

doi: 10.5862/MCE.49.1

Об оценке уязвимости строительных конструкций

*Д.т.н., главный научный сотрудник А. В. Перельмутер,
ООО НПФ «СКАД Софт»*

*д.т.н., заведующий кафедрой С. Ф. Пичугин,
Полтавский национальный технический университет имени Юрия Кондратюка*

Аннотация. Развитие вероятностных методов расчета строительных конструкций идет, главным образом, по пути совершенствования методик вычислений, а также накопления фактического материала и исследования статистических свойств воздействий и параметров сопротивления. Однако ничего нового не появляется в формулировке целей вероятностного расчета. При этом основное внимание уделяется первому предельному состоянию. Тем не менее, к оценке прочности и устойчивости конструкций сводятся далеко не все проблемы надежности, и далеко не все возможные случаи отказов могут быть подвергнуты вероятностному анализу.

Представляется актуальной постановка нетрадиционных для вероятностного расчета проблем надежности, одной из которых является анализ уязвимости конструкции по отношению к возмущениям, о которых мы не имеем статистической информации, но возможность появления которых необходимо учитывать при оценке рисков.

Для оценки уязвимости конструкции в работе предлагается наряду с анализом живучести (опасность развития запредельного возмущения по пространству конструкции) оценивать и уровень защищенности конструкции во времени. С этой целью вводится новая характеристика (мобилизованность конструкции) и дается ее определение. Приводятся соображения в пользу такого подхода и рассматриваются некоторые характерные примеры. В целом работа носит постановочный характер и предлагается в качестве основы для профессиональной дискуссии.

Ключевые слова: случайная нагрузка; выброс за расчетный уровень; надежность; уязвимость

Введение

Как показывает многовековой опыт строительства, проблема прочности и безопасности сооружений существовала всегда, актуальна она и сейчас. Развитие философии безопасности проектируемых зданий и сооружений в основном проходило в направлении все более детального прогнозирования работы конструкций, изучения природы действующих на эти сооружения нагрузок, более отчетливого описания требований к конструктивной форме и условий выполнения таких требований.

Однако даже в наиболее совершенных древних сооружениях есть грубые ошибки, которые показывают незнание основ сопротивления материалов и теории сооружений. Исторически известно, что суеверный страх перед непознаваемой тайной материала заставлял строителей обращаться за помощью к потусторонним силам с привлечением молитв, заговоров и даже жертвоприношений. С древних времен профессия строителя считалась весьма ответственной, и возможные строительные ошибки имели очень серьезные последствия для тех, кто их допускал. В частности, Законы Хаммурапи, составленные еще в 1750 г. до н. э., регламентировали высокую ответственность строителей древней Месопотамии, вплоть до смертной казни.

Строители определяли прочность интуитивно, методом многочисленных проб и ошибок, они учились на уроках аварий и обрушений конструкций. Каждая авария давала строителям новые знания, ставила новые задачи. Когда же знаний не хватало, в инженерные расчеты вводили (и вводят сейчас) коэффициент запаса и допустимые напряжения. Поскольку никто не знал, какие непредсказуемые, непознанные явления учитывает этот коэффициент и должен ли он быть именно таким, а не меньшим, он был по сути коэффициентом незнания.

Теоретические основы расчета конструкций сформулированы в методах строительной механики, которая оформилась как самостоятельная научная дисциплина к середине XIX века. С ее приходом появилась возможность установить правила проектирования сооружений. Впервые в строительную науку коэффициент запаса ввел знаменитый французский инженер и ученый Л. Навье, предложивший в 20-е годы XIX века установить расчетные допустимые напряжения, которые должны быть гораздо меньше разрушающих и при которых конструкция должна работать надежно [1, 2]. Были также рассчитаны допустимые значения величин напряжений (деформаций, перемещений). Это было сделано в 1840 году, когда Торговая палата Великобритании установила для ковкого чугуна в железнодорожных мостах допускаемое напряжение, равное 77,2 МПа. Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Об оценке уязвимости строительных конструкций

Таким образом, начиная с XIX столетия в строительных расчетах использовался метод допускаемых напряжений на основе коэффициента запаса, который устанавливался с помощью инженерной интуиции, опыта проектирования и эксплуатации конструкций. Этот подход просуществовал до 50-х годов XX века.

Между тем в ряде работ обосновывались предложения по развитию методов расчета конструкций. В 1926 году М. Майер предложил вместо расчета по допускаемым напряжениям использовать вероятностные методы для выбора значений параметров, вводимых в расчет [3, 4]. В 1929 году Н.Ф. Хоциалов, принимая во внимание изменчивость основных параметров, предложил вести проектирование конструкций, исходя из некоторой регламентируемой вероятности аварийного отказа конструкции [3, 5]. Однако формулировка Н.Ф. Хоциалова «проектировать с учетом возможности аварии» встретила сильное сопротивление, и его идеи были надолго отвергнуты. Существенным развитием идей М. Майера и Н.Ф. Хоциалова стали работы Н.С. Стрелецкого, М. Плото и В. Вержбицкого, А.М. Фрейденталя [6–9], где в качестве случайных величин использовались не только прочностные характеристики материала, но и параметры нагрузок, при этом речь шла уже о вероятности отказа в виде нарушения некоторых регламентируемых требований, а не о вероятности аварии.

Существенным этапом в развитии расчета конструкций стало использование полувероятностного метода расчетных предельных состояний, который представляет собой практический вариант использования некоторых положений вероятностного подхода. Будучи по форме детерминированным, он основан на использовании методов статистического анализа при нахождении коэффициентов надежности, характерных для этого метода. Условная система упомянутых коэффициентов надежности была предложена в 1945 году И.И. Гольденблатом, М.Г. Костюковским и А.Н. Поповым [10] и положена в основу схемы расчета для разработки строительных норм и правил.

Метод расчетных предельных состояний был введен в СССР в качестве руководящего принципа расчетов строительных конструкций с 1 января 1955 года при утверждении первого издания Строительных норм и правил. В дальнейшем расчет по предельным состояниям завоевал широкое признание во всем мире. В настоящее время он положен в основу большинства международных и национальных стандартов по проектированию, в частности в системе Еврокодов, где он получил название «метод частных коэффициентов надежности» [11].

Заметим, что внедрение этого метода за рубежом растянулось на десятки лет, что сложно объяснить простым незнанием. Можно предположить, что основную роль здесь сыграло отсутствие в середине 1950-х годов необходимого статистического материала для обоснования значений частных коэффициентов надежности (об этом честно говорили авторы метода, которые при этом полагались на будущие исследования, а на первых порах подгоняли результаты под решения, проверенные предшествующим опытом). Это не давало возможностей в западных странах, где не принята командная система внедрения новшеств, убедить инженерную общественность в срочной необходимости смены подхода к проектированию, тем более, что подгонка под предшествующий опыт не давала заметного экономического эффекта. В частности, некоторая экономия была достигнута для конструкций, на которые действуют преимущественно постоянные нагрузки с минимальными коэффициентами перегрузки, т. е. 3–10 % для стропильных и подстропильных ферм, в то время как подкрановые балки остались практически неизменными. Колонны производственных зданий или остались без изменений, или даже стали несколько тяжелее [12].

Два названия — «метод предельных состояний» и «метод частных коэффициентов надежности» — отражают наиболее существенные стороны данного метода, при этом каждая из этих сторон имеет определенную независимость.

Если рассматривать метод с точки зрения использования предельных состояний, то нужно помнить, что в его основе лежит идея отказа от детального анализа всех состояний конструкции, кроме предельных, по отношению к которым и формулируются расчетные требования к объекту. Такой подход, кроме известных преимуществ, обладает и серьезным недостатком, поскольку приняв, например, за одно из предельных состояний условие прочности и запроектировав конструкцию так, чтобы с определенной степенью уверенности можно было говорить, что в течение всего срока службы это условие не будет нарушено, мы почти ничего не можем сказать о том, какой уровень фактических напряжений будет соответствовать нормальному (непредельному) состоянию при наиболее часто реализуемых условиях эксплуатации.

Например, нормы проектирования железобетонных конструкций построены на идее рассмотрения предельного состояния сечения, когда вследствие пластической деформации арматуры сжимающие напряжения в бетоне достигли предельного значения [13]. Но в нормальных условиях эта гипотеза А.Ф. Лолейта не выполняется, и реализуется совершенно другая картина напряженного состояния. Именно она должна быть положена в основу изучения реологических процессов, таких, например, как ползучесть.

Наиболее часто реализующиеся условия эксплуатации чаще всего определяют и долговечность конструкции. Но с точки зрения предельного анализа почти равноправными могут оказаться конструкция плотины, обычный уровень нагружения которой не очень далек от предельно допустимого [14] (например, он составляет 80 % расчетного), и конструкция дымовой трубы, у которой практически отсутствует расчетная нагрузка, а обычное нагружение соответствует, например, 15 % расчетного.

Если же фиксировать внимание на системе частных коэффициентов надежности, то увидим, что произошла замена одного общего коэффициента запаса произведением нескольких (частных) коэффициентов, каждый из которых связан с определенной стороной проблемы безопасности – характером нагрузки, свойствами материала, степенью ответственности объекта и т. п. Эта составляющая метода предельных состояний привела к активным исследованиям указанных коэффициентов и развитию норм проектирования [15]. Именно детализация в применении комбинации частных коэффициентов надежности обеспечивает (точнее, должна обеспечивать) ситуацию равной вероятности реализации предельного состояния рассмотренных выше двух объектов, обычное состояние которых резко отличается степенью близости к предельному.

Но и здесь имеется определенная неувязка, поскольку мы можем полагаться на равнонадежность только по отношению к тем факторам (например, внешним воздействиям), которые были приняты во внимание при проектировании и статистические характеристики которых использованы при назначении расчетных коэффициентов метода. И в случае некоторого не предусмотренного проектом (и нормами) случайного возмущения вероятность исчерпания 20 % запаса в первом случае намного выше, чем исчерпание 85 % запаса во втором.

Во второй половине XX века были выполнены многочисленные работы, посвященные становлению и совершенствованию вероятностных методов, таким образом, шла работа по подготовке перехода к следующему этапу развития расчетов конструкций – непосредственной расчетной оценке надежности конструкций. Однако при этом установилась традиция отождествлять надежность только с безотказностью, и это стало почти стандартом в работах как отечественных [16–21], так и зарубежных [22–30] исследователей. Основное внимание уделяется первому предельному состоянию, по причине того, что для него проще определить условие безотказности.

Вероятностные методы начали проникать и в нормативную документацию, в частности, можно сослаться на Еврокод [11] или нормы Украины [31]. Начали широко использоваться методы риск-анализа, по сути развивающие понятие предельного состояния и расширяющие область анализа поведения конструкций и на запредельные состояния [32].

На один из важных аспектов вероятностного расчета, а именно на проблему оценки отмеченного выше различия в возможной степени уязвимости конструкций, которая присуща «обычному уровню нагруженности», нацелено дальнейшее изложение.

Постановка задачи

Итак, помимо четко предсказуемых нагрузок и воздействий всегда существует возможность реализации некоторого непредусмотренного ни нормативными документами, ни прогнозом проектировщика случайного воздействия на объект проектирования. Причем в этом контексте понятие «воздействие» понимается очень широко и включает в себя такие события, как грубый брак, ошибка персонала, необычное для данной местности природное явление и т. п., одним словом, форс-мажорные ситуации, которые ведут к существенным последствиям. Эти воздействия, безусловно, не являются массовыми, и поэтому затруднен их статистический анализ, а также учет их влияния в вероятностном анализе надежности. Возможная правдоподобная гипотеза вероятностного типа состоит в том, что их реализация равновероятна в течение времени и что они являются весьма редкими явлениями. Они настолько редки, что обычно не попадают в ту выборку, на основе которой определяются статистические параметры (рис. 1), или же вообще не имеют вероятностной природы. Американский экономист Николас Талеб [33] назвал подобные

события «черными лебедями»¹. С точки зрения этих форс-мажорных событий важной характеристикой объекта проектирования является его уязвимость.

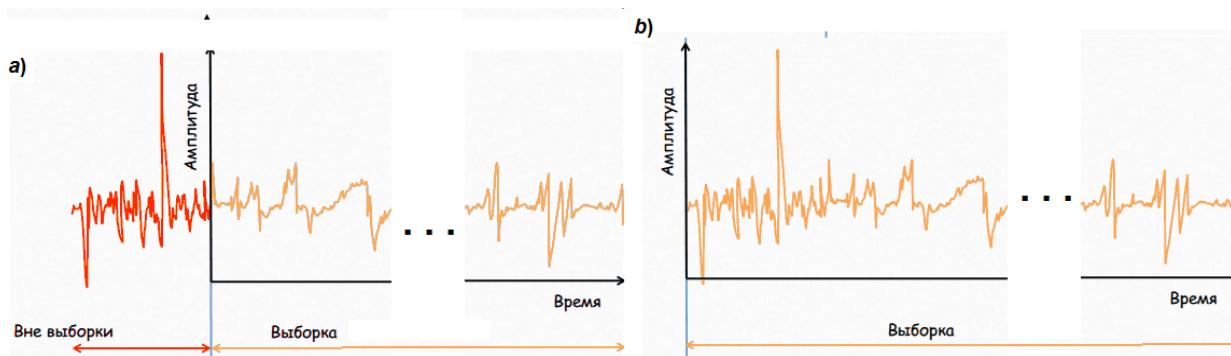


Рисунок 1. К вероятностной оценке очень редких событий

Уязвимость — это параметр, характеризующий возможность нанесения рассматриваемой системе повреждений любой природы теми или иными внешними средствами или факторами. Уязвимость неразрывно связана с известной характеристикой «живучесть» и с дополнительно предлагаемой характеристикой «мобилизованность».

Если, как обычно считается, живучесть является в некотором смысле пространственной характеристикой, показывающей, как локальное возмущение распространяется по пространству системы и может ли это локальное разрушение получить непропорционально большое развитие вширь [34], то в качестве мобилизованности будем рассматривать временную характеристику, показывающую, насколько система готова и способна среагировать на локальное во времени (импульсное) неожиданное возмущение. В обоих случаях возмущение может быть достаточно сильным, чтобы было необходимо считаться с его последствиями, а природа его такова, что предсказать момент и место появления, а также другие количественные характеристики не представляется возможным. Воздействия такого типа в Еврокоде-1-7 [35] относятся к категории неустановленных (unidentified actions).

Заметное отсутствие мобилизованности конструкции, как и недостаточная живучесть, должны служить поводом к повышенному вниманию и использованию некоторых защитных мероприятий. Можно, конечно, повысить уровень прямой защиты такой конструкции, вводя некоторые дополнительные коэффициенты надежности, которые уже точно следует называть коэффициентами незнания (так в прошлом веке было принято говорить о коэффициентах запаса), но вряд ли такой путь является продуктивным. Все же основой стратегии защиты должны стать косвенные меры предупредительного характера, такие как усиленный контроль, или же конструктивные решения.

Из малой вероятности реализации возможного возмущения следует, что проверке подлежит поведение конструкции, на которую действуют только постоянные нагрузки и некоторая наиболее вероятная часть временных нагрузок (например, их средние значения), и следует оценивать уровень мобилизованности. Так, в производственных зданиях усилия в колоннах, вызванные постоянными и длительными нагрузками, редко превышают 15–20 %, и поэтому даже вывод колонны из строя (например, вследствие взрыва) не обязательно должен привести к обрушению всего здания, поскольку при хорошей пространственной развязке 20%-ю нагрузку вместо вышедшего из строя элемента способны нести соседние элементы каркаса. А в офисных, жилых и общественных зданиях усилия от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, а также от действия длительной части полезных нагрузок составляют 70–80 % от уровня несущей способности, и здесь уже трудно ожидать такого же эффекта.

¹ Ювенал говорил: "rara avis in terris nigroque simillima cygno" (лат.) – «хороший человек так же редок, как черный лебедь», поскольку существовала гипотеза о том, что все лебеди белые. Это было верно, пока в 1697 г. не был обнаружен черный австралийский лебедь.

Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф. Об оценке уязвимости строительных конструкций

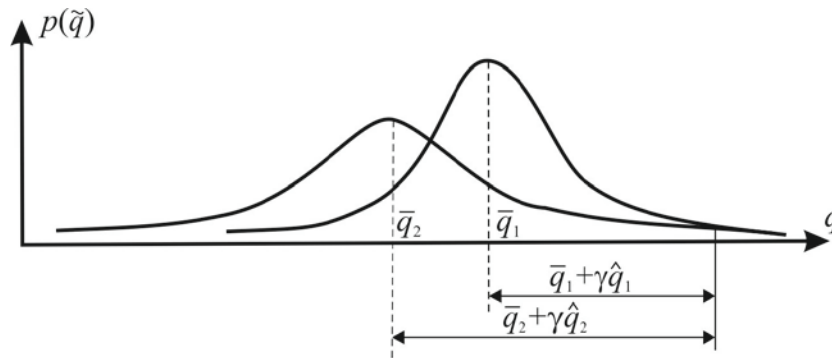


Рисунок 2. Плотности распределения двух нагрузок

Следует заметить, что различия в мобилизованности могут никак не сказаться на вероятности отказа конструкции, если иметь в виду только те воздействия, которые прямо учтены проектом. Действительно, легко представить (рис. 2), что если на две конструкции действуют нагрузки с различными значениями математических ожиданий \bar{q}_1 и $\bar{q}_2 < \bar{q}_1$, но среднеквадратичные отклонения у них таковы, что $\hat{q}_2 > \hat{q}_1$, то расчетные значения таких нагрузок могут оказаться одинаковыми и получают одинаковый индекс надежности γ (запас надежности, измеренный в среднеквадратичных отклонениях), и одинаковой будет вероятность отказа (здесь и далее система обозначений параметров случайных величин и случайных процессов принята по [8], где для случайной величины используется обозначение \tilde{x} , для ее математического ожидания – \bar{x} , для дисперсии – \hat{x} , а для стандарта – \hat{x}).

Эта ситуация является в достаточной мере типичной, если полагать, что нагружение q_1 связано с одной временной нагрузкой, а нагружение q_2 включает в себя много (например, n) различных временных нагрузок. Действительно, дисперсии компонентов, входящих в комбинированное нагружение, суммируются, и если для простоты предположить, что дисперсии всех упомянутых нагрузок одинаковы и равны $\hat{q}_1 = \sigma^2$, то будем иметь $\hat{q}_n = n\hat{q}_1$.

Если обратиться к описанию картины во времени и учесть, что возмущение может реализоваться в любой момент времени, то здесь важную роль начинает играть вероятность совпадения возмущения с тем или иным значением нагрузки, которая меняется во времени по случайному закону (рис. 3).

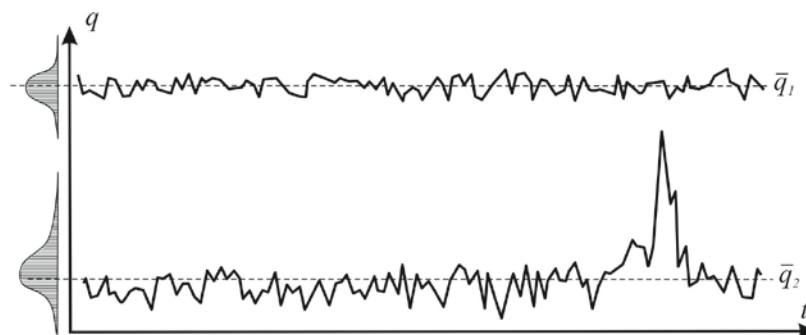


Рисунок 3. Характерные случайные процессы

Здесь важной характеристикой системы является эффективная частота случайного процесса $\tilde{q}(t)$, которым является действующая нагрузка. Эта частота равна средней частоте пересечения среднего уровня нагрузки \bar{q} и для нормального стационарного процесса определяется по формуле:

$$\omega_{ef} = 2\pi \sqrt{\frac{\hat{q}}{\bar{q}}}, \quad (1)$$

где \hat{q}, \bar{q} — дисперсия скорости процесса и дисперсия его ординат. Эффективный период $T_{ef} = 2\pi/\omega_{ef}$ определяет среднее время между этими пересечениями.

Знание эффективной частоты открывает возможность для определения частоты выбросов случайного процесса за нормированный уровень γ за время t , в частности, при нормальном распределении ординаты процесса, по известной формуле

$$v_+(\gamma, t) = \frac{1}{2\pi} \omega_{ef} \cdot t \cdot \exp\left(-\frac{\gamma^2}{2}\right). \quad (2)$$

Вычисление мобилизованности

Очевидно, что мобилизованность конструкции повышается как с увеличением индекса надежности γ (числа стандартов, отделяющих среднее значение нагрузки от ее расчетного значения), так и с увеличением промежутка времени T_γ между выбросами нагрузочного процесса за уровень расчетного значения. Поэтому предлагается в качестве меры мобилизованности в первом приближении принять величину

$$\mu = \gamma(T_\gamma/T_s), \quad (3)$$

где T_s — расчетный срок эксплуатации сооружения.

Для нормального случайного процесса величина T_γ определяется формулой

$$T_\gamma = \frac{1}{v_+(\gamma)} = \frac{2\pi}{\omega_{ef}} \cdot \exp\frac{\gamma^2}{2}, \quad (4)$$

следовательно, в этом случае

$$\mu = \frac{2\pi\gamma}{\omega_{ef}T_s} \cdot \exp\frac{\gamma^2}{2}. \quad (5)$$

В таблице приведены сведения об уровне мобилизованности некоторых нагрузок при сроке эксплуатации, равном 50 годам. Параметры вероятностного описания нагрузок приняты по данным [21].

Таблица. Оценка мобилизованности конструкций

Нагрузка		\bar{q} , Па	V	γ	ω	v_+ , 1/год	T_γ , лет	μ
Постоянная			0,10			0	∞	∞
Снеговая	I р-н	163,6	1,60	2,058	0,141 1/с	0,4114	2,43	0,100
	II р-н	343,8	1,26	1,496	0,095 1/с	0,3175	3,15	0,094
	III р-н	631,0	0,92	1,256	0,073 1/с	0,2600	3,85	0,096
Ветровая	I р-н	8,6	1,814	20,130	6,58 1/с	$1,151 \cdot 10^{-2}$	86,8	34,946
	II р-н	14,6	1,781	15,600	5,16 1/с	$3,551 \cdot 10^{-2}$	28,2	8,798
	III р-н	22,3	1,731	13,210	5,42 1/с	$7,456 \cdot 10^{-2}$	13,4	3,540
Вертикальная крановая	Вар-т 1			5,645	106,8 1/ч	$1,79 \cdot 10^{-2}$	55,8	6,300
	Вар-т 2			5,274	106,8 1/ч	$1,36 \cdot 10^{-1}$	7,4	0,780
	Вар-т 3			7,100	106,8 1/ч	$3,00 \cdot 10^{-7}$	$3,32 \cdot 10^6$	471440
	Вар-т 4			6,730	106,8 1/ч	$3,88 \cdot 10^{-6}$	$2,58 \cdot 10^5$	34726,8

V — коэффициент вариации, v_+ — среднегодовое число выбросов за расчетный уровень нагрузок

Из этой таблицы видно, насколько различными могут быть значения μ у нагрузок, которые мы полагаем в некотором смысле равноценными, поскольку все они нормами проектирования отнесены к одному классу временных нагрузок.

На практике редко встречаются конструкции, подверженные действию только одной нагрузки, чаще всего используется расчетная комбинация нагрузок, которую мы будем полагать суммой стационарных случайных процессов:

$$\tilde{q}_\Sigma = \sum_{i=1}^n c_i \tilde{q}_i, \quad (6)$$

где коэффициенты влияния c_i переводят значения нагрузок в компоненты расчетного усилия или напряжения.

Математическое ожидание и стандарт суммарной нагрузки определяются как

$$\bar{q}_\Sigma = \sum_{i=1}^n c_i \bar{q}_i; \quad \hat{q}_\Sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^n (c_i \bar{q}_i V_i)^2}. \quad (7)$$

Если составляющие этой суммы не коррелируют между собой, то, следуя рассуждениям В.В. Болотина [37], будем иметь для эффективной частоты суммарной нагрузки

$$\omega_\Sigma = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\omega_i c_i \bar{q}_i V_i)^2}{\sum_{i=1}^n (c_i \bar{q}_i V_i)^2}}. \quad (8)$$

Числовые характеристики суммарного усилия согласно формулам (7):

$$\bar{q}_\Sigma = 15,12 + 163,6 + 14,6 = 193,3;$$

$$\hat{q}_\Sigma = \sqrt{(15,2 \times 0,1)^2 + (163,6 \times 1,6)^2 + (14,6 \times 1,78)^2} = 263,0.$$

Принимая во внимание расчетное значение суммарного усилия

$$q_\Sigma^p = 19 + 700 + 420 = 1139,$$

определим его нормированное отклонение:

$$\gamma_\Sigma = \frac{q_\Sigma^p - \bar{q}_\Sigma}{\hat{q}_\Sigma} = \frac{1139 - 193,3}{263,0} = 3,60.$$

По формуле (8) вычисляем эффективную частоту суммарного воздействия, используя вероятностные параметры нагрузок из таблицы 1:

$$\omega_\Sigma = \sqrt{\frac{(0,141 \times 163,6 \times 1,6)^2 + (5,16 \times 14,6 \times 1,78)^2}{(15,2 \times 0,1)^2 + (163,6 \times 1,6)^2 + (14,6 \times 1,78)^2}} = 0,529 \text{ 1/сутки}.$$

Годичную частоту выбросов определяем по формуле (2), принимая во внимание среднюю продолжительность зимнего периода $t_3 = 145$ суток и вводя в знаменатель коэффициент широкополосности $\beta_\omega = 3$, учитывающий многочастотность суммарного случайного процесса [21]:

$$v_\Sigma(\gamma_\Sigma, t_3) = \frac{0,529 \times 145 \cdot \exp(-0,5 \times 3,6^2)}{3 \times 2\pi} = 0,00623 \text{ 1/год}.$$

Полученный период повторяемости выбросов $T_\Sigma = 1/v_\Sigma = 160,5$ лет намного превышает период повторяемости взятых порознь снеговой и ветровой загрузок, то же самое относится к величине $\mu = 11,56$.

Необходимо отметить, что значение мобилизованности характеризует не конструкцию в целом, а ее отдельный элемент (сечение). Подобно оценке надежности, минимальное из значений этой характеристики можно отнести к конструкции в целом (схема слабого звена).

О реальной обеспеченности расчетных нагрузок

Необходимо отметить, что вычисление мобилизованности требует более тщательной оценки статистических свойств действующих на сооружение нагрузок, и коэффициент γ ни в коем случае не следует отождествлять с известным из норм коэффициентом надежности по нагрузке γ_f . Последний учитывает далеко не все факторы, определяющие реальную картину изменения нагрузок во времени. Так, например, для крановой нагрузки СНиП дает значение $\gamma_f = 1,1$, что сильно отличается от данных таблицы 1. И дело не только в том, что коэффициент надежности по нагрузке γ_f связан с переходом от нормативного (характеристического) значения к расчетному, а коэффициент γ определяет переход от среднего значения к расчетному.

Более важным является то обстоятельство, что нормируемые величины γ_f определены для нагрузки вообще и не учитывают целого ряда дополнительных случайных параметров, появляющихся при анализе способа реализации такой нагрузки в определенной конструкции.

Так, например, для крановой нагрузки [38] важным может быть такой фактор, как вероятность конкретного положения на линии влияния, когда может реализоваться расчетное усилие в конструкции. Если же учитывать совместное действие нескольких кранов, то оказывается, что вероятность совпадения их расчетных позиций еще меньше, что резко снижает средний уровень усилия в конструкции.

Другой пример – действие ветровой нагрузки на башенное сооружение. Здесь появление расчетного значения усилия в каком-нибудь элементе конструкции связано со случайным направлением ветра. Кроме того, приведенная в нормах картина распределения ветрового напора по высоте является некой огибающей реальных реализаций скорости ветра и имеет вероятность реализации, далеко не равную единице.

Рисунок 4, заимствованный из работы [39], показывает несколько зарегистрированных профилей ветра и иллюстрирует разнообразие возможных форм распределения средних скоростей ветра по высоте.

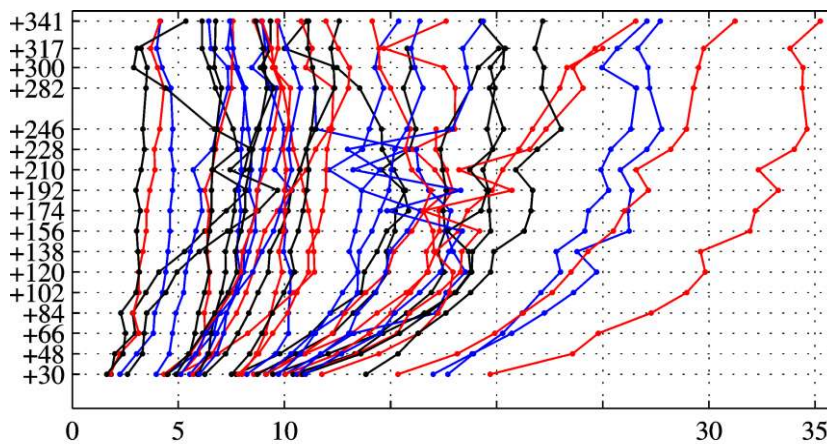


Рисунок 4. Измеренные профили средних скоростей ветра [39]

Неслучайно мировая история высотного строительства не знает случаев обрушения башен от действия ветровой нагрузки (исключением являются торнадо и сочетание ветра с гололедом, и относится в основном к мачтам на оттяжках).

Упомянутые особенности реального нагружения конструкций в весьма малой степени учитываются значениями коэффициентов сочетаний нагрузок, которые также подсчитаны для нагрузок вообще. Конечно, неучет целого ряда реальных неопределенностей является дополнительным фактором надежности проектируемых конструкций. Но поскольку упомянутые факторы сильно разнятся (и по набору, и по значениям) для конструкций различного типа, то мы отходим от одного из основных принципов нормирования – обеспечения равнонадежности конструкций одинаковой степени ответственности, независимо от материала, из которого они изготовлены, и прочих условий, характеризующих конкретный объект проектирования.

Выводы

Предлагаемая новая характеристика уязвимости строительных конструкций может рассматриваться как уточнение обычного набора параметров надежности, в некотором смысле распространение идеологии живучести [31] на поведение системы во времени. Мобилизованность как характеристика процесса нагружения конструкции и ее способности к восприятию внезапного возмущения может служить, по-видимому, основой для принятия проектных и организационных решений, в особенности для сооружений повышенного уровня ответственности.

Нуждается в дальнейшем изучении вопрос о выборе удобного способа измерения мобилизованности. Соответствующая мера может быть сконструирована на основе сопоставления с хорошо зарекомендовавшими себя проектными решениями. Возможен также подход, основанный на согласии о параметрах некоторого стандартизованного тестового возмущения (различного для разных типов сооружений). Примером может служить рекомендация пункта 3.3(2) из EN 1991-1-7 [27] о проверке живучести системы путем использования гипотетической нагрузки 34 кН/м^2 , которая прикладывается в любом направлении к ключевому элементу здания и является моделью аварийного воздействия [40].

Литература

1. Kurrer K.-E. The History of the Theory of Structures. Berlin: Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften, 2012. 848 p.
2. Перельмутер А.В. Беседы о строительной механике. М.: Изд-во АСВ, 2014. 252 с.
3. Maier M. Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen. Berlin: Springer Verlag, 1926. 73 p.
4. Mayer M. Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Granzkräften statt nach zulässigen Spannungen. Berlin: Springer Verlag, 1926. Pp. 111–126.
5. Хоциалов Н.Ф. Запасы прочности // Строительная промышленность. 1929. №10. С. 840–844.
6. Стрелецкий Н.С. Основы статистического учета коэффициента запаса прочности сооружений. М.: Стройиздат, 1947. 92 с.
7. Plot M.Nor sur la nation de coefficient de securite // Annals des points et chaussées. 1936. Vol. II. Fase 7.
8. Wierzbicki W. Safety of Structures as a Probability Problem. Warsaw: Przegląd Techniczny, 1936. 690 p.
9. Freudenthal A.M. The safety of Structures // Transactions of ASCE. 1947. Vol. 112. No.1. Pp. 125–180.
10. Балдин В.А., Гольденблат И.И., Коченов В.И., Пильдиш М.Я., Таль К.Э. Расчет строительных конструкций по предельным состояниям. М.: Стройиздат, 1951. 272 с.
11. EN 1990:2001. Eurocode. Basis of structural design. Brussels: CEN, 2002. 89 p.
12. Материалы Международного совещания по расчету строительных конструкций, Москва, декабрь 1958. АСИА СССР. М.: Госстройиздат, 1961. 260 с.
13. Лолейт А.Ф. О подборе сечений железобетонных элементов по критическим усилиям. М.–Л.: Госстройиздат, 1933. 68 с.
14. Стефанишин Д.В., Штильман В.Б. К оценке вероятности перелива воды через гребень плотины // Инженерно-строительный журнал. 2012. №9(35). С. 70–78.
15. Кикин А.И., Васильев А.А., Кошутин Б.Н., Уваров Б.Ю., Вольберг Ю.Л. Повышение долговечности конструкций промышленных зданий. 2-е изд. М.: Стройиздат, 1984. 302 с.
16. Ржаницына А.Р. Теория расчета строительных конструкций на надежность. М.: Стройиздат, 1978. 239 с.
17. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. М.: Стройиздат, 1982. 351 с.
18. Тимашев С.А. Надежность больших механических систем. М.: Наука, 1982. 184 с.
19. Райзер В.Д. Теория надежности сооружений. М.: Изд-во АСВ, 2010. 384 с.
20. Чирков В.П. Вопросы надежности механических систем. М.: Знание, 1981. 121 с.
21. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий. М.: Изд-во АСВ, 2011. 456 с.

22. Benjamin J.R. Cornell C.A. Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers. New York: McGraw-Hill, 1970. 684 p.
23. Thoft-Christensen P., Baker M.J. Structural reliability theory and its applications. Berlin: Springer, 1982. 267 p.
24. Augusti G., Baratta A., Casciati F. Probabilistic methods in structural engineering. London: Chapman & Hall, 1984. 583 p.
25. Madsen H.O., Krenk S., Lind N.C. Methods of structural safety. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1986. 312 p.
26. Ditlevsen O., Madsen H. Structural reliability methods. Chichester: John Wiley, 1996. 372 p.
27. Elishakoff I. Probabilistic Theory of Structures. New York: Dover Publications, 1999. 502 p.
28. Melchers R. Structural reliability Analysis and prediction. Chichester: Ellis Horwood Wiley, 1999. 416 p.
29. Todinov M.T. Reliability and risk models: setting reliability requirements. New York: John Wiley, 2005. 322 p.
30. Ang A. H-S., Tang W.H. Probability Concepts in Engineering Planning and Design. New York: John Wiley, 1975. 368 p.
31. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. 3-е изд., перераб. и доп. М.: Изд-во АСВ, 2007. 256 с.
32. Исхаков Ш.Ш., Ковалев Ф.Е., Васкевич В.М., Рыжиков В.Ю. Оценка надёжности эксплуатации зданий и сооружений по методикам возникновения риска их неработоспособных состояний // Инженерно-строительный журнал. 2012. №7(33). С. 76–88.
33. Nassim Nicholas Taleb. The Black Swan: The Impact of the Highly Improbable. New York: Random House, 2007. 400 p.
34. Перельмутер А.В., Криксунов Э.З., Мосина Н.В. Реализация расчета монолитных жилых зданий на прогрессирующее (лавинообразное) обрушение в среде вычислительного комплекса SCAD Office // Инженерно-строительный журнал. 2009. №2(4) С. 13–18.
35. EN 1991-1-7: Eurocode 1: Actions on structures. Part 1-7: General actions. Accidental actions. Brussels: European Committee for Standardisation, 2006.
36. Ларионов В.В. Публичная техническая политика в строительстве // Промышленное и гражданское строительство. 2004. №5. С. 11–12.
37. Болотин В.В. О сочетании случайных нагрузок, действующих на сооружение // Строительная механика и расчет сооружений. 1962. №2. С. 1–5.
38. Пичугин С.Ф. Крановые нагрузки на строительные конструкции. Полтава: ООО «АСМИ», 2014. 504 с.
39. Clobes M., Willecke A., Peil U. Classification of measured wind profiles using neural networks // Proceedings of the Fifth International Symposium on Computational Wind Engineering (CWE2010), Chapel Hill, North Carolina, USA. May 23-27, 2010.
40. Gulvanessian H., Calgaro J-A., Formichi P., Harding G. Designers' guide to Eurocode 1: Actions on buildings: EN 1991-1-1, 1991-1-3 and 1991-1-5 to 1-7. London: Thomas Telford Publishing, 2009. 312 p.

*Анатолий Викторович Перельмутер, г. Киев, Украина
Тел. раб.: +3(8050)382-16-25; эл. почта: avp@scadsoft.com*

*Сергей Федорович Пичугин, г. Полтава, Украина
Тел. раб.: +3(8050)591-77-28; эл. почта: pichugin_sf@mail.ru*

© Перельмутер А.В., Пичугин С.Ф., 2014

doi: 10.5862/MCE.49.1

Issues on estimation of building structure vulnerability

A.V. PerelmuterLLC Research and Production Company "SCAD Soft", Kiev, Ukraine
+380503821625; e-mail: avp@scadsoft.com**S.F. Pichugin**Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University, Poltava, Ukraine
+380505917728; e-mail: pichugin_sf@mail.ru

Key words

random load; outliers; reliability; vulnerability

Abstract

The development of probabilistic methods of computation for building structures has mainly been aimed at improving the computation methodology. The attention was given to the accumulation of actual data as well to the research of statistical properties of influence and parameters of strength. However, it is necessary to mention that hardly ever new investigations have been done in the sphere of probabilistic evaluation. The priority attention was paid to the first ultimate state.

The problems of structure reliability should not be restricted to the structure durability and stability estimation, and not all possible structure failures can be analyzed with probabilistic methods.

It is reasonable to develop some original approaches to probabilistic reliability estimation. One important fact should be taken into account; it is the risk of structure vulnerability and a lack of statistical data for its estimation. It is sensible to evaluate both durability and longevity to prevent outer-boundary vulnerability all along the structure. In order to solve this problem, a new characteristic (mobilization of structure) and its definition are given. The paper presents some considerations and common examples to justify this method. The authors consider this issue to be polemic and ready to cause further professional discussion.

References

1. Kurrer K.-E. *The History of the Theory of Structures*. Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften., 2012. 848 p.
2. Perelmuter A.V. *Besedy o stroitelnoy mekhanike* [Conversations about the structural mechanics]. Moscow: Izd-vo ASV, 2014. 252 p. (rus)
3. Marier M. *Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Grenzkraften anstatt nach zulässigen Spannungen*. Springer Verlag. Berlin, 1926. 73 p.
4. Mayer M. *Die Sicherheit der Bauwerke und ihre Berechnung nach Granzkräften statt nach zulässigen Spannungen*. Berlin: Springer Verlag, 1926. Pp. 111–126.
5. Khotsialov N.F. Zapasy prochnosti [Safety factors]. *Stroitel'naya promyshlennost*. 1929. No.10. Pp. 840–844. (rus)
6. Streletskiy N.S. *Osnovy statisticheskogo ucheta koeffitsiyenta zapasa prochnosti sooruzheniy* [Bases of the statistical account of constructions safety factor]. Moscow: Stroyizdat, 1947. 92 p. (rus)
7. Plot M. *Nor sur la nation de coefficient de securite*. *Annals des points et chaussées*. 1936. Vol. II. Fase 7.
8. Wierzbicki W. Safety of Structures as a Probability Problem. *Przegląd Techniczny*. Warsaw, 1936. 690 p.
9. Freudenthal A.M. The safety of Structures. *Transactions of ASCE*. 1947. Vol. 112. No. 1. Pp. 125–180.
10. Baldin V.A., Goldenblat I.I., Kochenov V.I., Pildish M.Ya., Tal K.E. *Raschet stroitelnykh konstruksiy po predelnym sostoyaniyam* [Calculation of building structures on limit states]. Moscow: Stroyizdat, 1951. 272 p. (rus)
11. EN 1990:2001. Eurocode. Basis of structural design. CEN. Brussels, 2002. 89 p.
12. *Materialy Mezhdunarodnogo soveshchaniya po raschetu stroitelnykh konstruksiy* [Materials of the International meeting on calculation of building designs]. Moscow, December 1958. ASIA SSSR. Moscow: Gosstroyizdat, 1961. 260 p. (rus)
13. Loley A.F. *O podbore secheniy zhelezobetonnykh elementov. po kriticheskim usiliyam* [About analysis of concrete elements sections for critical efforts]. Moscow–Leningrad: Gosstroyizdat, 1933. 68 p. (rus)
14. Stefanishin D.V., Shtilman V.B. *K otsenke veroyatnosti pereliva vody cherez greben plotiny plotiny* [To the estimation of probability of water flowing through the comb of weir]. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No. 9. Pp. 70–78 (rus)

15. Kikin A.I., Vasilyev A.A., Koshutin B.N., Uvarov B.Yu., Volberg Yu.L. *Povysheniye dolgovechnosti konstruksiy promyshlennykh zdaniy* [Increase of durability of designs of industrial buildings]. 2-ye izd. Moscow: Stroyizdat, 1984. 302 p. (rus)
16. Rzhantsyn A.R. *Teoriya rascheta stroitelnykh konstruksiy na nadezhnost* [The theory of calculation of building designs reliability]. Moscow: Stroyizdat, 1978. 239 p. (rus)
17. Bolotin V.V. *Metody teorii veroyatnostey i teorii nadezhnosti v raschetakh sooruzheniy* [Methods of probability and reliability theory in calculations of constructions]. Moscow: Stroyizdat, 1982. 351 p. (rus)
18. Timashev S.A. *Nadezhnost bolshikh mekhanicheskikh sistem* [Reliability of the big mechanical systems]. Moscow: Nauka, 1982. 184 p. (rus)
19. Rayzer V.D. *Teoriya nadezhnosti sooruzheniy* [The theory of reliability of constructions]. Moscow: Izd-vo Assotsiatsii stroitelnykh vuzov, 2010. 384 p. (rus)
20. Chirkov V.P. *Voprosy nadezhnosti mekhanicheskikh sistem* [Questions of reliability of mechanical systems]. Moscow: Znanie, 1981. 121 p. (rus)
21. Pichugin S.F. *Nadezhnost stalnykh konstruksiy proizvodstvennykh zdaniy* [Reliability of industrial buildings steel structures]. Moscow: Izdatelstvo ASV, 2011. 256 p (rus)
22. Benjamin J.R. Cornell C.A. *Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers*. New York: McGraw-Hill, 1970. 684 p.
23. Thoft-Christensen P., Baker M.J. *Structural reliability theory and its applications*. Berlin: Springer, 1982. 267 p.
24. Augusti G., Baratta A., Casciati F. *Probabilistic methods in structural engineering*. London: Chapman & Hall. London, 1984. 583 p.
25. Madsen H.O., Krenk S., Lind N.C. *Methods of structural safety*. Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1986. 312 p.
26. Ditlevsen O., Madsen H. *Structural reliability methods*. Chichester: John Wiley, 1996. 372 p.
27. Elishakoff I. *Probabilistic Theory of Structures*. New York: Dover Publications, 1999. 502 p.
28. Melchers R. *Structural reliability Analysis and prediction*. Chichester: Ellis Horwood Wiley, 1999. 416 p.
29. Todinov M.T. *Reliability and risk models: setting reliability requirements*. New York: John Wiley, 2005. 322 p.
30. Ang A. H-S., Tang W.H. *Probability Concepts in Engineering Planning and Design*. New York: John Wiley, 1975. 368 p.
31. Perelmuter A.V. *Izbrannyye problemy nadezhnosti i bezopasnosti stroitelnykh konstruksiy* [The selected problems of building structures reliability and safety]. 3rd edition. Moscow: Izdatelstvo ASV, 2007. 256 p.
32. Iskhakov Sh.Sh., Kovalev F.Ye., Vaskevich V.M., Ryzhikov V.Yu. Otsenka nadezhnosti ekspluatatsii zdaniy i sooruzheniy po metodikam vozniknoveniya riska ikh nerabotosposobnykh sostoyaniy [Reliability estimation of buildings and structures exploitation on methodologies of risk origin of their disabled states]. *Magazine of Civil Engineering*. 2012. No.7. Pp. 76–88 (rus)
33. Nassim Nicolas Taleb. *The Black Swan: The Impact of the Highly Improbable*. New York: Random House, 2007. 400 p.
34. Perelmuter A.V., Kriksunov E.Z., Mosina N.V. Realizatsiya rascheta monolitnykh zhilykh zdaniy na progressiruyushcheye (lavinoobraznoye) obrusheniye v srede vychislitelnogo kompleksa SCAD Office [Calculation realization of monolithic dwellings buildings on the progress (avalanche-type) collapse in the environment of calculable complex SCAD Office]. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. No. 2(4). Pp. 13–18 (rus)
35. EN 1991-1-7: Eurocode 1: Actions on structures. Part 1–7: General actions. Accidental actions. European Committee for Standardisation. Brussels, 2006.
36. Larionov V.V. Publichnaya tekhnicheskaya politika v stroitelstve [The public technical policy in building]. *Industrial and Civil Engineering*. 2004. No.5. Pp. 11–12. (rus)
37. Bolotin V.V. O sochetanii sluchaynykh nagruzok, deystvuyushchikh na sooruzheniye [About a combination of the casual loadings operating on a construction]. *Stroitel'naya mehanika i raschet sooruzheniy*. 1962. No.2. Pp. 1–5. (rus)
38. Pichugin S.F. *Kranovyye nagruzki na stroitelnyye konstruksii* [Crane loading on building structures]. Poltava: OOO «ASMI», 2014. 504 p. (rus)
39. Clobes M., Willecke A., Peil U. Classification of measured wind profiles using neural networks. *Proceedings of the Fifth International Symposium on Computational Wind Engineering (CWE2010)*, Chapel Hill, North Carolina, USA May 23-27, 2010.
40. Gulvanessian H., Calgaro J-A., Formichi P., Harding G. *Designers' guide to en 1991-1-1, 1991-1-3 and 1991-1-5 to 1-7*. London: Thomas Telford Publishing, 2009. 312 p.

Full text of this article in Russian: pp. 5–14