

УДК 624.011:539.4

## **ЭВОЛЮЦИЯ ВЗГЛЯДОВ НА ЗАДАЧИ И МЕТОДЫ РАСЧЕТА СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ**

**ГВОЗДЕВ А. А.**

За время моей долгой жизни мне пришлось быть не только свидетелем, но также и участником многих дискуссий и мероприятий, которые привели к существенному изменению требований к расчету строительных конструкций, а также методов удовлетворения этим требованиям. Представляется небезынтересным оглянуться не только на прожитой, но и на предшествующий ему период, а также сделать попытку сориентироваться, в каком направлении пойдет сегодня интересующая нас эволюция.

Было бы полезно расширить задачу, охватив и другие отрасли техники (судостроение, авиацию и т. д.), но это выходит за пределы моих возможностей.

Первые расчеты конструкций были, как известно, даны Галилеем (1638 г.)<sup>1</sup>. Он рассматривал условия, при которых цилиндры или брусья ломаются или разрываются, и сделал в этом отношении ряд справедливых и глубоких выводов, показав, что момент, способный сломать балку, пропорционален ее ширине и квадрату высоты, что с увеличением всех линейных размеров в одно и то же число раз ее собственный вес растет с кубом масштабного параметра, а площади сечений — с его квадратом. Вот почему, например, природа не могла бы создать животных, во много раз превосходящих своими размерами существующие виды, не изменив при этом пропорций их костей. Момент внешних сил относительно края сечения, вызывающий излом бруса, равен по Галилею произведению усилия, способного разорвать брус, на плечо, составляющее половину высоты сечения. Представляется, что принятая им картина излома, при которой взаимный поворот частей ломающейся балки происходит вокруг оси, расположенной на краю сечения, навеяна разрушением призмы, например архитрава или колонны из камня, у которого сопротивление сжатию более чем на порядок выше сопротивления растяжению.

В XVII и XVIII вв. условиями разрушения конструкций и их элементов занимались многие ученые, в том числе и Кулон, который в своем мемуаре 1776 г. «Опыт применения правил максимума и минимума к некоторым проблемам статики, относящимся к архитектуре» рассмотрел наряду с разрушением материала путем отрыва разрушение путем сдвига, которому сопротивляются совместно силы сцепления и трения. Анализируя различные кинематически возможные состояния изучаемых систем, Кулон выявляет для них условия предельного равновесия, с нарушением которых должно произойти разрушение. Свою теорию Кулон

<sup>1</sup> Библиографические данные о большинстве упоминаемых здесь работ можно найти в трудах по истории строительной механики, в частности в кн.: Тимошенко С. П. История науки о сопротивлении материалов с краткими сведениями из теории упругости и теории сооружений. М.: Гостехиздат, 1957. 536 с.

применил к сжатым столбам, земляным массам, поддерживаемым подпорными стенками, и к сводам, состоящим из жестких и прочных клиньев. В первых двух случаях принималась во внимание возможность скольжения по тем или иным плоскостям, а в последнем — сочетание скольжений или раскрытий в нескольких швах.

Мысль о предельном равновесии использовалась в начале XIX в. также для решения других статически неопределимых задач. Так, например, согласно сообщению Навье [1], Фурье решал задачу о наибольшей сосредоточенной силе, приложенной к любой точке «абсолютно жесткой линии», поддерживаемой тремя опорами, реакции которых ограничены заданными пределами.

Методом предельного равновесия пользовались для расчета сводов до середины XIX в. и даже позднее, однако в ту эпоху не было достаточной ясности в отношении условий применимости метода.

Еще во второй половине XVII столетия, не в связи со строительными конструкциями, а с пружинами, возникло учение об упругости. Гук в «Лекциях о способности к восстановлению или о пружинах» (1678 г.) говорит вполне четко о том, что при изгибе волокна на выпуклой стороне растягиваются, а на вогнутой сжимаются, из чего и возникает стремление бруса выпрямиться. О таких же деформациях говорит на основании произведенных опытов и Мариот (1680 г.).

Яков Бернулли (1694 г.), исходя из пропорциональности кривизны в каком-либо сечении упругого стержня изгибающему моменту, вывел уравнение упругой линии, а Леонард Эйлер (1744 г.) дал классификацию упругих кривых, отвечающих действию сосредоточенной силы. Оба автора рассматривали большие перемещения. В добавлении к той же работе, озаглавленном «О силе колонн», Эйлер дал также названную его именем формулу для критической силы, добавив, что ею можно пользоваться для деревянных колонн, «как подверженных изгибу». Об изгибе каменных колонн в то время еще не помышляли.

Постепенно уточнялось для упругих материалов и распределение напряжений в сечениях (Паран, 1713 г., Юнг, 1807 г.). Ограничиваясь рассмотрением малых перемещений, Навье существенно упростил получение выражений для упругих кривых: Эйтельвейн (1808 г.) дал решение упругой неразрезной балки. Навье и Коши заложили основы теории упругости. Таким образом открылась возможность определять для многих конструкций их напряженное состояние в предположении линейной упругости материала.

Разработке теории деформаций и напряжений для упругих тел способствовали и сопутствовали эксперименты, позволившие также установить прочностные и упругие характеристики материалов.

Принципиально новые данные получил Бюффон, исследуя свойства древесины. Он обнаружил, что при длительном действии постоянной нагрузки прогибы балок постепенно возрастают, т. е. что древесина обладает ползучестью, а также, что длительное выдерживание под достаточно высокой нагрузкой может завершиться разрушением балок, хотя при кратковременном загрузении разрушение произошло бы только под нагрузкой большей интенсивности. Иными словами, было выявлено различие между временным и длительным сопротивлением материала.

Опыты Бюффона побудили Навье выдвинуть новый принцип расчета конструкций. В предисловии к своему курсу (1826 г.), упомянув в нескольких словах о работах по определению «сопротивления тел силам, стремящимся их разрушить», он продолжает: «эти работы до сих пор принесли больше пользы прогрессу математики, чем усовершенствованию строительного искусства. Большинство конструкций определяет разме-

ры частей сооружений и машин по установившимся правилам и имеющимся образцам». Обращая внимание на недостаточность такой практики, Навье далее пишет: «Сопrotивление разрушению недостаточно для проектирования, так как надо знать не разрушающую силу, а ту, которой можно нагрузить элемент без того, чтобы изменения, возникающие в нем, возрастали со временем».

Хотя в этом тексте нет прямой ссылки на Бюффона, очевидно, что Навье имеет в виду накопление повреждений, происходящих под влиянием высоких напряжений и приводящих в конечном счете к исчерпанию длительной прочности. Отмечая, что величина длительного сопротивления редко может быть объектом прямых экспериментов, он предлагает обратный путь: определить безопасные напряжения из расчета существующих сооружений. Это он и делает для ряда материалов, вводя соответствующие им величины допускаемых напряжений.

Хотя по замыслу Навье эти величины должны были обезопасить от «отдаленного разрушения», т. е. определяться в зависимости от длительного сопротивления материалов, на самом деле, отражая достигнутый к тому времени практический опыт, они определились целым комплексом причин, причем для разных материалов роль тех или иных факторов была существенно различна. Иногда, например, могла ограничивать усталость материала, о которой в то время не имели еще ясного представления.

Тем не менее предложение Навье оказалось своевременным, было быстро воспринято инженерами и стало все шире применяться для железных (из сварочного железа), чугунных и деревянных, а постепенно и для каменных конструкций. Впрочем, деформации кирпичной кладки, а особенно камней прочных пород, были так малы, что эти материалы долго не решались рассматривать как упругие тела, хотя Навье в курсе 1826 г. уже указывал, что во избежание раскрытия швов свода кривая давления не должна выходить из средней трети его толщины. Первый расчет арки как деформируемого упругого бруса дал Бресс в 1848 г. Более точные измерения перемещений каменных сводов показали, что и они ведут себя как упругие. Расчет сводов методом предельного равновесия стал отходить в прошлое. К тому же наряду со сводами из кирпича и тесаных камней, в которых швы, заполненные слабым раствором, реально существовали, стали шире применять монолитные бетонные, а затем и железобетонные своды.

Расчет сооружений как упругих систем с ограничением напряжений допустимыми значениями стал настолько господствовать в проектной практике и в преподавании, что раздел, касающийся давления сыпучих тел, представлялся в курсе строительной механики, который нам читали во втором десятилетии века, совершенно инородным материалом.

Надо отметить, что применение допускаемых напряжений носило в ряде случаев искусственный характер. Так, например, снижение допускаемых напряжений для гибких сжатых элементов определялось отнюдь не опасением накопления повреждений в материале, а опасностью потери устойчивости, завершающейся обычно разрушением конструкции или ее элемента.

Как упругие тела и по допускаемым напряжениям рассчитывались и железобетонные конструкции. Их особенностью было то, что бетон и стальная арматура приводились к одному материалу, исходя из отношения их модулей упругости, а растянутая зона бетона в большинстве случаев исключалась из расчета, поскольку опыт показал, что железобетонные балки обычно исправно выполняют свое назначение и при наличии трещин.

Несмотря на господство расчета по допускаемым напряжениям, испытание конструкций до разрушения для оценки их надежности не было забыто. Так, чтобы преодолеть недоверие многих инженеров к новому материалу — железобетону — проф. Н. А. Белелобский организовал в Петербурге в 1891 г. серию опытов — демонстраций, наглядно показавших его преимущества.

Способ возведения монолитного железобетона подсказывал применение новых конструктивных форм. В США, Швейцарии и России возникли безбалочные перекрытия. В России изобретателем этой конструкции был А. Ф. Лолейт — математик по образованию, впоследствии профессор, обладавший выдающейся инженерной интуицией. Чтобы иметь возможность применять свое изобретение, А. Ф. Лолейт, при поддержке строительной фирмы, в которой он работал, организовал испытание до разрушения выстроенного для этой цели перекрытия и уточнил на основе результатов опыта предложенный им метод расчета. Хотя и после этого А. Ф. Лолейт пользовался для многих конструкций расчетом по допускаемым напряжениям и обучал этому студентов, проведенный эксперимент оставил глубокий след в его памяти и способствовал обоснованию и формулировке новых предложений, с которыми он выступил несколько лет спустя.

Таким было положение в строительной практике в начале нашего столетия. Между тем еще в шестидесятых годах прошлого века началось научное изучение давно известной и практически используемой способности металлов к пластической деформации. Треска на основе экспериментов с разными металлами заключил, что объем материала при пластической деформации не меняется, а текучесть наступает тогда, когда наибольшее касательное напряжение достигает по абсолютной величине значения, характерного для каждого материала.

Сен-Венан и Леви заложили в 1871 г. основу математической теории пластичности, добавив к условиям Треска помимо условий равновесия еще и условие, что наибольшие касательные напряжения и наибольшие деформации (или скорости деформаций) сдвига имеют место на одних и тех же площадках (условие коаксиальности). Из его математической формулировки вытекает также пропорциональность девиатора напряжений девиатору деформаций (или скоростей деформаций). Сен-Венан и Леви подробнее рассмотрели случай плоской пластической деформации и деформации с осевой симметрией, но коснулись также чистого изгиба балки за пределом текучести.

Довольно долго эти работы не вызывали никакого отклика. Только в 1909 г. была опубликована следующая работа (Хаара и Кармана) по теории пластичности. Но постепенно интерес к этой теме возрос. Было предложено другое, в некоторых отношениях более удобное, условие текучести Мизеса.

Следует отметить раннюю (студенческого периода 1913 г.) работу К. С. Завриева [2], в которой, привлекая представления о пластических деформациях, он разрешил ряд противоречий между расчетами по упругой стадии и практическими правилами проектирования.

В двадцатых годах публиковалось уже много интересных и содержательных работ по теории пластичности. (О них дает представление сборник переводных статей «Теория пластичности», изданный в 1948 г. под редакцией Ю. Н. Работнова.) В Советском Союзе начали интенсивно заниматься теорией пластичности несколько позже — в тридцатых годах. В 1927 г. вышла в свет и была многими прочитана книга Надаи «Der bildsame Zustand der Werkstoffe», в которой вопросы пластичности получили на основе теории и экспериментов очень наглядное и убедительное осве-

щение. Представления об упругопластической работе конструкций, перераспределении напряжений в сечениях, перераспределении усилий в стержневых статически неопределимых системах, о пластических шарнирах получили признание в среде инженеров-строителей, и если в то время все это еще мало отражалось на практике проектирования, то уже сильно повлияло на умы.

В 1931 г. проф. А. Ф. Лолейт выступил с предложением пересмотреть методы расчета железобетонных конструкций. Расчет, принятый тогда во всех странах, приводит к слабому использованию сжатой зоны бетона и для усиления ее часто требовалась постановка сжатой арматуры. Этот недостаток проявился особенно ярко в плитах из пемзобетона, для которых определяемая расчетом допускаемая нагрузка была очень незначительна, тогда как полученная из опыта разрушающая нагрузка очень сильно ее превосходила. Помня о своих опытах с безбалочными перекрытиями, А. Ф. Лолейт предложил определять расчетом разрушающую нагрузку, а к допускаемой переходить путем ее деления на коэффициент запаса.

Расчет изгибаемых элементов по стадии разрушения он строил исходя из представления, что арматура растянутой зоны достигла предела текучести, а это при применявшихся тогда сталях отвечало наиболее характерному виду разрушения. В бетоне растянутой зоны при удлинениях, соответствующих началу текучести арматуры, неизбежна трещина, которая при возрастании нагрузки углубляется в сечение до тех пор, пока оставшаяся часть сечения не разрушится от сжатия. Усилие в сжатой зоне определяется условиями равновесия, а распределение напряжений по высоте сжатой зоны, как показал А. Ф. Лолейт, мало влияет на плечо внутренней пары, а следовательно, и на величину разрушающего момента. Элементарно просто решался и расчет разрушающего усилия для короткого сжатого элемента.

Предложение А. Ф. Лолейта возбудило большой интерес и породило много дискуссий. Возражения относились, впрочем, не к расчету по стадии разрушения, а к другим, прежним, менее удачным предложениям того же автора, которые он снова выдвигал.

Не будем останавливаться на конкурировавшем предложении М. Я. Штаермана. Оно имело цель рассчитать величину разрушающего усилия, но было признано менее логичным.

Рассмотрим два возражения, которые представлялись более серьезными.

Расчет по допускаемым напряжениям позволял судить не только о прочности, говорили некоторые оппоненты, но и о состоянии конструкции в условиях службы, что очень важно для оценки прогибов, развития трещин и т. д.

Расчет прочности не ограничивается случаями центрального сжатия и чистого изгиба не слишком сильно армированных элементов, между тем за пределами этих задач в теории расчета по стадии разрушения ничего еще не сделано, так что в сущности такая теория еще не создана, говорили другие.

А. Ф. Лолейт умер в 1932 г. Проводившуюся под его руководством экспериментальную проверку расчета по разрушающим усилиям надо было продолжать. Руководство этим делом было возложено на меня.

В 1934 г. в Харькове проходила очередная (третья) Всесоюзная конференция по железобетону, на которой видное место заняли дебаты о методе расчета. В докладе, который я там делал [3], было показано, что теория расчета по разрушающим усилиям в сущности не связана с дру-

гими предложениями А. Ф. Лолейта, вызвавшими наибольшее число возражений; настойчиво проводилась мысль, что расчеты должны помочь обеспечить конструкцию от целого ряда недопустимых или нежелательных состояний: разных видов разрушения, чрезмерных прогибов, вибраций, вредящих производству или состоянию людей, образования или чрезмерного раскрытия трещин. Для каждого из этих состояний должны разрабатываться свои методы расчета, учитывающие их специфику.

Далее сообщались результаты выполненных экспериментов, которые хорошо подтверждали предложения А. Ф. Лолейта, и намечалась программа исследований, необходимых для решения еще не изученных вопросов, относящихся как к расчету по стадии разрушения, так и к эксплуатационной стадии: деформациям и трещинообразованию. В заключение, учитывая большую экономическую эффективность нового подхода к расчету железобетонных конструкций, предлагалось, не дожидаясь завершения всего комплекса необходимых исследований, вводить их результаты в нормы по частям, не смущаясь, что это повредит стройности документа.

В последующем этот план действительно проводился в жизнь. Исследования продолжались, в них приняло участие много лиц, преимущественно молодых сотрудников НИИ по строительству (его названия менялись). Некоторые из них (В. И. Мурашев, М. С. Боришанский, А. П. Васильев, С. А. Дмитриев) стали со временем большими специалистами по теории железобетона. Был составлен проект норм проектирования железобетонных конструкций, в основу которого было положено все из намеченной к разработке программы, что было к тому времени выполнено. Этот проект позволял сберечь немало материалов, что в условиях первых пятилеток имело особенно большое значение. Подробно ознакомившись с ним, С. З. Гинзбург, в то время председатель Комитета по делам строительства при СНК СССР, его одобрил и нормы были утверждены в 1938 г.

Советские нормы проектирования железобетонных конструкций 1938 г. были первыми, в которых регламентировался расчет по несущей способности, однако идеи, близкие к выдвинутым А. Ф. Лолейтом, усматриваются и в зарубежной литературе. Так, в 1933 г. Ф. Качинчи (Венгрия) показал экспериментально, что в «нормально» армированной железобетонной балке, с достижением в одном из ее сечений предела текучести растянутой арматуры, взаимный угол поворота разделенных этим сечением частей возрастает на значительную величину при почти постоянной величине изгибающего момента, что эквивалентно образованию пластического шарнира. А. Ингерслев, а потом К. Иогансен [4] в Дании рассматривали излом железобетонных тонких плит, разделяющихся на звенья, соединенные в растянутой зоне арматурой, находящейся в состоянии текучести, а в сжатой — полосой нетреснувшего бетона. А. Ингерслев полагал, что через такой линейный пластический шарнир передается только постоянный по величине изгибающий момент.

К. Иогансен (1931 г.) пополнил эту теорию, учтя, что через шарнир может передаваться также и поперечная сила, которую он свел к узловым силам, действующим по концам шарнира. С помощью узловых сил устанавливается в теории К. Иогансена и схема излома плиты.

Рассмотрение элементарных примеров приводит к мысли, что в статически неопределимых задачах для систем с упругопластическими связями должно при возрастании нагрузки установиться такое распределение усилий, которое отвечает ее наибольшему возможному значению. В 1934 г. я сделал попытку решить некоторые задачи, например о прочности сжатых элементов в виде стальных труб, заполненных бетоном, применяя такой экстремальный принцип. В частности, для трубо-

бетона определялось такое давление на трубу со стороны заключенного в ней бетона, при котором суммарное продольное усилие, воспринимаемое обоими материалами, достигает максимума.

Эйлер в упомянутой работе об упругих кривых, обосновывая применение экстремальных принципов к решению многих физических задач, ссылаясь на «совершенство мира и премудрость его творца». Стремясь дать применению экстремальных принципов к задаче о несущей способности конструкций более современную трактовку, я использовал положения теории пластичности и получил в 1936 г. обоснование метода предельного равновесия с его экстремальными теоремами о статистически возможных и кинематически возможных состояниях для упруго-пластического тела в предположении малости деформаций [5]. Метод этот приобрел в расчетной практике очень широкое применение. Другие его формулировки и доказательства дали впоследствии А. А. Марков, С. М. Файберг и ряд зарубежных ученых, А. М. Проценко [6] распространил его на случай больших деформаций.

Профессор В. В. Степанов любил сблизжать инженеров с математиками. Как-то он предложил В. Э. Власову и мне выступить в Московском математическом обществе и рассказать о задачах, возникающих у инженеров. В. Э. Власов рассказал о своих работах по теории упругих оболочек. Его выслушали с интересом и одобрили. Я говорил о многих требованиях, которым должны удовлетворять строительные конструкции. Требования эти выражаются равенствами и неравенствами, и задача состоит в том, чтобы удовлетворить этой системе требований при наименьшей затрате материала. Математики встретили меня очень холодно и не проявили интереса к поставленному вопросу. А примерно год спустя была опубликована работа Л. В. Канторовича, решавшая аналогичную задачу в интересах экономических исследований.

В постановочной части моего доклада на Харьковской конференции, о которой я уже упоминал, говорится о достаточно малых вероятностях наступления недопустимых и нежелательных состояний конструкций, о различных значениях коэффициента запаса по отношению к разным предельным состояниям и о расчленении запасов на части, вводимые к величинам воздействия, сопротивлений, а возможно, и к расчетным процедурам. Эти мысли, созвучные методике расчета конструкций, по предельным состояниям, складывались под влиянием работ двух авторов, работавших независимо.

В 1926 г. проф. Майер [7] опубликовал на немецком языке небольшую книжку под заглавием «Надежность строительных конструкций и их расчет по предельным силам взамен допускаемых напряжений». Не задаваясь вопросом о том, как возник расчет по допускаемым напряжениям, М. Майер критикует его, отмечая, что, несмотря на то, казалось бы очень высокие коэффициенты запаса (например, для деревянной балки в жилье — пятикратный), аварии все же иногда происходят; недостатком является и то, что одинаковые допускаемые напряжения устанавливаются для очень широких классов конструкций.

Взамен расчета по допускаемым напряжениям М. Майер предлагал принимать в каждом случае самые невыгодные предположения о нагрузках и вызываемых ими напряжениях, а также о прочности материала конструкции. Верхняя граница усилия, вызванного нагрузкой, должна быть ниже нижней границы сопротивления, которое конструкция может противопоставить этому усилию.

М. Майер отмечает, что опасность превышения полезной нагрузки велика, а для собственного веса — мала. С этим надо считаться при выборе неблагоприятных значений.

Рассматривая пример расчета деревянной балки, он повышает полезную нагрузку и собственный вес перекрытия и принимает неблагоприятные отклонения для геометрических величин. Курьезно, однако, что о различии между величинами временного и длительного сопротивления древесины, которое, как упоминалось, побудило Навье отказаться от расчета конструкций по стадии разрушения, М. Майер даже не упоминает. Обращаясь для выбора значений параметров, вводимых в расчет, к теории вероятности, он рекомендует определять их как математическое ожидание плюс или минус три стандарта.

Предложения М. Майера не были доведены до такой стадии разработки, чтобы их можно было непосредственно применять, однако его основные мысли были новы и вызвали серьезный интерес. Проф. М. Майер находился несколько лет в СССР в качестве иностранного специалиста, консультируя преимущественно по вопросам организации работ.

Н. Ф. Хоциалов, работавший в Киякасе в лаборатории Днепростроя, был увлечен вопросами теории вероятности и статистики.

В 1929 г. Н. Ф. Хоциалов опубликовал [8] статью «Запасы прочности». Работы М. Майера он, видимо, не знал, во всяком случае в его статье не нашли отражения справедливые мысли этого автора о различной изменчивости разных категорий нагрузок. Ссылка на книгу М. Майера принадлежит редакции журнала, а не Н. Ф. Хоциалову. Однако во многом он идет дальше своего предшественника. Ставя во главу угла «неравномерность строительного процесса», т. е. стохастическую изменчивость величин, которыми оперирует инженер, Н. Ф. Хоциалов провозгласил вместо лозунга «строить без разрушения во что бы то ни стало» новый лозунг: «строительство с экономически целесообразным числом разрушений». Проектирование, по его мнению, должно вестись с учетом как капитальных затрат, так и вероятности «дефектных уклонений» (т. е. ведущих к аварии) и суммы убытков, наносимых государству аварией. На этой основе должен определяться экономический оптимум конструкции.

Нетрудно заметить, что Н. Ф. Хоциалов предлагал подлинную вероятностную оптимизацию. Он ожидал от нее очень большого экономического эффекта и полагал, что социалистическое государство «в силах твердой рукой направить строительство по пути таких запасов прочности, которые обеспечат экономически целесообразное число разрушений».

От интересных работ М. Майера и Н. Ф. Хоциалова было еще далеко до практической реализации высказанных ими мыслей. К разработке и введению в практику проектирования конструкций методики предельных состояний привели систематические выступления с докладами и в печати проф. Н. С. Стрелецкого, вовлекшего в эту работу целый коллектив проектировщиков высокой квалификации и научных работников. Несколько статей Н. С. Стрелецкого на указанную тему было опубликовано начиная с 1935 г. и до второй мировой войны, однако шире, уже с привлечением более широкого круга участников (С. А. Балдина, А. А. Гвоздева, И. И. Гольденבלата, М. Г. Костюковского, Л. И. Онищика, А. Н. Попова, К. Э. Таля и др.), шла работа в последний период войны и в послевоенные годы.

В итоге проделанной работы было принято, что расчеты должны при проектировании служить средством избежать с разумной обеспеченностью возникновение каждого из недопустимых или нежелательных состояний, которые можно себе представить. Состояния эти были названы предельными. Предельные состояния различны по последствиям, к которым приводит их возникновение. Различным как в экономическом



плане, так и по степени ущерба здоровью и жизни людей. Обеспеченность от возникновения предельных состояний должна поэтому быть неодинаковой.

В настоящее время различают две группы предельных состояний. Первую, делающую конструкцию непригодной к эксплуатации, и вторую, препятствующую нормальной эксплуатации или снижающую долговечность конструкций. Обеспеченность от возникновения предельных состояний обеих групп существенно различна, однако другие многочисленные факторы, которые должны были бы влиять на требуемую обеспеченность, далеко не всегда учитываются.

Интенсивность вводимых в расчет нагрузок и других воздействий, а также значения характеристик материалов должны назначаться с учетом стохастической природы этих величин. Расчеты выполняются в детерминированной форме с введением в них ряда коэффициентов, учитывающих названные положения.

При разработке конкретных значений расчетных параметров и упомянутых коэффициентов необходимо считаться с имевшимся опытом проектирования, не допуская необоснованного утяжеления конструкций, а с другой стороны, избегая и значительного облегчения конструкций, еще не подтвержденного предшествующей практикой.

Это, разумеется, создавало немало серьезных трудностей. Принципиальные вопросы, возникавшие в процессе этой работы, живо обсуждались в кругу участников составления новых норм под руководством Н. С. Стрелецкого, от которого исходило много предложений, принятых для реализации. Иногда, впрочем, его мысли не встречали поддержки. Так, в последние годы войны Н. С. Стрелецкий предлагал рассматривать все конструкции на действие сосредоточенной силы. Не встретив сочувствия со стороны лиц, связанных с проектированием каменных и железобетонных конструкций, он перестал на этом предложении настаивать.

На протяжении нескольких лет нормы проектирования, основанные на методике предельных состояний, составлялись, проверялись путем опытного проектирования, при необходимости корректировались и были, наконец, утверждены в 1954 г. (а более подробные технические условия и нормы — в 1955 г.) для применения в проектах гражданских зданий, а также производственных зданий и сооружений. В дальнейшем на тех же принципах построены нормы проектирования мостов (1962 г.) и гидротехнических сооружений (1969 г.).

Нормы нагрузок проектирования оснований, а также конструкций из разных материалов с тех пор регулярно пересматриваются. Так, например, нормы проектирования железобетонных конструкций пересмотрены в 1962 г. с охватом преднапряженных конструкций, которые не были предусмотрены в нормах 1955 г., хотя уже находили практическое применение. Новое переработанное издание этих норм утверждено в 1975 г.

Необходимость изменения методов расчета и проектирования конструкций была осознана рядом специалистов в Западной Европе, прежде всего для железобетона. Для разработки норм, лучше отвечающих современным требованиям, в 1954 г. был образован Европейский комитет по бетону (ЕКБ). Узнав о работе в области новой методики расчета конструкций, выполненной в Советском Союзе, западноевропейские специалисты связались через Международный Совет по строительству с существовавшей тогда у нас Академией строительства и архитектуры и договорились об организации в Москве симпозиума по интересующим обе стороны вопросам. Он состоялся в 1958 г. с участием отечественных и западноевропейских специалистов, а также наших коллег из социалистических стран. Между участниками этого совещания было достигнуто

по основным вопросам полное взаимопонимание. Руководителям ЕКБ было, разумеется, очень важно убедиться, что у нас уже в значительной мере реализовано то, к чему они только стремятся; к тому же выполнено это не только для железобетона, но и для конструкций из различных материалов. Итоги симпозиума также убедили руководство Госстроя СССР в необоснованности возражений против новой методики, временами еще всплывавших в среде проектировщиков.

В 1960 г. в Стокгольме проходила сессия ЕКБ, на которую я был командирован в качестве наблюдателя. В своем отчете Госстрою я рекомендовал, чтобы Советский Союз принял участие в работе этой организации, объединившей большое число исследователей и видных инженеров-практиков из ряда европейских и неевропейских стран. Участвуя в их работе, мы можем приобрести много полезного для совершенствования отечественных норм. Вскоре членство нашей страны в этой организации было оформлено. Оно продолжается до сих пор.

ЕКБ были составлены в 1964 г. рекомендации по проектированию железобетонных конструкций без преднапряжения, а в 1970 г., совместно с ФИП (Международной федерацией по преднапряжению), новое издание рекомендаций для обычных и преднапряженных железобетонных конструкций. В дальнейшем ряд международных организаций объединился и решил создать нормы нагрузок и проектирования конструкций из различных материалов, построенные на принципах расчета по предельным состояниям. Готовы в настоящее время завершённые в 1978 г. нормы (кодексы-модели) [9] для нагрузок и для проектирования железобетонных конструкций. Остальные еще разрабатываются. Назначение кодексов-моделей — служить помощью составителям национальных норм и способствовать делу «гармонизаций» проектирования строительных конструкций в международном масштабе.

Надо отметить, что в странах СЭВ ведется работа по созданию общих стандартов на проектирование по предельным состояниям оснований сооружений и конструкций из разных материалов.

Документы ЕКБ—ФИП переданы международной организации по стандартизации ИСО как материал для составления международных норм проектирования строительных конструкций.

Расчет по определенным состояниям завоевывает, таким образом, все более широкое признание. Однако одновременно разрастается и критика современного состояния этой методики. В ней используются в той или иной мере статистические данные и вероятностные представления, но расчет, как упоминалось, ведется в детерминированной форме. Ряд авторов в нашей стране и за рубежом<sup>2</sup> предлагают вести расчет так, чтобы оценивать в явной форме вероятность отказов, т. е. возникновения тех или других предельных состояний. В кодексе-модели ЕКБ—ФИП говорится прямо, что ныне применяемый расчет по предельным состояниям есть только первая ступень, за которой должны последовать вторая и третья. Во второй ступени проверка надежности конструкции сводится к определению так называемой характеристики безопасности, т. е. отношения математического ожидания разности случайных величин, представляющих обобщенную прочность и обобщенную нагрузку, к стандарту этой разности. На третьей ступени мыслится использовать более точные методы с интегрированием по пространству основных переменных, с рассмотрением не только случайных величин, но также и случайных функций. На второй и третьей ступени надо так или иначе задавать

<sup>2</sup> См. книги Болотина В. В. [10] и Ржаницына [11], а также цитированную в них литературу.

допустимую вероятность отказов. Группа специалистов из скандинавских стран дала для этой цели свои предложения, в которых учитываются некоторые разумные соображения, однако вероятности, предложенные ими, установлены в основном волевым путем.

В поисках более обоснованного решения приходят естественно к предложению Н. Ф. Хоциалова, высказанному в 1929 г., т. е. к вероятностной оптимизации [12]. Однако на этом пути встречается много трудностей. Аварии строительных конструкций могут не только причинять убытки, но также наносить ущерб здоровью и жизни людей. Поэтому отказы целесообразно различать по признаку: влекут ли они за собой только экономические или также неэкономические последствия. Соответственно этому конструкции могут нести только экономическую либо и неэкономическую ответственность. Что бы ни говорилось о вероятностной оптимизации сооружений с неэкономической ответственностью, очевидно, эти вопросы достаточно сложны, даже другого порядка сложности, чем в случае только экономической ответственности. В последнем случае задача в принципе достаточно реальна, а в отдельных частных случаях она была с той или иной степенью приближения практически решена. На этом пути, несомненно, можно достичь для некоторых частных видов конструкций значительной экономии, не встречаясь с большими затруднениями. Но и это не всегда так.

В качестве экономически важного объекта, который за исключением небольших участков, можно считать имеющим лишь экономическую ответственность, неоднократно называли линии электропередач и их опоры. Однако задача вероятностной оптимизации до сих пор не решена и для этого объекта. Не только потому, что последствия аварии при ураганах, поражающих большие районы, могут быть очень тяжелы, но еще и потому, как мне представляется, что мы еще не готовы дать обоснованный ответ на вопрос: как изменится частота отказов, если сопротивление опор действительно изгибающего момента будет на тот или иной процент увеличено или уменьшено?

На пути к вероятностной оптимизации и к практическому углублению вероятностного подхода вообще стоит главным образом недостаток конкретных статистических данных. Относительно благополучнее обстоит дело в отношении свойств материалов и выполненных из них элементов конструкций. Мало данных о геометрических несовершенствах реальных конструкций. Очень велики пробелы в данных о нагрузках. Еще более скудны сведения об отказах конструкций в условиях возведения и службы, которые бывают очень поучительны. Теоретические работы по вероятностным расчетам появляются в довольно большом числе.

Высказывалось мнение о необходимости в ближайшие годы перестроить все нормы проектирования конструкций, положив в основу вероятностную оптимизацию. Но это совершенно не реально. Сбор и обработку статистических данных необходимо значительно усилить. И не только для перехода к вероятностной оптимизации или вероятностным расчетам, но и для разнообразных улучшений ныне применяемого расчета конструкций по предельным состояниям. Наряду с этим следует выбирать конкретные виды конструкций с чисто экономической ответственностью и разрабатывать их расчет на основе вероятностной оптимизации.

На эволюцию методов расчета могут повлиять и другие факторы. В строительном деле постоянно появляются новые разновидности материалов. Чтобы правильно учитывать их поведение в конструкциях, необходимо не только изучать их упругопластические свойства, а также условия прочности при напряженных состояниях, которым они могут подвергаться в условиях возведения и службы, но и исследовать накопление повреж-

дений под влиянием длительных (длительная прочность) и повторных нагрузок (выносливость), условия их хрупкого разрушения, реакцию этих материалов на совместное действие нагрузок и воздействий среды (температуры, адсорбционно-активных и агрессивных факторов).

Для конструкций с применением новых материалов, а также для необычных условий возведения и службы следует продумывать возможность возникновения новых предельных состояний. Если необходимо считаться с такими состояниями, то их характеристики должны быть четко сформулированы с тем, чтобы им отвечали явления, реально опасные или затрудняющие эксплуатацию конструкций. Такое требование может представляться лишним ввиду его очевидности. Следует, однако, напомнить, что в качестве важнейшей характеристики возникновения первого предельного состояния для стальных конструкций некоторые видные специалисты предлагают принять достижение хотя бы в одной точке некоторой остаточной относительной деформации, не зависящей ни от марки стали, ни от каких-либо свойств рассматриваемой конструкции или ее элементов. Как видно, упомянутое требование в данном случае сочли возможным не учитывать.

Для многих конструкций расчет в настоящее время ведется по элементам с учетом передачи нагрузки от одних элементов к другим, но без достаточно полного учета их взаимодействия. По той же схеме строится в большинстве случаев расчет конструкций и ее основания. Сознвая недостатки такой расчетной практики, нередко призывают к замене поэлементного расчета расчетом сооружений (и его основания) как единого целого. Следует только учесть, что предельное состояние некоторых элементов может наступать и независимо от соседних или поддерживающих их элементов. Кроме того, второстепенные элементы, влияющие очень сильно на общее состояние сооружений при невысоком уровне нагрузки, могут перестать оказывать помощь целому при более высоких уровнях нагружения. Поэтому лучше было бы говорить не о расчете сооружения и его основания как целого взамен поэлементного расчета, а об учете совместной работы разных элементов зданий и сооружений, а также сооружений и основания, на разных стадиях изучаемых воздействий.

Многое и впредь будет изменяться в расчете строительных конструкций. Однако в обозримом будущем одно из положений, которое было осознано и сформулировано всего несколько десятков лет назад, останется неизменным: цель расчета состоит в том, чтобы сделать достаточно малой вероятность каждого из опасных или нежелательных (предельных) состояний, которые мыслимы для проектируемой конструкции.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Navier M. Note sur les questions de statique dans lesquelles on considere un corps pesant supporté par un nombre de points d'appuis surpassant trois.—Bull. Soc. Philomatique, 1825, v. 3, p. 35.
2. Завериев К. С. Сопротивление упругих стержней сложному продольному изгибу.—Сб. Петерб. ин-та инж. путей сообщ., 1913, вып. 82, с. 1.
3. Гвоздев А. А. О пересмотре способов расчета железобетонных конструкций. М.—Л.: Госстройиздат, 1934. 51 с.
4. Johansen K. W. Yield-line theory. London: Cement and Concrete Associat., 1962. 181 p.
5. Гвоздев А. А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем, претерпевающих пластические деформации.—В кн.: Тр. конф. по пластическим деформациям. М.—Л.: Изд-во АН СССР, 1938, с. 19.
6. Проценко А. М. Предельное равновесие систем с конечным числом степеней свободы при больших деформациях.—Инж. ж. МТТ, 1968, № 5, с. 70.
7. Mayer M. Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen. Berlin: Springer, 1926. S. 73.

8. Хоциалов Н. Х. Запасы прочности.— Строит. пром-сть, 1929, № 10, с. 840.
9. Unified international system of code of praxis for civil engineering. V. 1. Common unified rules for different types of construction and material. V. 2. CEB-FIP Model Code for Concrete Structures. Cement and Concrete Associat. Wexham Springs. Slough. England, 1978.
10. Вологин В. В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1971, 255 с.
11. Ржаницын А. Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
12. Ржаницын А. Р., Снарский Б. И., Сухов Ю. Д. Основные положения вероятностно-экономической методики расчета строительных конструкций.— Строительная механика и расчет сооружений, 1979, № 3, с. 1.

Москва

Поступила в редакцию  
5.II.1980