T для условий эксплуатации. Значение t_x для внутренних несущих конструкций отапливаемых зданий может быть принято равным температуре внутреннего воздуха t_B , а для определения t_x ограждающих конструкций должна быть рассмотрена несимметричная задача теплопроводности. В порядке первого приближения для обычных ограждающих конструкций отапливаемых зданий можно принять

$$t_x = \frac{t_B + (t_I - t_I^n)}{2}.$$

Значения t_x , t_T определяют тот интервал температур конструктивных элементов, который соответствует возможным изменениям температуры наружного воздуха при той или иной повторяемости. Однако для определения температурных деформаций и усилий в конструкциях необходимо определить температурные перепады, т. е. изменения температуры конструкции по отношению к температуре ее замыкания. При выборе температуры замыкания имеет значение длительность отрезка времени, в течение которого производится замыкание, и его положение относительно календаря. Эти данные, как правило, неизвестны при проектировании, что вносит в расчет неопределенность. В таких условиях предлагается при выборе температуры замыкания не учитывать влияние температурных пиков и суточных колебаний температуры воздуха и рассматривать два крайних случая: замыкание в зимних и летних условиях, принимая температуру замыкания по многолетним средним температурам воздуха для января и июля.

Тогда температурные перепады будут равны:

$$\text{положительный } \Delta t = t_T - \bar{t}_I;$$

$$\text{отрицательный } \Delta t = t_x - \bar{t}_{VII}.$$

В заключение отметим, что при расчете конструкций по различным предельным состояниям необходим различный подход к выбору исходных значений температуры воздуха. Нормативные среднемесячные и среднесуточные температуры предлагаются принимать по многолетним средним значениям, т. е. с повторяемостью один раз в два года, а расчетные — с повторяемостью один раз в 10 лет. Подсчеты показывают, что отношение расчетного перепада температур к нормативному, или, другими словами, условный коэффициент перегрузки, оказывается близким 1,1.

При расчетах конструкций отапливаемых зданий для условий монтажа предлагается учитывать только нормативные температуры воздуха.

При расчете по первому предельному состоянию и учете воздействия температуры воздуха в сочетании с другими нагрузками температурный перепад можно рассматривать как кратковременное воздействие (с введением соответствующих понижающих коэффициентов сочетаний). Исключения составляют случаи, когда в процессе эксплуатации здания температура конструкций изменяется во времени незначительно (например, внутренние несущие конструкции отапливаемых зданий), и температурный перепад должен рассматриваться как длительное воздействие.

При расчете конструкций по второму и третьему предельным состояниям с учетом длительности действия нагрузки правильнее, по-видимому, относить к кратковременному воздействию только ту часть температурного перепада, которая зависит от пика среднесуточных температур и амплитуды суточных колебаний A , остальную же часть температурного перепада следует рассматривать как длительное воздействие.

**НЕКОТОРЫЕ ВОПРОСЫ ИЗМЕНЧИВОСТИ
НАПРЯЖЕНИЙ ПОДКРАНОВЫХ БАЛОК
ОТ ВЕРТИКАЛЬНОЙ НАГРУЗКИ РАЗЛИВОЧНЫХ КРАНОВ**

Учет условий работы конструкции и изменчивости этих условий является одним из основных принципов методики расчета по предельным состояниям. Для дальнейшего развития и совершенствования расчета необходимо накопление опытных данных об изменчивости нагрузок и свойств материала, об изменчивости условий работы сооружения, конструкции или отдельных элементов.

В этой статье приведены результаты экспериментального исследования режима эксплуатации подкрановых балок в разливочном пролете мартеновского цеха, а также сделана попытка определения коэффициента перегрузки вертикальной крановой нагрузки для нормальной эксплуатации конструкций.

Измерения были выполнены в разливочном пролете мартеновского цеха завода «Амурсталь». Исследование касалось только сравнительно медленно изменяющихся основных напряжений, вызываемых влиянием подвижных крановых нагрузок. Эти основные напряжения связаны с выполняемыми краном производственными операциями. Так как величины грузов, частота их подъемов и число пробегов крана по длине цеха являются случайными величинами, то статистический метод учета этих факторов представляется наиболее эффективным. Он может дать объективный материал для суждения о влиянии режима эксплуатации на работу подкрановых конструкций.

При выборе места установки регистрирующей аппаратуры в разливочном пролете были учтены особенности подкрановых конструкций и особенности технологии производства в этом пролете.

Для установки регистрирующего прибора была принята балка, расположенная по оси печи и находящаяся в зоне наиболее интенсивной работы кранов. При проездах кранов изгибающие моменты и напряжения достигают наибольших значений вблизи середины пролета подкрановой балки. Изменчивость этих напряжений четко характеризует изменчивость силовых воздействий на балку. Кроме того, напряжения являются хорошей характеристикой для сравнения с расчетными параметрами.

При испытаниях напряжения измеряли проволочными тензодатчиками сопротивления, наклеенными в середине нижнего пояса подкрановой балки. Чтобы исключить влияние на результаты измерений микродефектов поверхности металла, тензодатчики были выбраны с базой 50 мм. Напряжения регистрировались

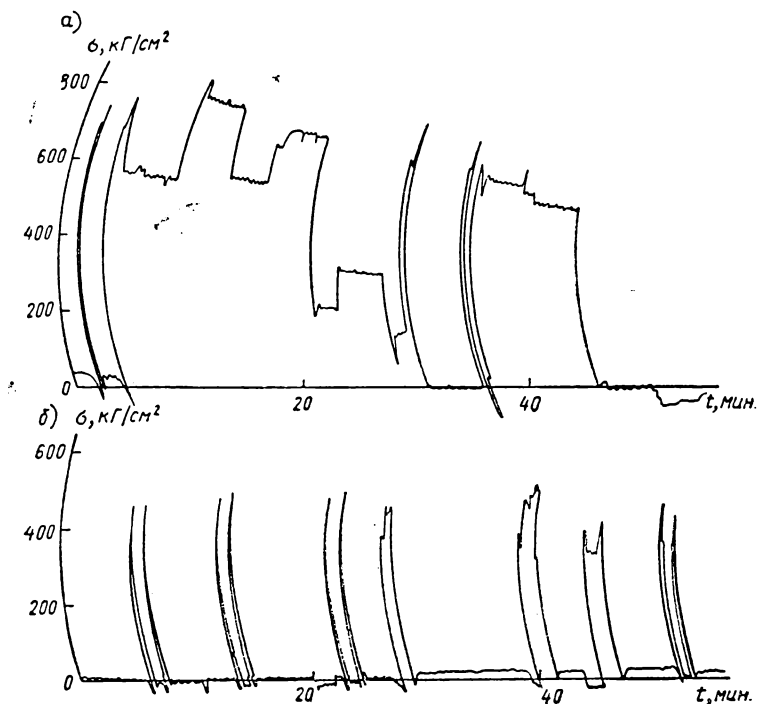


Рис. 1. Изменение напряжений в нижнем поясе подкрановой балки

а — при выполнении краном операций по разливке стали в изложницы;
б — при вспомогательных операциях крана

специально подготовленным самопишущим прибором на базе микроампермилливольтметра Н-373. На рис. 1 даны фрагменты осциллограммы, показывающие изменение напряжений во времени на нижнем поясе балки. Таким способом были получены данные об изменчивости напряжений подкрановой балки за 750 ч.

Обработка опытных данных, представленных осциллограммами, состояла в подсчете числа циклов с одинаковыми максимальными напряжениями; производилась она при помощи несложного электромеханического прибора.

Разливочные краны, работающие в мартеновском цехе, предназначены для:

а) транспортирования разливочного ковша от места выпуска стали у плавильных печей к находящимся в пролете составам с изложницами;

б) транспортирования порожних разливочных, шлаковых ковшей, отдельных изложниц и выполнения других вспомогательных работ.

Изменение во времени напряжений в подкрановых балках может быть определено для больших нагрузок довольно точно и

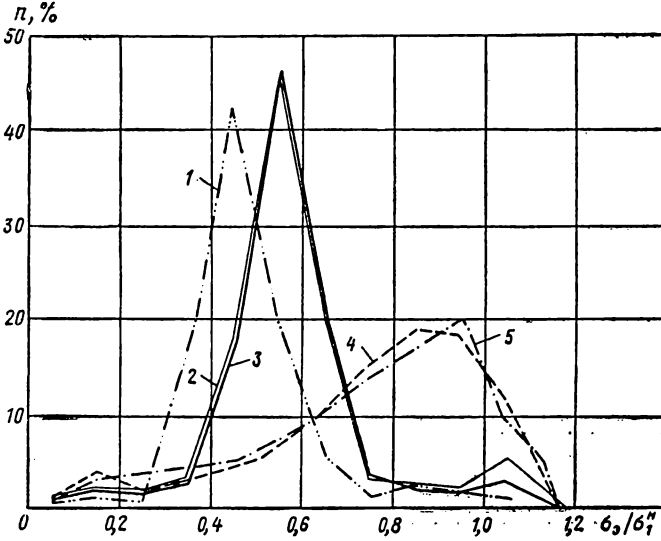


Рис. 2. Эмпирические распределения напряжений в нижнем поясе подкрановой балки

1— $T=24$ ч; 2— $T=240$ ч; 3— $T=750$ ч (для всех операций крана);
4— $T=24$ ч; 5— $T=240$ ч (для операций крана по разливке стали)

повторяется оно при каждом процессе разливки. На рис. 1, а показано изменение напряжений во времени в подкрановой балке в период разливки стали из ковша в изложницы. Уровень напряжений от перемещения наполненного ковша значительно выше, чем при прочих транспортировочных работах.

Отсюда следует, что кривые распределения напряжений в подкрановых балках можно подразделить на:

а) кривые распределения напряжений при транспортировании кранами наполненных ковшей (назовем их условно кривыми главного распределения);

б) кривые распределения напряжений при прочих транспортировочных работах (назовем их кривыми вспомогательного распределения).

Повторяемость напряжений от главных и вспомогательных нагрузок в нижнем поясе подкрановой балки показана на рис. 2.

Вес заполненного разливочного ковша колеблется очень мало, так как емкость печей — величина постоянная, а объем ковша изменяется лишь незначительно по мере износа футеровки. Наибольшие напряжения по главной кривой распределения изменяются очень незначительно при изменении длительности регистрации.

В таблице даны основные статистические характеристики эмпирического распределения напряжений при различной длительности проведения испытаний. Распределение характеризуется сравнительно небольшим разбросом значений. Наиболее вероятные значения напряжений (моды полигонов) составляют всего $0,5—0,55 \sigma_1^H$ (напряжения, подсчитанного от нормативной нагрузки одного крана). Это объясняется тем, что большинство проездов разливочных кранов по цеху происходит с мелкими деталями снаряжения ковша, а величины напряжений в подкрановых балках при этом соответствуют нагрузке от веса крана.

Статистическая характеристика	Период испытаний T в ч			
	8	24	240	750
Мода распределения m_0	0,45	0,55	0,55	0,55
Средняя арифметическая \bar{x}	0,502	0,518	0,548	0,55
Стандарт	0,161	0,154	0,148	0,146
} в долях σ_1^H				
Асимметрия A	—0,4	—0,32	—0,09	—0,06
Экссес E	1,83	2,5	2,75	2,75
Коэффициент вариации γ	0,32	0,298	0,27	0,266

Сравнивая полигоны и статистические характеристики распределения напряжений от всех операций крана при различной длительности регистрации, можно отметить, что моды и средние арифметические полигонов практически совпадают. Характеристики рассеяния распределений (стандарт, коэффициент вариации) при увеличении длительности регистрации уменьшаются, а затем при увеличении периода измерений с 240 до 750 ч это уменьшение уже незначительно.

Таким образом, устойчивый статистический характер распределения напряжений подкрановых балок получается в результате обработки опытных данных по осциллографической записи за 8—10 суток. Это объясняется тем, что металлургическое производство является весьма стабильным повторяющимся процессом, и поэтому результаты, полученные за такой промежуток времени, можно экстраполировать на более длительный период эксплуатации цеха.

Максимальные измеренные эксплуатационные напряжения в период испытаний достигли 950 кг/см^2 .

Ниже дано сравнение (в $\kappa\Gamma/\text{см}^2$) экспериментальных и расчетных данных:

σ_1^H	826
σ_2^H	1146
σ_1^a	720
$\sigma_{\text{макс}}^a$	950

Здесь σ_1^H — напряжения в балке от нормативной нагрузки одного крана (по расчету); σ_2^H — то же, двух кранов (по расчету); σ_1^a — измеренные напряжения от нормативной нагрузки одного крана; $\sigma_{\text{макс}}^a$ — измеренные максимальные напряжения в период испытаний.

Зная величины экспериментальных и расчетных напряжений (от нормативной нагрузки) для одного крана, определяем величину конструктивной поправки:

$$K = \frac{\sigma_1^a}{\sigma_1^H} = \frac{720 \kappa\Gamma/\text{см}^2}{826 \kappa\Gamma/\text{см}^2} = 0,87.$$

Коэффициент перегрузки n с учетом действительных напряжений определяется из условий:

$$\sigma_{\text{макс}}^a = \sigma_2^H n;$$

$$n = \frac{\sigma_{\text{макс}}^a}{K\sigma_2^H} = \frac{950 \kappa\Gamma/\text{см}^2}{0,87 \cdot 1146 \kappa\Gamma/\text{см}^2} = 0,95.$$

Таким образом, за весь период испытаний не было зарегистрировано ни одного случая превышения нормативных напряжений от двух кранов. Число циклов загрузки подкрановой балки составило при этом 9671. Следует отметить, что число циклов загрузки подкрановой балки также зависит от технологического процесса и является величиной, довольно постоянной (280—330 загрузок в сутки).

На основании изучения режима эксплуатации подкрановых балок в разливочном пролете мартеновского цеха можно отметить, что вертикальные нагрузки от разливочных кранов не превышают своих нормативных значений и весьма редко приближаются к ним.

Эта методика статистических исследований может быть рекомендована для анализа изменчивости силовых воздействий в различных элементах строительных конструкций.

Однако необходимо продолжать статистические исследования режима эксплуатации подкрановых балок в разных цехах металлургического производства с различным назначением кранов и особенностями технологического процесса.

**СТАТИСТИЧЕСКОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ ОДНОРОДНОСТИ СТАЛЕЙ
ВМСт.Зсп и 10Г2С1 ПО МЕХАНИЧЕСКИМ ХАРАКТЕРИСТИКАМ
В ПРЕДЕЛАХ ПАРТИИ**

Повышение надежности строительных конструкций и более рациональное использование материала требуют дальнейшего развития методики расчета по предельным состояниям, и прежде всего уточнения системы расчетных коэффициентов с широким использованием статистических методов.

Вот почему большое значение приобретает изучение изменчивости свойств металла, что позволит более обоснованно подойти к определению коэффициентов однородности.

Методика определения коэффициента однородности основывается на статистической обработке результатов приемочных испытаний на заводе-поставщике. Кривая распределения, полученная на основе этих испытаний, служит исходными данными для назначения коэффициента однородности.

Фактически такой подход не учитывает контроля качества стали на заводе и, очевидно, идет в запас прочности, не всегда оправданный. Как неоднократно указывал Н. С. Стрелецкий, появление металла с характеристиками ниже отбраковочного минимума — сугубо временное явление и объясняется недостатками контрольных испытаний.

По существующим нормам контроль качества строительных сталей ограничивается испытанием одного-двух образцов на партию. Столь малая выборка не может полностью характеризовать свойства стали данной партии, и эффективность контроля зависит от того, насколько велик разброс свойств в пределах партии, т. е. в металле одной плавки и одного профиля.

В этой статье приводятся результаты статистического исследования однородности сталей ВМСт. Зсп и 10Г2С1 в пределах партии. Все испытания проводились для листового металла толщиной от 8 до 20 мм, прокатанного из слитков весом до 3,5 т. В каждой партии металла испытывалось от трех до 29 образцов, при этом получали предел текучести σ_T , предел прочности σ_{Br} и относительное удлинение δ .

Было испытано свыше 500 образцов из стали ВМСт.Зсп и 600 — из стали 10Г2С1. Однородность партии определяется отклонением параметра от его среднего значения, т. е. величиной

$$\Delta_{k,i} = a_{k,i} - \bar{a}_k,$$

где $a_{k,i}$ — значение параметра для образца i партии k ; \bar{a}_k — среднее значение параметра в партии k , или вариацией

$$\delta_{k,i} = \frac{a_{k,i} - \bar{a}_k}{\bar{a}_k}.$$

Поскольку результат каждого отдельного испытания случаен, отклонение $\Delta_{k,i}$ и вариация $\sigma_{k,i}$ — случайные величины, законы распределения которых можно получить по экспериментальным данным. Очевидно, для каждой партии существует распределение, отвечающее ее особенностям. В нашей постановке задачи важно получить обобщенную кривую распределения свойств металла в партии, поэтому рассматриваем $\Delta_{k,i}$ и $\delta_{k,i}$ по всем партиям. Так как

$$\sum_{i,k} \Delta_{k,i} = 0; \quad \sum_{i,k} \delta_{k,i} = 0,$$

центр распределения находится в нулевой точке, а средние квадратичные отклонения:

$$\sigma_{\Delta} = \sqrt{\frac{\sum_{i,k} \Delta_{k,i}^2}{\sum_k n_k}};$$

$$\sigma_{\delta} = \sqrt{\frac{\sum_{i,k} \delta_{k,i}^2}{\sum_k n_k}},$$

где n_k — число испытаний в партии k .

Таким способом были обработаны все результаты испытаний. Кривые распределения близки к нормальным. В табл. 1 (сталь ВМСт.Зсп) и 2 (сталь 10Г2С1) представлены стандарты, отклонения и вариации для исследуемых сталей.

Таблица 1

Стандарты	σ_T	$\sigma_{вр}$	δ_{10}
Отклонения	0,97 (1,47)	0,85 (1,7)	2,09 (2,3)
Вариации	0,033 (0,05)	0,020 (0,039)	0,081 (0,09)

Таблица 2

Стандарты	σ_T	$\sigma_{вр}$	δ_5
Отклонения	2,10 (2,54)	2,20 (2,93)	3,70 (4,16)
Вариации	0,054 (0,066)	0,039 (0,052)	0,145 (0,164)

Для сопоставления с характеристиками однородности стали в пределах партии были обработаны данные приемочных испытаний сталей по всем партиям.

Стандарты и вариации для всех показателей даны в скобках. По результатам исследования можно заключить, что сталь в пределах партии весьма неоднородна. Изменчивость по пределу текучести в одной партии для стали ВМСт.Зсп лишь в 1,5, а для стали 10Г2С1 в 1,21 раза меньше, чем изменчивость по всем партиям.

Соответственно по пределу прочности эти соотношения 2 и 1,34, а по относительному удлинению — 1,1 и 1,13.

СО Д Е Р Ж А Н И Е

	Стр.
Предисловие	3
Н. С. Стрелецкий. К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям	5
А. А. Гвоздев. К вопросу о ближайших перспективах расчета конструкций по предельным состояниям	38
А. В. Геммерлинг. Предельные состояния для статически неопределимых конструкций	44
А. И. Кикин. Пути приближения предельных состояний к реальным условиям работы конструкций	49
Е. Н. Лессиг. Некоторые вопросы расчета конструкций по предельным состояниям	52
Б. И. Беляев. О некоторых предложениях по развитию методики предельных состояний	56
В. А. Балдин. К вопросу дальнейшего совершенствования метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям	63
С. А. Семенцев. Некоторые вопросы расчета строительных (крупнопанельных и каменных) конструкций	71
К. Э. Таль. О некоторых принципиальных положениях совершенствования методики расчета по предельным состояниям	76
Н. Б. Лялин. Совершенствуя методику расчета,— использовать опыт мостовиков	82
Н. Н. Стрелецкий. Первоочередные вопросы развития методики предельных состояний	87
В. Г. Писчиков. Замечания по вопросу о первом и втором предельных состояниях	96
К. К. Муханов. О предельных состояниях при проектировании стальных конструкций	100
В. А. Труль. Эксперимент в свете принципов расчета сооружений по предельным состояниям	108
И. Я. Коган. К расчету кранов по предельным состояниям	113
В. А. Киселев. О записи условий прочности по первому предельному состоянию	122
Б. Н. Кошутин. Статическая оценка надежности сооружений одна из задач развития методики расчета	124
А. С. Довженко. О критериях оценки предельных состояний стальных конструкций	129
А. Ф. Лилеев. О повышении уровня проектирования на базе развития методики расчета по предельным состояниям	135
А. Б. Злочевский. К вопросу об установлении расчетных критериев хрупкого разрушения как третьего предельного состояния элементов конструкций	140
И. А. Беляшев. О выборе исходных температур воздуха для статических расчетов конструкций	148
Ю. С. Кунин. Некоторые вопросы изменчивости напряжений подкрановых балок от вертикальной нагрузки разливочных кранов	157
Б. Ю. Уваров. Статистическое исследование однородности сталей ВМСт.Зсп и 10Г2С1 по механическим характеристикам в пределах партии	162

УДК 624.042.1

К вопросу развития методики расчета по предельным состояниям. Н. С. Стрелецкий. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат, (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 33 рис. 10.

Анализируется структура предельных состояний по действующим нормам и предлагается новая система из трех предельных состояний, связанные со стационарным процессом эксплуатации.

Предлагается рассматривать аварии как редкие явления по схеме Пуассона, считая, что аварийное состояние выходит за пределы обычного расчета.

Предлагается первое предельное состояние определять не силовыми факторами, а предельной деформацией.

Рассматривается предельное неравенство расчета конструкций и предлагается использовать при определении параметров расчета с учетом времени эксплуатации временные ряды, которые имеют большие и малые периоды. Предлагается нормативное сопротивление определять исходя из экономии стоимости.

Анализируется предельное состояние, соответствующее нормальной эксплуатации. Рассматривается структура коэффициентов перегрузки, однородности и условий работы.

Дается характеристика III предельного состояния (отступление от нормальной эксплуатации и хрупкой работе материала). Ставятся вопросы, решение которых необходимо для установления критериев этого предельного состояния.

Даны предложения по совершенствованию методики расчета по предельным состояниям.

УДК 624.041.6

К вопросу о ближайших перспективах расчета конструкций по предельным состояниям. А. А. Гвоздев. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 6 рис. 1.

Рассматриваются работы Европейского комитета по бетону по использованию методики расчета по предельным состояниям.

Предлагается система двух предельных состояний, различающихся по назначению. Цель первого — обеспечить надежность. Второго — эксплуатационную пригодность.

Предлагается разрешить на бетонных заводах определять среднюю прочность бетона по заданному расчетному сопротивлению в зависимости от реальных условий изготовления.

УДК 624.041.2

Предельные состояния для статически неопределимых конструкций. А. В. Геммерлинг. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 5.

Указывается, что одна из ближайших задач — переход от расчета отдельных элементов к расчету целых конструкций и их комплексов. Излагаются соображения по определению предельных состояний статически неопределимых металлических конструкций.

УДК 624.042.1

Пути приближения предельных состояний к реальным условиям работы конструкций. А. И. Кикин. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 3.

Указывается, что некоторые нормативные нагрузки завышены, назначены без учета их изменчивости и требуют дальнейшего изучения. Отмечается, что необходимо научно разработать нормативы предельных перемещений.

УДК 624.042.1

Некоторые вопросы расчета конструкций по предельным состояниям. Е. Н. Лессиг. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 4.

В статье рассматривается вопрос влияния структуры материала на его упруго-пластическую работу, предлагается включить в СНиП расчет металлических конструкций по пределу длительной прочности и уточнить терминологию и нагрузки, относящиеся к расчету конструкций по второму предельному состоянию.

УДК 624.042.1

О некоторых предложениях по развитию методики предельных состояний. Б. И. Беляев. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 7.

На основании анализа аварий стальных конструкций указывается, что они в подавляющем большинстве могут быть предупреждены расчетом. Наиболее частые причины аварий — потеря устойчивости при сжатии. Предлагается изменить расчетные коэффициенты для проверки на устойчивость.

Предлагается ввести коэффициенты, связывающие работу конструкции с расчетной физикогеометрической моделью.

Приводятся соображения о назначении нагрузок и расчетных сопротивлений в зависимости от срока эксплуатации.

УДК 624.042.1

К вопросу дальнейшего совершенствования метода расчета строительных конструкций по предельным состояниям. В. А. Балдин. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 8. рис. 6.

В статье рассматриваются понятия предельных состояний и даются предложения по их определению. Автор предлагает оставить два предельных состояния. Предлагается классификация нагрузок и подход к их разделению на нормативные и расчетные.

УДК 624. 012. 3. 042. 1

Некоторые вопросы расчета строительных (крупнопанельных и каменных) конструкций. С. А. Семенов. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 5.

Указывается, что для большинства строительных конструкций основным должно остаться предельное состояние по несущей способности. Рассматривается возможность применять статистический метод для оценки надежности конструкций.

УДК 624. 012. 3.042.1

О некоторых принципиальных положениях совершенствования методики расчета по предельным состояниям. К. Э. Галь. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 6.

Излагается методика определения расчетных сопротивлений бетона и арматуры, разработанная Европейским комитетом по бетону и указывается, что преимуществом этой методики является учет различных обстоятельств действительных размеров и свойств конструкций с помощью дополнительного коэффициента запаса. Этот подход после корректировки может быть использован в нормах.

Рассматриваются условия, при выполнении которых конструкции могут быть безаварийными.

УДК 624. 042. 1

Совершенствуя методику расчета,— использовать опыт мостовиков. Н. Б. Лялин. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 5.

Рассматривается эволюция методики расчета по допускаемым напряжениям и рассматриваются некоторые недостатки методики расчета по предельным состояниям.

Предлагается разделить все предельные состояния на две группы: нарушение эксплуатации и затруднение нормальной эксплуатации; ввести понятия устойчивости положения и устойчивости формы.

Излагается способ расчета на выносливость мостовых конструкций по СН 200—62. Приводятся некоторые соображения по величинам коэффициентов перегрузки, сочетаний, условий работы.

УДК 624. 042. 1

Первоочередные вопросы развития методики предельных состояний. Н. Н. Стрелецкий. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 9, рис. 1.

Критикуется принятая в СНиП классификация предельных состояний и предлагается классификация, построенная по признаку степени исчерпания эксплуатационной способности. Приводится схема классификации предельных состояний, которые подразделены на три класса: аварийное нарушение эксплуатации, необходимость прекращения эксплуатации, затруднения для нормальной эксплуатации. Рассматриваются отдельные виды предельных состояний. Даны соображения о наименовании расчетных коэффициентов.

УДК 624.042.1

Замечания по вопросу о первом и втором предельных состояниях. В. Г. Писчиков. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 4.

Обсуждаются критериумы первого предельного состояния. Подчеркивается, что нормы прогибов и других перемещений, необходимые при расчете по второму предельному состоянию, необходимо экспериментально обосновать.

УДК 624.014.2.042.1

О предельных состояниях при проектировании стальных конструкций. К. К. Муханов. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 8 рис. 1.

В статье показано, что первое предельное состояние по несущей способности конструкции определяется в основном предельными перемещениями или деформациями.

Расчет хрупких поврежденных отнесен к третьему предельному состоянию. Приводится пример определения предельного состояния ступенчатой стальной колонны рамы.

УДК 624.042.1

Эксперимент в свете принципов расчета сооружений по предельным состояниям. В. А. Труль. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 6.

Показывается, что проведение эксперимента должно предусматривать невозможность тождественной имитации объекта испытаний в связи с изменчивостью свойств и условий работы. Ряд факторов условий работы не воспроизводится во время эксперимента, а некоторые — проявляются. Приводятся формулы, которые по результатам эксперимента позволяют сделать вывод о достаточной несущей способности конструкции.

УДК 624.873.001.24.624.04

К расчету кранов по предельным состояниям. И. Я. Коган. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 9.

Дана классификация отказов кранов и их элементов по длительности, по характеру появления, по виду нагрузок, вызывающих отказы, по влиянию отказа элемента на остальную конструкцию.

Приводится решение задачи о оптимальном значении вероятности отказа.

Предлагается подразделить краны на четыре класса по степени ответственности, характеризуемой величиной убытков от простоя. Учет повышенной ответственности — с помощью коэффициента условий работы.

Рекомендуется режим работы отдельных механизмов крана характеризовать относительной нагрузкой и относительным временем ее действия.

Дается характеристика трех предельных состояний для кранов.

УДК 624.041.6

О записи условий прочности по первому предельному состоянию. В. А. К и с е л е в. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 2.

Предлагается новая форма записи условия прочности с учетом принятой гипотезы прочности.

УДК 624.041.6

Статистическая оценка надежности сооружений — одна из задач развития методики расчета. Б. Н. Ко ш у т и н. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева) Стр. 5.

Рассматриваются возможности увеличения надежности сооружений без увеличения расхода материалов. Предлагается как оценка надежности вероятность нарушения условия предельного состояния. Дана формула подсчета полной вероятности с учетом реальных закономерностей и изменения нагрузок во времени.

УДК 624.014.2.042.1

О критериях оценки предельных состояний стальных конструкций. А. С. Д о в ж е н к о. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 6.

Рассматриваются вязкое, квазихрупкое и хрупкое разрушения стальных образцов. Предлагается классифицировать основные виды предельных состояний стальных конструкций на три состояния по несущей способности, по развитию деформаций по хрупкой прочности. Даны характеристики и функциональные зависимости этих предельных состояний.

УДК 624.014.2.042.1

О повышении уровня проектирования на базе развития методики расчета по предельным состояниям. А. Ф. Л и л е е в. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат, (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 5.

Рассматриваются предельные состояния. Предлагается при проектировании указывать условия эксплуатации сооружения.

Подчеркивается опасность для металлических конструкций третьего предельного состояния — раскрытия трещин.

Обсуждаются вопросы назначения расчетных нагрузок и сочетаний.

УДК 624.014.2.042.1

К вопросу об установлении расчетных критериев хрупкого разрушения как третьего предельного состояния элементов конструкций. А. Б. Злочевский. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 8 рис. 2.

Рассматриваются факторы, способствующие хрупкому разрушению. Приводятся результаты растяжения стальных образцов с различными концентраторами при различных температурах. Делается вывод о том, что хрупкое разрушение определяется величиной напрягаемого объема, в котором максимальное нормальное и октаэдрическое напряжения достигают достаточного уровня.

УДК 624.042.5

О выборе исходных температур воздуха для статических расчетов конструкций. И. А. Белыйшев. «Развитие методики расчета по предельным состояниям» Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 7 рис. 4.

Приводятся данные по статистическому исследованию температур воздуха для различных пунктов. Даны рекомендации по использованию этих данных для расчета конструкций по методике предельных состояний.

УДК 624.072.2.042

Некоторые вопросы изменчивости напряжений подкрановых балок от вертикальной нагрузки разливочных кранов. Ю. С. Кунин. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 7. рис. 2.

Приводится методика и результаты экспериментального определения коэффициента перегрузки вертикальной крановой нагрузки для процесса нормальной эксплуатации конструкций разливочного пролета мартеновского цеха.

УДК 691.714:620.17

Статическое исследование однородности сталей ВМСт.Зсп и 10Г2С1 по механическим характеристикам внутри партии. Б. Ю. Уваров. «Развитие методики расчета по предельным состояниям». Сб. статей. М., Стройиздат (МИСИ им. В. В. Куйбышева). Стр. 3.

Приводятся результаты статистического исследования механических свойств образцов, изготовленных из листовой стали толщиной от 8 до 20 мм марок ВМСт.Зсп и 10Г2С1.

Установлено, что сталь одной партии весьма неоднородна по пределу текучести, пределу прочности и по относительному удлинению.