

Виктор Владимирович ТУР,
доктор технических наук,
профессор,
заведующий кафедрой
"Технология бетона
и строительные материалы"
Брестского государственного
технического университета

**Дмитрий Михайлович
МАРКОВСКИЙ,**
кандидат технических наук
Брестского государственного
технического университета

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ В СООТВЕТСТВИИ С ТКП ЕН 1990:2002

PRINCIPLES FOR DESIGN OF BUILDING STRUCTURES IN ACCORDANCE WITH TKP EN 1990:2002

В статье рассмотрены базовые подходы к проектированию конструкций, сформулированные в ТКП ЕН 1990. Выполнен анализ основных положений, касающихся назначения и дифференциации надежности при проектировании строительных конструкций в рамках метода частных коэффициентов.

This article describes the basis of structural design in accordance with TKP EN 1990. The main provisions concerning reliability assignment and differentiation have been analyzed, when designing building structures on the basis of the partial factors method.

ВВЕДЕНИЕ

С 1 января 2010 года на территории Республики Беларусь введена в действие система европейских технических нормативных документов, касающихся проектирования конструкций (так называемые Structural Eurocodes). Ключевым нормативным документом этой системы, взаимосвязанным со всеми Еурокодами, является ТКП ЕН 1990:2002 [1] и гармонизированный с ним национальный технический кодекс установившейся практики ТКП 45-2.01/ПР/-2010 [2]. ТКП ЕН 1990 [1] устанавливает принципы и требования, касающиеся безопасности, эксплуатационной пригодности и долговечности для всех видов конструкций, и создает основу проектирования, формулируя общие принципы расчетов конструкций зданий и сооружений, включая геотехнические аспекты. В основу [1] положена концепция предельных состояний, детально реализованная в методе частных коэффициентов, широко применяемом в проектной практике. Вместе с тем [1] и гармонизированный [2] допускают применение, наравне с методом частных коэффициентов, вероятностных методов расчета и метода прямого установления расчетных значений.

На рис. 1 показаны связи между базовым ТКП ЕН 1990 [1] и другими Еурокодами, применяемыми при проектировании конструкций. Представленная ситуация отличается от подходов к нормированию, действующих в национальной системе технических нормативных правовых актов (ТНПА), сохранившей во многом в части разработки так называемых расчетных ТНПА традиции нормотворчества бывшего СССР.

Так, единственным нормативным документом, определявшим принципы проектирования конструкций и оснований, до недавнего времени оставался ГОСТ 27751 [3]. Следует отметить, что многие положения этого документа устарели, а уровень их детализации в настоящее время является явно неудовлетворительным. Главным недостатком [3] следует считать то, что, несмотря на декла-

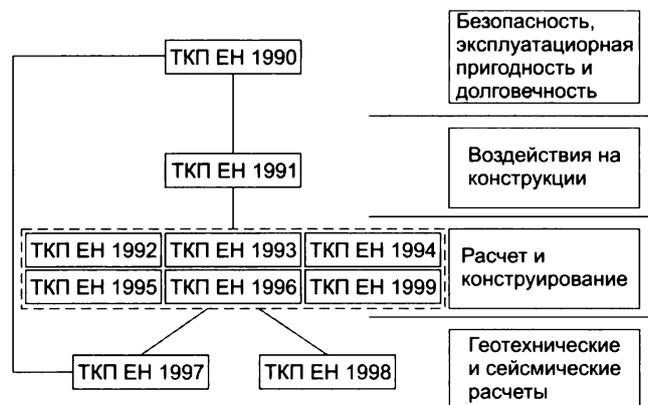


Рис. 1. Взаимосвязь между Еурокодами

рируемые основные положения по расчету (надо полагать надежности), в нем напрочь отсутствует как дифференциация надежности, так и количественные показатели надежности (например, вероятности p , отказа или целевые значения индексов надежности β , как это сделано в [1]). При таких положениях сложно не только говорить об уровне надежности проектируемых конструкций, но и выполнить статистические калибровки системы частных коэффициентов основного расчетного метода.

Введение [1] позволяет не только по-новому взглянуть на проблему надежности строительных конструкций, но и делает практически применимыми ряд важнейших положений теории надежности.

Необходимо отметить важное обстоятельство, что [1], как и другие расчетные Еурокоды (см. рис. 1), содержит достаточно широкий перечень так называемых Национально устанавливаемых параметров (National Determined Parameters), включаемых в Национальные приложения. Выбор значений этих параметров является прерогативой национальных органов, выполняющих разработку ТНПА, и требует принятия квалифицированных, экономически обоснованных решений. Важно еще раз подчеркнуть то, что ТКП ЕН 1990 [1] является **основой** всей системы внедренных Еурокодов.

Ниже рассмотрим некоторые наиболее важные, по мнению авторов, положения как входящие в [1], так и включенные в Национальное приложение (National Annex) к [1] и [2].

1 ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К КОНСТРУКЦИЯМ

В соответствии с [1] основополагающее требование при проектировании конструкций сформировано следующим образом:

"(1) Конструкцию следует проектировать и изготавливать таким образом, чтобы она в течение предполагаемого срока службы с назначенной степенью надежности с учетом экономичности:

— выдерживала все воздействия и влияния, которые, по всей вероятности, могут появиться в процессе эксплуатации, и

— оставалась пригодной к требуемым условиям эксплуатации.

(2) Конструкцию следует проектировать так, чтобы были обеспечены надлежащие:

- несущая способность;
- эксплуатационная пригодность;
- долговечность".

В отличие от формулировки, содержащейся в [3], представленные требования в полной мере опираются на базовые положения метода предельных состояний в постановке проф. Н. С. Стрелецкого¹ (например [4], с. 8, 9), охватывают не только предельные состояния несущей способности, но и эксплуатационной пригодности и позволяют принять решение о прекращении эксплуатации здания или сооружения в связи, например, с экономической нецелесообразностью дальнейшего содержания строительного объекта (см. пример прекращения эксплуатации башни Киевского телецентра в книге проф. А. В. Перельмутера [5], с. 77).

По сравнению с формулировкой, приведенной в [3] ("Строительные конструкции и основания должны быть запроектированы таким образом, чтобы они обладали **достаточной** надежностью при возведении и эксплуатации..."²), ТКП ЕН 1990 [1] указывает конкретно на то, что требуемая степень надежности должна быть назначена с учетом **экономичности**. Такой подход требует не только количественного описания (задания) показателей надежности применительно к проектируемой конструкции, но и дифференциации надежности в зависимости от мер, применяемых при социально-экономической оптимизации ресурсов, используемых при возведении строительного объекта с учетом всех ожидаемых последствий отказа и стоимости строительства.

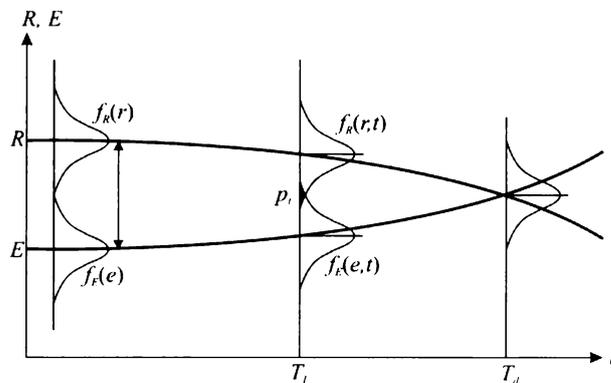


Рис. 2. К прогнозированию надежности

Проектирование конструктивных элементов (а если говорить более точно, оставаясь в рамках действующих норм, — проектирование сечений) основано на том, что геометрические параметры, характеристики свойств материалов выбирают таким образом, чтобы на протяжении расчетного (проектного) срока службы конструкции сопротивление R с очень высокой вероятностью превосходило бы воздействие или эффект воздействия:

$$M = R - E \geq 0. \quad (1)$$

Практически всегда, как воздействие E , так и сопротивление R , являются функциями времени (рис. 2). Поэтому если в течение некоторого установленного базового периода времени не произойдет превышения воздействием сопротивления, т. е. будет выполняться условие (1), случаев отказа не появится.

Как отмечается в монографии Г. Шпете ([6], с. 6), "... выполнение неравенства было бы тривиальным, если бы инженеру не приходилось удовлетворять требования высокой экономичности и снижения материалоемкости конструкции. Стремление экономно строить принуждает конструктора снижать резерв прочности (см. M в формуле (1), прим. авторов) насколько возможно. Однако ни R , ни E точно не известны, поскольку обе величины появятся только в будущем. Проектировщик не знает ни фактических нагрузок, которые будут действовать на сооружение в период эксплуатации, ни действительных фактических свойств материалов еще не существующего объекта. Это означает, что в процессе подбора сечений приходится идти на известный **риск**, т. е. принимать решение в условиях неопределенности".

В связи с этим обстоятельством в качестве меры надежности³ в концепции [1] и СТБ ISO 2394 [7] при-

¹ "Если при расчете по разрушающим нагрузкам, также как по допускаемым напряжениям, основной характеристикой предельного состояния является состояние разрушения или потери несущей способности, то в методе расчета по предельным состояниям основной характеристикой предельного состояния считается состояние прекращения эксплуатации сооружения, потеря его эксплуатационной способности.

Критерий метода расчета по предельным состояниям может быть назван критерием годности сооружения ..., негодное сооружение не имеет практической ценности. Таким образом, годность — основное требование, предъявляемое к сооружению, основной критерий его предельного состояния".

² Трудно объяснить парадоксальность сложившейся ситуации. Так, основной разработчик [3] проф. В. Д. Райзер в своей монографии сам же отмечает: "Существующие методы проектирования не позволяют оценивать надежность конструкций и, тем более, проектировать их с заданным уровнем надежности" (В. Д. Райзер [8], с. 27), чем противоречит указанному требованию.

³ Согласно определению, приведенному в [1]: "Надежность — способность конструкции или элемента конструкции удовлетворять установленным требованиям с учетом проектного срока службы, на который они были запроектированы. Надежность обычно выражают в вероятностных величинах. Понятие надежности включает в себя безопасность, эксплуатационную пригодность и долговечность конструкции".

Согласно [3]: "Основным свойством, определяющим надежность строительных конструкций, зданий и сооружений в целом, является безопасность их работы — способность сохранять заданные эксплуатационные качества в течение определенного срока службы".

нимается вероятность отказа p_f или, другими словами, вероятность перехода (превышения) некоторого состояния конструкции или конструктивного элемента, которое принято определять как **предельное состояние**. Если пользоваться принятым подходом, то пригодность (или годность) конструкции может быть определена как вероятность того, что в течение установленного срока службы любое мгновенное состояние конструкции $S(t)$ в момент времени t будет принадлежать совокупности допустимых состояний $\{S\}_{доп}$:

$$P = Prob[S(t) \in \{S\}_{доп}]. \quad (2)$$

Принимая вероятностный подход к нормированию надежности, следует ответить на следующие вопросы:

1. Как определить вероятность отказа элемента конструкции?
2. Какова допустимая или приемлемая вероятность отказа, которая может быть принята в качестве нормируемой меры надежности?
3. Следует ли постоянно прибегать к вычислению вероятностей отказа или возможно использовать упрощенные полувероятностные методы, обеспечивающие достижение требуемого уровня надежности?

Ответы на поставленные вопросы должны быть даны с учетом особенностей, присущих оцениванию надежности строительных конструкций, которые, в общем случае, могут быть представлены следующим образом:

— строительные конструкции обладают большой надежностью (например, по сравнению с элементами электроники) и их отказ является достаточно редким событием, в силу чего вероятность отказа чрезвычайно мала. Для прямого статистического оценивания потребовался бы очень большой объем выборки, что реализовать практически невозможно;

— надежность необходимо оценивать не только для однотипных конструкций, но и единичных объектов;

— и, наконец, согласно [6], с. 64, *"сроки службы сооружений очень высоки; даже если и можно сделать приемлемые выводы на основе статистики повреждений, эти выводы появятся только тогда, когда они, в лучшем случае, будут иметь исторический интерес"*.

Таким образом, прогнозирование вероятности отказа на основе статистических выборок, вытекающих из реализовавшихся событий в условиях развития и совершенствования строительных технологий, при значительном разнообразии конструктивных систем и т. д. обречено на провал.

В сложившейся ситуации вероятность отказа может быть определена теоретически, опираясь на использование положений теории надежности.

2 ВЕРОЯТНОСТЬ ОТКАЗА И ИНДЕКС НАДЕЖНОСТИ

Как показано в [9, 10], интенсивно развивающиеся в последние три–четыре десятилетия методы теории надежности конструкций создали более рациональную основу для проектирования конструкций по предельным состояниям¹. С применением методов теории конструкционной надежности основные параметры модели базисных переменных метода предельных состояний в формате частных коэффициентов (т. е. расчетные уравнения, характеристические значения свойств материалов, характеристические и репрезентативные значения воздействий и соответствующая система частных коэффициентов), внесенные в нормы проектирования, могут быть выбраны (откалиброваны) так, чтобы уровень надежности всех конструкций, запроектированных по соответствующим нормам, определялся независимо от выбранных материалов, преобладающих воздействий, условий окружающей среды². Этот процесс, включая выбор так называемого *"целевого уровня надежности"* (*target reliability level*), в общем случае принято рассматривать как процесс калибровки норм (*code calibration*).

2.1 Проектирование в условиях неопределенностей

Общей целью анализа конструкционной надежности является оценка вероятности перехода (превышения) некоторого состояния, определяемого как предельное состояние, при учете несовершенств или неопределенностей, связанных с сопротивлениями и воздействиями. Конструкционная пригодность оценивается посредством расчетных моделей сопротивлений и воздействий, основанных на физическом понимании явлений и эмпирических данных. При этом оценивание выполняется с применением идеализированных моделей, обладающих как собственными, присущими или физически неопределенностями, так и неопределенностями, связанными с изменчивостью базисных переменных, входящих в расчетные модели³. Теория надежности дает основу для вероятностного моделирования этих неопределенностей и предлагает методы количественной оценки вероятности того, что конструкция удовлетворяет или не удовлетворяет требованиям пригодности.

Принято рассматривать следующие типы неопределенностей применительно к изучаемой проблеме:

— физические неопределенности, которые традиционно связывают с природной изменчивостью воздействий, условий окружающей среды, свойств материалов и геометрических параметров;

— статистические неопределенности, связанные с неполной статистической информацией, например, обусловленные малым числом испытаний или наблюдений;

¹ Обращая внимание на некоторую подмену понятий, произошедшую в последние десятилетия, проф. А. В. Перельмутер отмечает: *"Методика предельных состояний, создававшаяся для составителей норм, не является теорией метода предельных состояний, которая должна стать инструментом инженера"* (А. В. Перельмутер [5], с. 75).

² *"Метод предельных состояний подвел единую идейную базу под существующие надежностные требования, но не сформулировал правил их устранения. Невозможно найти сколько-нибудь разумного объяснения тому, что надежность сооружений одного и того же назначения, выполненных из различных материалов, запроектированных по действующим нормам, оказывается различной. Более того, невозможно сказать, какой уровень надежности требуют нормы проектирования, должен ли он быть одинаковым для всех сооружений или различаться, и если должен различаться, то в каких пределах и в зависимости от чего"* (В. Д. Райзер [8], с. 27).

³ *"Проектирование — процесс принятия решения, при котором должны учитываться различные неопределенности для достижения приемлемой вероятности отказа"* (В. Д. Райзер [8], с. 19).

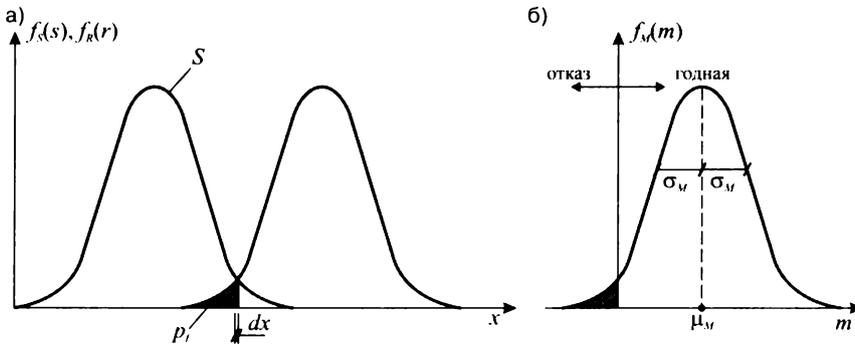


Рис. 3. Иллюстрация к определению отказа (а) и функция распределения плотности вероятности для предела безопасности M (б)

— неопределенности расчетных моделей, связанных с принятым уровнем идеализации математических описаний, упрощениями (аппроксимациями) реального физического поведения конструкции.

2.2 Вычисление вероятностей отказа и индекса надежности

Как было показано ранее, критерии пригодности для конструктивных систем и их элементов принято выражать функцией состояния $g(\mathbf{x})$ или так называемым событием отказа F :

$$F = \{g(\mathbf{x}) \leq 0\}, \quad (3)$$

где компоненты вектора \mathbf{x} являются реализациями случайной базисной переменной X , представляющей все значимые и уместные для данной расчетной ситуации неопределенности, оказывающие влияние на значение вероятности отказа. При этом базисные переменные должны представлять все типы неопределенностей, включенных в расчетную модель.

Если установлены вероятностные модели для описания неопределенных базисных переменных, проблема заключается в оценке вероятности отказа, соответствующей базовому периоду (периоду отнесения) для проверяемого предельного состояния.

Для конструктивных элементов, неопределенное сопротивление R которых моделируется случайной переменной с функцией плотности вероятности $f_R(r)$, подверженному детерминированному воздействию S , функция состояния может быть представлена в простом виде:

$$g(x) = R - s, \quad (4)$$

а вероятность отказа определена из выражения:

$$p_i = \text{Prob}(R \leq s) = F_R(s) = \text{Prob}\left(\frac{R}{S} \leq 1\right). \quad (5)$$

В случае, если и воздействие (эффект воздействия) моделируется случайной переменной s с функцией плотности вероятности $f_s(s)$, вероятность отказа определяется по формуле

$$p_i = \text{Prob}(R \leq S) = \text{Prob}(R - S \leq 0) = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(x) \cdot f_s(x) dx. \quad (6)$$

Следует отметить, что запись вида (6) справедлива в том случае, если переменные воздействия и сопро-

тивления являются **статистически независимыми**. Такой случай в теории надежности принято рассматривать как "фундаментальный случай" ("fundamental case") (рис. 3).

К тому же, интеграл (6) не имеет общего решения в замкнутой форме, но для его решения разработаны и применяются в практике ряд специальных способов решения. Один из таких случаев, когда обе базисные переменные — сопротивление R и воздействие S — подчиняются нормальному закону распределения.

В этом случае вероятность отказа может быть оценена непосредственно из распределения случайной переменной M , часто определяемой как предел безопасности¹:

$$M = R - S. \quad (7)$$

Вероятность отказа может быть определена:

$$P_F = P(R - S \leq 0) = P(M \leq 0), \quad (8)$$

где M — нормально распределенная случайная переменная с параметрами распределения:

$$\begin{aligned} \mu_M &= \mu_R - \mu_S, \\ \sigma_M &= \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}. \end{aligned}$$

Вероятность отказа теперь может быть определена с использованием функций нормального распределения:

$$P_F = \Phi\left(\frac{0 - \mu_M}{\sigma_M}\right) = \Phi(-\beta), \quad (9)$$

где $\beta = \mu_M / \sigma_M$ — индекс надежности (индекс проф. А. Р. Ржаницына). Геометрическая интерпретация индекса надежности показана на рис. 3б.

Из рис. 3б видно, что смысл индекса надежности β может быть интерпретирован как число стандартных отклонений, на которое среднее значение предела без-

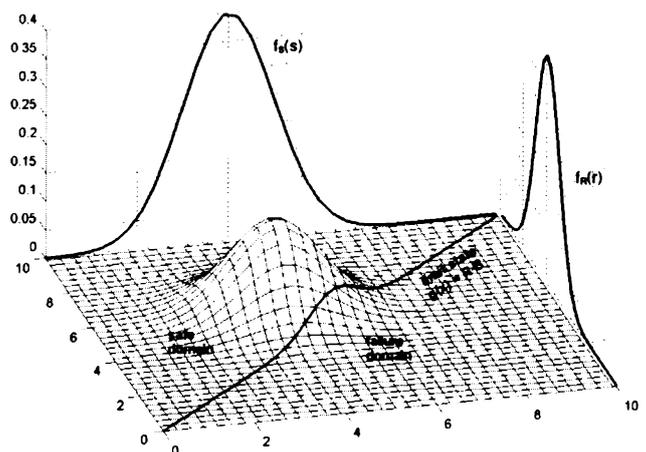


Рис. 4

¹ Очевидно, что в общем случае следовало бы использовать термин "предел безопасной работы" или "предел пригодности".

опасности M отстоит от нуля, или эквивалентно расстоянию от среднего значения предела безопасности до наиболее вероятной точки отказа.

Как было показано ранее, решение в замкнутой форме может быть также получено в других специальных случаях¹.

В общем случае сопротивление и воздействие (эффект воздействия) не могут быть представлены только как случайные переменные, а, скорее, как функции случайных переменных. Поэтому вероятность отказа может быть определена следующим интегралом:

$$P_F = \int_{g(x) \leq 0} f_x(x) dx, \quad (10)$$

где $f_x(x)$ — объединенная функция плотности вероятности случайных переменных $X = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$.

Интеграл (10), показанный на рис. 4, является интегралом по объему объединенной функции плотности вероятности.

В настоящее время предложены различные методы для решения интеграла (6), включая численное интегрирование, симуляцию Монте-Карло, методы надежности первого и второго порядков (FORM/STORM) и др.

Несколько специальных коммерческих компьютерных программ (например, STRUREL, Proban, CodeCal) позволяют относительно просто решать задачи вычисления интеграла типа (6).

Подводя некоторый промежуточный итог, следует отметить, что вероятность отказа может быть определена непосредственно теоретическим расчетом при выполнении следующих условий:

- известна статистическая информация о базисных переменных x_i , входящих в функцию состояния. Статистическая информация должна быть представлена соответствующими законами распределения базисной переменной со статистическими параметрами;

- математически сформулированы механические модели сопротивлений и эффектов воздействий для рассматриваемой конструкции в соответствующей расчетной ситуации;

- определено (установлено) предельное состояние, к которому относится вероятность отказа. Установлено нормируемое значение вероятности отказа (индекса надежности) применительно к рассматриваемому предельному состоянию;

- достаточно разработаны правила действий со случайными числами и стохастическими процессами.

Безусловно, выполнение прямых расчетов вероятностей отказа как меры надежности не может широко производиться в традиционном проектировании. Однако эти подходы применяются при калибровке частных коэффициентов согласно [1] и являются, по существу, незаменимыми при оценивании состояния существующих конструкций.

3 ЗАДАННЫЕ УРОВНИ НАДЕЖНОСТИ. ДИФФЕРЕНЦИАЦИЯ НАДЕЖНОСТИ

В соответствии с требованиями [7], а далее и [1], дифференциацию требуемых уровней надежности сле-

дует осуществлять, выполняя классификацию конструкции в целом или ее элементов, с учетом следующих прогнозируемых последствий наступления отказа:

а) низкий риск для жизни людей, малые или незначительные экономические, социальные или экологические последствия;

б) средний риск для жизни людей, значительные экономические, социальные и экологические последствия;

в) высокий риск для жизни людей, очень большие экономические последствия.

Как видно, представленные комбинации последствий содержат как риски для жизни людей, так и экономические последствия.

3.1 Безопасность людей

Основные положения, относящиеся к назначению допустимого уровня рисков, рассмотрены более детально в работах авторов, например [11]. Рассмотрим, является ли приемлемым индивидуальный риск на уровне 10^{-6} /год, установленный [1], достаточно безопасным.

Приняв, что условная вероятность отказа $p(f|e) = 1,0$, а собственно вероятность разрушения $p_f = 10^{-7}$ /год, имеем следующую ситуацию. Так, если $p(d|f)$ является условной вероятностью, что отдельный человек погибнет при данном обрушении. Целевая вероятность обрушения согласно [7] составит:

$$P_{f,tag} < \frac{10^{-6}}{N \cdot p(d|f)} / \text{год}, \quad (11)$$

где N — число людей, подвергающихся риску быть погибшими.

В качестве базового случая рассмотрим граничное условие $p(d|f) = 1$, $p_{f,tag} = 10^{-7}$ /год. Получаем:

$$10^{-7} < \frac{10^{-6}}{N \cdot 1} \quad \text{или} \quad N < \frac{10}{p(d|f)}. \quad (12)$$

Это ведет к расчетному критерию N фатальных исходов, когда $N < 10$ при разрушении. Принимая во внимание резко отрицательную общественную реакцию на значительное число жертв, назначают весовой коэффициент N^α , где $\alpha = 2$. Тогда число жертв становится равным $\sqrt{10} \approx 3$.

Таким образом, требование

$$p(f)_{\text{год}} \cdot P(f|d)_{\text{год}} < 10^{-6} / \text{год} \quad (13)$$

представляет собой минимальное требование к безопасности людей, ограничивая гибель значительного количества людей в случае наступления отказа следующим критерием:

$$p(f)_{\text{год}} < A \cdot N^{-\alpha}, \quad (14)$$

где N — ожидаемое количество несчастных случаев со смертельным исходом;

$\alpha = 2$;

A — изменяется от 0,01 до 0,10.

¹ В настоящей статье специальные численные методы решения интеграла (6) не рассматриваются.

В отдельных случаях, когда разрабатываются дополнительные меры по защите людей в случае отказа конструкции (например, разработаны планы эвакуации), допускаются модификации числовых значений допустимых вероятностей отказа. При этом вероятности отказа и соответствующие индексы надежности подвергаются модификации в зависимости от относительной стоимости обеспечения безопасности конструкции.

3.2 Экономическая оптимизация

С экономической точки зрения целевой уровень надежности зависит от баланса между экономическими последствиями отказа и относительной стоимостью мер обеспечения безопасности.

В соответствии с [7] формально целью считается минимизация стоимости конструкции¹ на протяжении всего срока службы:

$$C_b + C_m + \sum p_i \cdot c_i \rightarrow \min, \quad (15)$$

где C_b — затраты на строительство объекта;
 C_m — предполагаемая стоимость технического обслуживания, ремонтов, сноса;
 c_i — стоимость последствий отказа;
 p_i — вероятность отказа.

Суммирование в формуле (15) выполняется по всем независимым формам отказа и сочетаниям воздействий. При оптимизации формула (15) используется в качестве целевой функции с ограничениями по формулам (13) и (14). Согласно [7] стоимость $\sum p_i c_i$ может покрываться страховкой.

3.3 Оптимальный и целевой уровни надежности

Следует отметить, что надежность конструкции, оцененная на основе заданного набора вероятностных моделей для нагрузок и сопротивлений, может иметь довольно ограниченное отношение к фактической надежности конструкции. Это случай, когда вероятностное моделирование, формирующее основу анализа надежности, в значительной степени подвержено влиянию субъективизма, и поэтому оцененная надежность должна интерпретироваться только как мера для сравнения надежностей. В этих случаях невозможно судить о текущей надежности, если не известна начальная надежность, которая может быть принята в качестве базы.

Так называемые целевые уровни надежности назначают, как правило, либо методами экспертных оценок на базе так называемого "наилучшего практического опыта" ("best practice"), основываясь на экономических подходах, либо на основе экономической теории решений [12, 13].

Выгода, связанная с применением рассматриваемой конструкции, может быть представлена в следующем виде:

$$\begin{aligned} E[B] &= I \cdot (1 - P_F(C_D)) - C_D - C_F \cdot P_F(C_D) = \\ &= I - C_D - (I + C_F) P_F(C_D), \end{aligned} \quad (16)$$

где I — установленная (определенная) выгода от применения конструкции;

C_F — стоимостное выражение последствий отказа;

C_D — стоимость мер, направленных на снижение риска отказа (например, увеличение размеров сечений, количества армирования и т. д.).

Вероятность отказа $P_F(C_D)$ в формуле (16) является функцией затрат, направленных на снижение риска, поэтому оптимальные значения инвестиций в меры по снижению риска могут быть определены из следующего оптимизационного критерия [13]:

$$\frac{\partial E(B)}{\partial C_D} = -1 - (I + C_F) \frac{\partial P_F(C_D)}{\partial C_D} = 0, \quad (17)$$

из которого может быть определена стоимость мер для эффективного снижения риска. Оптимальное значение стоимости мер по снижению риска следует определять также с учетом последствий, связанных с человеческими жертвами. Для таких оценок обычно используют так называемый *Индекс Качества Жизни (Life Quality Index)*, являющийся комплексным социальным индикатором, значение которого определяют по формуле

$$L = g^w \cdot e^{1-w}, \quad (18)$$

где g — величина валового национального продукта на душу населения;

e — ожидаемая продолжительность жизни;

w — пропорция, показывающая часть жизни, связанную с экономической активностью, которая для развитых стран составляет $w \approx 1/8$.

Валовой национальный продукт на душу населения лежит в интервале от 2600 до 14 000 USD (для Республики Беларусь по данным, предоставленным Председателем Национального Банка П. П. Прокоповичем $g = 10\,000$ USD).

Средняя ожидаемая продолжительность жизни e составляет 56 лет для развивающихся стран, 67 лет — для стран среднего развития и 73 года — для высокоразвитых стран (см. Skjong и Ronold [13]).

Преобразованием (18) получено, что оптимальная стоимость сохранения жизни отдельного индивидуума (обывателя) или так называемая оптимальная приемлемая условная стоимость предотвращения фатальных исходов (acceptable implied cost of averting a fatality — *ICAF*) может быть рассчитана по формуле

$$ICAF = \frac{g \cdot e}{4} \cdot \frac{1-w}{w} \quad (19)$$

и по данным [13] составляет от $2 \cdot 10^6$ до $3 \cdot 10^6$ USD.

Принимая для условий Республики Беларусь $g = 10\,000$ USD, $e = 67$ лет, $w = 1/8$, получаем *ICAF*, USD:

¹ Опять следует обратиться к докладу проф. А. Р. Ржаницына [14], в котором он ставит вопрос о том, что вероятность отказа, являющаяся достаточно малой величиной, следует определять из решения оптимизационной задачи вида:

$$C_0 + P \cdot C_p \rightarrow \min,$$

где C_0 — начальная стоимость конструкции;
 C_p — стоимость ремонта конструкции, включая убытки от нарушения нормальной эксплуатации.

Таблица 1. Ориентировочные значения целевых индексов β и соответствующих вероятностей отказа для базового периода 1 год и основных предельных состояний несущей способности

| Относительная стоимость мер обеспечения безопасности | Незначительные последствия отказа | Средние последствия отказа | Большие или значительные последствия отказа |
|--|-------------------------------------|---|---|
| Высокая | $\beta = 3,1 (p_i \approx 10^{-3})$ | $\beta = 3,3 (p_i \approx 5 \cdot 10^{-4})$ | $\beta = 3,7 (p_i \approx 10^{-4})$ |
| Нормальная | $\beta = 3,7 (p_i \approx 10^{-4})$ | $\beta = 4,2 (p_i \approx 10^{-5})$ | $\beta = 4,4 (p_i \approx 5 \cdot 10^{-4})$ |
| Низкая | $\beta = 4,2 (p_i \approx 10^{-5})$ | $\beta = 4,4 (p_i \approx 10^{-5})$ | $\beta = 4,7 (p_i \approx 10^{-6})$ |

Таблица 2. Ориентировочные значения целевых индексов β и соответствующих вероятностей отказа при проверке необратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности

| Относительная стоимость мер обеспечения безопасности | Целевой индекс надежности (необратимые предельные состояния эксплуатационной пригодности) |
|--|---|
| Высокая | $\beta = 1,3 (p_i \approx 10^{-1})$ |
| Нормальная | $\beta = 1,7 (p_i \approx 5 \cdot 10^{-2})$ |
| Низкая | $\beta = 2,3 (p_i \approx 10^{-2})$ |

$$ICAF = \frac{10000 \cdot 67}{4} \cdot \frac{1 - 0,125}{0,125} = 1,172 \cdot 10^6. \quad (20)$$

Пользуясь этим индивидуальным значением $ICAF$, можно утверждать, что нормируемые значения уровней надежности, принятые в [1], соответствуют условиям Республики Беларусь.

В таблице 1 представлены целевые значения индексов надежности и соответствующих вероятностей отказа для предельных состояний несущей способности, базирующихся на рекомендациях JCSS [9].

Как видно из данных, представленных в таблице 1, снижение относительной стоимости мер, направленных на обеспечение безопасности, при расчетах по предельным состояниям несущей способности требуется выполнять проектирование с использованием более высоких значений индексов надежности.

В соответствии с [1] установлены различные уровни надежности при проверках основных предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности, исходя из различных последствий, связанных с наступлением отказа. Как правило, превышение критериев предельных состояний эксплуатационной пригодности не связывают с фатальными исходами для людей, а размер прямого экономического ущерба является определяющим. В таблице 2 представлены значения целевых индексов надежности и соответствующих вероятностей отказа при выполнении проверок необратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности.

3.4 Дифференциация надежности по ТКП ЕН 1990

Проектирование и возведение строительного объекта в соответствии с указанными Еврокодами совместно с применением надлежащих мер контроля качества гарантируют принятую степень надежности для большинства конструкций. Конструкции с очень высокими последствиями разрушения требуют дополнительных действий, направленных, например, на более строгие меры контроля качества. В [1] выполнена дифференциация уровней надежности для обеспечения безопасности и эксплуатационной пригодности (установлены раз-

личные значения целевых индексов надежности β_i , в зависимости от базового периода). Уровни надежности, которые следует применять для соответствующей конструкции, рекомендуется устанавливать одним из следующих способов:

- классификацией конструкции в целом;
- классификацией элементов конструкции.

В соответствии с [1] установлены классы по последствиям разрушения (CC1, CC2, CC3), связанные с соответствующими классами надежности (RC1, RC2, RC3). Каждому из классов надежности присвоены целевые индексы надежности β_i , используемые при калибровке метода частных коэффициентов. Следует отметить, что классы по последствиям обрушения (CC1, CC2, CC3) по своей сути соответствуют уровням ответственности, принятым в [3].

Учитывая то обстоятельство, что частные коэффициенты, внесенные в [1], откалиброваны для среднего класса надежности (RC2), переход к более высоким или более низким классам осуществляется при помощи коэффициента k_{Fi} , значения которого составляют: $k_{Fi} = 0,9$ для RC1; $k_{Fi} = 1,0$ для RC2; $k_{Fi} = 1,1$ для RC3.

4 ПРОЕКТНЫЙ СРОК СЛУЖБЫ

Вероятность отказа, как собственно и надежность, является функцией времени t . Это очевидно, если вспомнить о зависимости воздействий и свойств материалов от времени. При этом следует иметь в виду, что вероятность отказа p_i является монотонно возрастающей функцией времени:

$$p_i(t_1) \leq p_i(t_2) \text{ при } t_1 < t_2. \quad (21)$$

Если предположить, что сооружение в начальный момент времени своего существования $t = 0$ находится в состоянии безопасной работы, то согласно [9] имеют место два граничных значения:

$$p_i(0) = 0, \quad \lim_{t \rightarrow \infty} P(t) = 1. \quad (22)$$

Дополнение $L(t) = 1 - P_i(t) = P_s(t)$ называется функцией надежности (в некоторых источниках, например [9],

"функцией выживания") и представляет собой вероятность того, что конструкция просуществует время t (здесь $L(t)$ — монотонно убывающая функция времени). Если использовать вероятность отказа как меру надежности, то подходящая функция, которая пробегает все значения от 0 до 1, может быть выбрана только тогда, когда дополнительно будет назначен соответствующий период времени. Таким "естественным", по выражению Г. Шпете [6], периодом времени представляется срок службы сооружения.

Функциональный срок службы или срок существования сооружения T_L согласно [6], понимаемый как время от начала эксплуатации конструкции до наступления ее отказа, является случайной величиной и имеет плотность и функцию распределения¹.

Функция распределения $F_{T_L}(t)$ равна вероятности того, что срок существования конструкции T_L меньше или равен t . Но это является вероятностью того, что до момента времени t появится отказ:

$$F_{T_L}(t) = P(T_L \leq t) = P_f(t). \quad (23)$$

Таким образом, вероятность отказа равна функции распределения срока существования конструкции. Представленная на рис. 5 зависимость вероятности отказа во времени позволяет понимать ее как функцию распределения срока существования конструкции. Плотность распределения получают при дифференцировании:

$$f_{T_L} = \frac{dF_{T_L}(t)}{dt} = \frac{dp_f(t)}{dt}. \quad (24)$$

Тогда средняя продолжительность существования конструкции получается согласно [6]:

$$\mu_{T_L} = \int_0^{t_e} t \cdot dF_{T_L}(t), \quad (25)$$

где t_e — момент времени, при котором вероятность отказа равна единице, т. е. $p_f(t_e) = F_{T_L}(t_e) = 1$, что означает достоверно наступление события отказа. Согласно [6] в предельном случае t_e может стремиться к бесконечности.

Интегрированием (24) в работе [6] получено:

$$\mu_{T_L} = \int_0^{t_e} [1 - p_f(t)] dt. \quad (26)$$

Геометрически срок существования конструкции определяется как площадь кривой $p_f(t)$ (см. рис. 5).

Таким образом, совершенно очевидно, что вероятность отказа и срок существования зависят друг от друга, а это значит, что надежность может быть оценена как понятием "вероятность отказа", так и понятием "срок существования сооружения"².

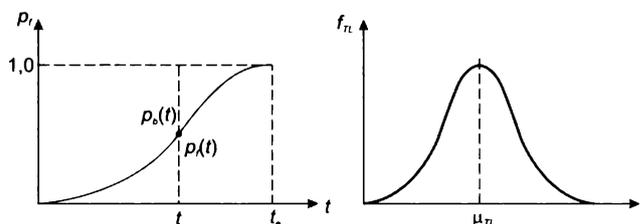


Рис. 5. Зависимость вероятности отказа от времени согласно [6]

С учетом того, что срок существования конструкции имеет достаточно большой разброс, очевидно, что для проектного срока службы конструкции рассматривается только малое значение квантиля срока существования. Расчетные методы, связанные с определением сроков службы конструкции на основе теории долговечности и положений теории надежности, в настоящее время разрабатываются достаточно активно, некоторые из них внесены в основной нормативный документ [7], делающий ставку на проектирование долговечности.

В рамках [1], как и новых документов России [16] и Украины, проектный срок службы является нормируемой величиной, имеющей детерминистическое значение для определенного класса строительных конструкций.

В таблице 3 приведены ориентировочные значения проектного срока службы, установленные в [1] и внесенные в Национальное приложение к [1] практически без изменений.

5 ПРОЕКТИРОВАНИЕ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ

В соответствии с требованиями п. 3.1 [1] следует различать основные предельные состояния (*Ultimate Limit States*) и предельные состояния эксплуатационной пригодности (*Serviceability Limit States*).

Предельные состояния, касающиеся безопасности людей и/или безопасности конструкций, следует классифицировать как основные предельные состояния³. Следует отметить, что в подавляющем большинстве случаев основные предельные состояния связывают с максимальной несущей способностью. Поэтому, согласно [1], допустимым является применение термина "предельные состояния несущей способности", хотя понятие "несущая способность" не охватывает все возможные предельные состояния, относящиеся к основным (*Ultimate*). В качестве упрощения [1] допускает относить к основным предельным состояниям несущей способности состояния, предшествующие отказу конструкции.

Как было показано ранее, в терминах теории надежности для общего случая функция (уравнение) предельного состояния может быть представлена в виде:

$$g(\mathbf{x}) = g(x_1, x_2, \dots, x_m) = 0. \quad (27)$$

¹ "Как случайная величина, T_L не является сроком существования какого-либо определенного реального сооружения. Для определенного сооружения всегда имеет место только реализация t_L случайной величины T_L " (Г. Шпете [6], с. 68).

² "Так, к примеру, высказывание "для периода 50 лет вероятность отказа равна 10^{-3} " идентично высказыванию "0,001-квантиля срока существования сооружения равна 50 годам" (Г. Шпете [6], с. 89).

³ Как отмечает проф. А. В. Перельмутер [5], в формулировках ТКП ЕН 1990 [1] "весьма важным является ссылка на связь основных предельных состояний с безопасностью". Ее отсутствие в ГОСТ 27751 [3] привело к парадоксальной ситуации при введении правил сертификации, поскольку в соответствующем ТНПА говорилось о необходимости сертификации только для случаев, когда продукция может быть небезопасной для людей.

Таблица 3. Ориентировочные значения срока службы в соответствии с ТКП ЕН 1990 [1]

| Категория проектного срока службы | Ориентировочный срок службы (в годах) | Примеры |
|-----------------------------------|---------------------------------------|---|
| 1 | 10 | Временные конструкции* |
| 2 | От 10 до 25 | Заменяемые части конструкций, например, подкрановые балки, опоры |
| 3 | От 15 до 30 | Сельскохозяйственные и подобные им конструкции |
| 4 | 50 | Конструкции зданий и другие обычные конструкции |
| 5 | 100 | Конструкции монументальных зданий, мосты и другие инженерные сооружения |

* Конструкции или части конструкций, которые могут быть демонтированы для повторного использования, не рассматриваются как временные.

При этом если $g(x_1, x_2, \dots, x_m) < 0$ — это означает отказ по рассматриваемому предельному состоянию, а если $g(x_1, x_2, \dots, x_m) \geq 0$ — соответствует безопасной работе. Согласно [6] подобная формулировка справедлива без ограничений.

Уравнение (27) представляет собой в пространстве базисных переменных гиперповерхность (см. рис. 4), которая делит все пространство на две части, а именно на:

— область отказа $S\{x | g(x) < 0\}$, для которой $g(x) < 0$ для всех векторов x ;

— область пригодной работы $B\{x | g(x) \geq 0\}$, в которой уравнение предельного состояния равно нулю или положительной величине.

Таким образом, **предельные состояния** (*Limit States*) — это такие состояния, при **переходе** через которые конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям (или в формулировке [1] "...соответствующим расчетным критериям"). Здесь следует обратить внимание на одно важное обстоятельство. В ряде случаев предельное состояние определяют как состояние, при **достижении** которого конструкция перестает удовлетворять предъявляемым требованиям¹, тем самым исключая само предельное состояние из области допустимых состояний.

В приведенной формулировке есть доля лукавства, так как при выполнении расчетов предельных состояний по методу частных коэффициентов детерминистические неравенства (например, вида $E_d \leq R_d$) превращают в равенства, из которых устанавливают требуемые конструктивные параметры при заданных эффектах воздействий.

Нормы [1] устанавливают следующие основные предельные состояния, которые следует проверять, в том числе, когда они являются значимыми:

— потерю равновесия конструкции или ее части, рассматриваемой как жесткое тело;

— разрушение в результате чрезмерных деформаций, превращение конструкции или любой ее части в механизм, нарушение целостности в результате разрушения материалов, потеря устойчивости конструкции или любой ее части, включая опоры и фундаменты;

— разрушение, обусловленное усталостью или **другими** эффектами, зависящими от времени.

Предельные состояния, относящиеся к функционированию конструкции при нормальных условиях

эксплуатации, комфорту пользователей, внешнему виду строений, следует классифицировать как предельные состояния эксплуатационной пригодности. Следует подчеркнуть, что в контексте [1] термин "**внешний вид**" связан в первую очередь с такими критериями, как ограничение прогибов и ширины раскрытия трещин, а не с эстетичностью конструкции (см. п. 3.4(1)Р, примечание 1 [1]). При этом проверку предельных состояний эксплуатационной пригодности следует осуществлять, пользуясь критериями, касающимися:

- а) деформаций;
- б) вибрации (виброколебаний);
- в) повреждений, которые могут повлиять на внешний вид, долговечность или функционирование конструкции.

6 МЕТОД ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

Метод предельных состояний, являющийся базовым методом практически всех расчетных норм, разработан с целью создания относительно простой, безопасной и экономически эффективной основы для проектирования традиционных конструкций и их элементов, воспринимающих воздействия и влияния окружающей среды в нормальных условиях эксплуатации. Традиционные нормы проектирования базируются на применении метода предельных состояний в терминах полувероятностного метода частных коэффициентов. Следует подчеркнуть, что широко применяемый в практике проектирования метод частных коэффициентов, наравне с полностью вероятностным методом расчета, является разновидностью реализации метода предельных состояний. Проверки надежности в рамках данного метода выполняют простым сравнением сопротивлений и эффектов воздействий.

Принимая во внимание то обстоятельство, что воздействия (эффекты воздействий) и сопротивление являются неопределенными (в силу того, что они обладают изменчивостью), требуемый уровень надежности, установленный нормами, обеспечивают тем, что в расчетных уравнениях метода (точнее детерминистических неравенствах) применяют расчетные значения основных базисных переменных. В общем случае расчетные значения сопротивлений

¹ Для сравнения: в ГОСТ 27751 [3] содержится следующее определение: "Предельные состояния — состояния, при которых конструкция, основание (здание или сооружение в целом) перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям или требованиям при производстве работ (возведении)".

определяют как характеристические значения, деленные на частный коэффициент (обычно $\gamma_{Rd} > 1$), а расчетные значения воздействий (эффектов воздействий) вводятся как характеристические значения, умноженные на частный коэффициент (обычно $\gamma_F > 1$). Кроме того, с целью учета одновременного появления нескольких переменных воздействий их эффекты домножают на так называемые частные коэффициенты сочетаний ($\psi_i \leq 1$). В общем случае расчетное условие метода частных коэффициентов может быть представлено детерминистическим неравенством вида:

$$g(F_d, f_d, a_d, \theta_d, C, \gamma_n) \geq 0, \quad (28)$$

где F_d — расчетные значения воздействий (эффектов воздействий), определяемые по модели [7] и [1];
 f_d — расчетное значение свойства материала;
 a_d — расчетное значение геометрического параметра;
 θ_d — ошибка моделирования;
 C — ограничения по требованиям эксплуатационной пригодности;
 γ_n — частный коэффициент для учета ответственности сооружения по последствиям отказа (уровня надежности).

В соответствии с п. 6.1(1)Р [1] метод частных коэффициентов следует использовать **для подтверждения того, что во всех соответствующих расчетных ситуациях ни одно из значимых предельных состояний конструкции не будет перейдено, если в расчетных моделях приняты расчетные значения воздействий или эффектов воздействий и сопротивлений.**

Расчетные значения базисных переменных допускаются определять не только отталкиваясь от характеристических значений, но и непосредственно на основе статистических данных, при условии, что они обеспечивают, как минимум, такой же уровень надежности для различных предельных состояний, как это предусматривает метод частных коэффициентов.

6.1 Расчетные значения воздействий и эффектов воздействий

В соответствии с [1] расчетное значение воздействия в общем случае может быть представлено выражением:

$$F_d = \gamma_f \cdot F_{rep}, \quad (29)$$

$$\text{где } F_{rep} = \psi \cdot F_k. \quad (30)$$

В выражениях (29) и (30):

F_k — характеристическое значение воздействия, определяемое в соответствии с указаниями [1];
 F_{rep} — соответствующее репрезентативное значение воздействия;
 γ_f — частный коэффициент для воздействия, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений значения воздействий от его репрезентативного значения;
 ψ — коэффициент, принимаемый равным либо единице, либо ψ_0, ψ_1, ψ_2 , в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации.

Расчетные значения эффектов воздействий E_d для установленного случая нагружения могут быть представлены в общем виде выражением:

$$E_d = \gamma_{Sd} \cdot E \{ \gamma_{f,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \}, \quad i \geq 1, \quad (31)$$

где a_d — расчетное значение геометрического параметра;
 γ_{Sd} — частный коэффициент, учитывающий погрешности:
 — расчетной модели для определения эффектов воздействий;
 — моделирования собственно воздействия.

В подавляющем большинстве случаев может быть применено следующее упрощение:

$$E_d = E \{ \gamma_{F,i} \cdot F_{rep,i}; a_d \}, \quad i \geq 1, \quad (32)$$

где $\gamma_{F,i} = \gamma_{Sd} \cdot \gamma_{f,i}$.

В некоторых случаях, когда, например, необходимо учитывать геотехнические воздействия, частный коэффициент $\gamma_{F,i}$ допускается применять к эффектам отдельных воздействий, либо один глобальный коэффициент γ_F к эффекту от сочетания воздействий с соответствующими частными коэффициентами. В общем случае рекомендовано, чтобы значение частного коэффициента γ_{Sd} при калибровках составляло $\gamma_{Sd} \approx 1,15$.

6.2 Расчетные значения свойств материалов

Расчетное значение свойства материала или изделия в общем случае может быть представлено выражением:

$$X_d = \eta \cdot \frac{X_k}{\gamma_m}, \quad (33)$$

где X_k — характеристическое значение свойства материала или изделия, определяемое согласно [1] и [7] как значение, имеющее установленную вероятность недостижения при гипотетически неограниченном числе испытаний. Это значение обычно соответствует установленному квантилю принятого статистического распределения свойства материала. В некоторых случаях в качестве характеристического значения используют номинальное значение;

η — среднее значение коэффициента преобразования, учитывающего объемные и масштабные эффекты от температуры и влажности, другие значимые параметры;

γ_m — частный коэффициент для свойства материала или изделия, учитывающий возможность неблагоприятных отклонений свойства материала от его характеристического значения и случайную часть коэффициента преобразования η .

В некоторых случаях коэффициент преобразования η может либо непосредственно учитываться в самом характеристическом значении X_k , либо в коэффициенте γ_M , вместо γ_m .

6.3 Расчетные значения геометрических параметров

Расчетные значения геометрических параметров, таких как геометрические размеры элементов при определении эффектов воздействий и/или сопротивлений в соответствии с [1], допускается представлять номинальными значениями:

$$a_d = a_{nom}. \quad (34)$$

В тех случаях, когда эффекты, связанные с отклонениями геометрических параметров, являются значимыми (например, из-за неточности места приложения и расположения опор), при проверках конструкции, например, с учетом эффектов второго рода, расчетные значения не рекомендуется определять при введении частного коэффициента, как это сделано для свойств материалов и воздействий, а представляют суммой:

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a,$$

где Δa — допуск, который учитывает неблагоприятные отклонения от характеристического или номинального значения и эффект одновременного появления нескольких геометрических отклонений.

6.4 Расчетные сопротивления

В общем случае расчетное сопротивление R_d может быть представлено следующим выражением:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \{X_{d,i}; a_d\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\}, \quad i \geq 1, \quad (35)$$

где R_d — частный коэффициент, учитывающий погрешности механических моделей сопротивления, включая геометрические отклонения, если они не учитываются отдельно;

$X_{d,i}$ — расчетное значение i -го свойства материала.

Приведенное выражение (35) может быть упрощено следующим образом:

$$R_d = R \left\{ \eta, \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}}; a_d \right\}, \quad i \geq 1, \quad (36)$$

где $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \cdot \gamma_{M,i}$.

Таблица 4

| Предельное состояние | Расчетная ситуация или сочетание | Редкое (комбинационное) значение ψ_0 | Частое значение ψ_1 | Практически постоянное значение ψ_2 |
|------------------------------|----------------------------------|---|--------------------------|--|
| Несущая способность (ULS) | Постоянная или переходная | Сопутствующие | × | × |
| | Особая | × | Доминирующее | Доминирующее и сопутствующее |
| | Сейсмическая | × | × | Все переменные воздействия |
| Эксплуатационная пригодность | Характеристическое | Сопутствующее | × | × |
| | Частое | × | Доминирующее | Сопутствующие |
| | Практически постоянное | × | × | Все переменные воздействия |

Примечание — Знак "×" означает "не применяется".

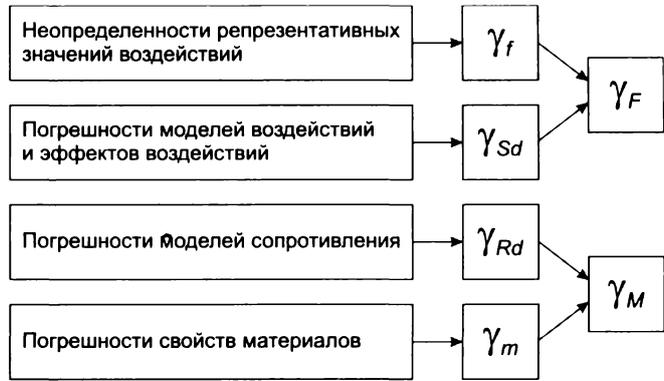


Рис. 6. Связь между отдельными частными коэффициентами согласно ТКП ЕН 1990 [1]

При этом может быть сделано и дополнительное упрощение, связанное с включением коэффициента преобразования η , в частный коэффициент $\gamma_{M,i}$.

На рис. 6 показана связь между отдельными частными коэффициентами по концепции [1].

6.5 Расчетные ситуации

В соответствии с [1] проверяемые предельные состояния следует связывать с расчетными ситуациями. Расчетная ситуация (*design situation*) определена как набор фактических условий, эквивалентно отображающих фактические условия, действующие в промежуток времени, в течение которого конструкция выполняет свои функции, для которого подтверждается расчетом, что соответствующие предельные состояния не являются превышенными.

Таким образом, по концепции [1] характерные расчетные ситуации следует выбирать с учетом условий, при которых требуется, чтобы конструкция выполняла свои функции. Следует отметить, что в отличие от действующих ТНПА, включая [3], разграничиваются расчетные ситуации, связанные с проверкой основных предельных состояний несущей способности и предельных состояний эксплуатационной пригодности. Для обеспечения требований безопасности [1] классифицирует расчетные ситуации для проверок предельных состояний несущей способности следующим образом:

- переходные ситуации (временные условия, например при возведении);
- особые ситуации;
- сейсмические ситуации.

Расчетные ситуации для проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности связывают с функционированием, комфортом пользователя и внешним видом строительного объекта.

При этом, как отмечалось ранее, термин "внешний вид" в соответствии с [1] подразумевает, главным образом, не эстетические требования, а ограничения, связанные, например, с ограничением ширины раскрытия трещин и прогибов.

Для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности [1] устанавливает отдельные выражения для сочетаний воздействий в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации с учетом обратимости предельного состояния (обратимое или необратимое).

Следует отметить, что в отличие от действующих ТНПА, например [15], в каждой расчетной ситуации согласно [1] используются различные репрезентативные значения характеристических воздействий в зависимости от того, является ли это воздействие доминирующим или сопутствующим.

6.6 Репрезентативные значения воздействий, используемые в расчетных ситуациях

В соответствии с концепцией, принятой в [1], рассматриваются четыре репрезентативных значения переменных воздействий:

- характеристическое значение Q_k , которое является главным репрезентативным значением;
- комбинационное или редкое значение $\psi_0 \cdot Q_k$;
- частое значение $\psi_1 \cdot Q_k$;
- практически постоянное значение $\psi_2 \cdot Q_k$.

Частные коэффициенты ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 являются понижающими коэффициентами к характеристическим значениям переменных воздействий, но имеют различный смысл. Для постоянных и переходных расчетных ситуаций при проверках предельных состояний несущей способности и для редкого сочетания воздействий при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности характеристические значения Q_k только сопутствующих воздействий могут быть снижены при умножении на коэффициент ψ_0 . В других случаях (для особых расчетных ситуаций и в сочетаниях, применяемых при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности) как доминирующие, так и сопутствующие воздействия могут быть снижены при домножении на соответствующий коэффициент ψ (таблица 4).

Откалиброванные значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 приведены в Национальном приложении к [1].

Редкое (комбинационное) значение $\psi_0 \cdot Q_k$ связывается с сочетанием воздействий для предельных состояний несущей способности и необратимых предельных состояний эксплуатационной пригодности (например, функционирование соединений с хрупким поведением) с целью учета в расчете пониженной вероятности одновременного появления наиболее неблагоприятных значений нескольких независимых воздействий (т. е. применяется к характеристическим значениям всех сопутствующих воздействий).

Частое значение $\psi_1 \cdot Q_k$ связано, главным образом, с частым сочетанием в предельных состояниях эксплуатационной пригодности, но также может быть использовано для проверок предельных состо-

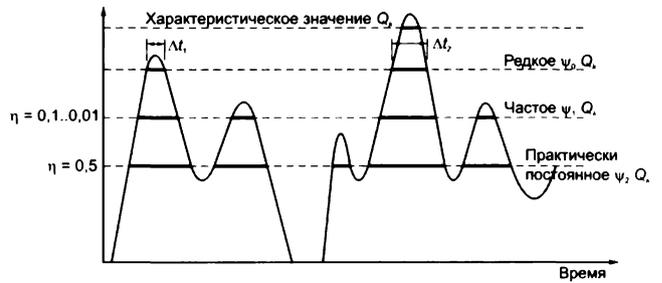


Рис. 7

яний несущей способности в особых расчетных ситуациях (например, ежедневная эксплуатация офисных зданий). В общих случаях понижающий коэффициент ψ_1 применяют как множитель к доминирующему переменному воздействию. В соответствии с [1] частое значение $\psi_1 \cdot Q_k$ переменного воздействия Q определяется так, что полное время, входящее в выбранный базовый период времени, в течение которого $Q > \psi_1 \cdot Q_k$ (частое значение является превышенным), составляет только малую часть рассматриваемого периода, либо частота события $Q > \psi_1 \cdot Q_k$ ограничивается некоторым заданным значением. Полное время, для которого $\psi_1 \cdot Q_k$ является превышенным, равно сумме временных интервалов $\Delta t_1, \Delta t_2, \dots$, показанных на рис. 7, отсекаемых горизонтальной линией, соответствующей частому значению переменного воздействия $\psi_1 \cdot Q_k$.

В соответствии с [1] рекомендуется, чтобы суммарное время превышения частого значения $\psi_1 \cdot Q_k$ составляло 0,01 от базового периода. Следует отметить, что [7] устанавливает более широкий интервал для суммарного времени превышения частого воздействия (от 0,10 до 0,01).

Практически постоянное значение $\psi_2 \cdot Q_k$ переменного воздействия используется, главным образом, для оценки длительных эффектов. Они также используются как представление переменных воздействий в особых и сейсмических расчетных ситуациях и для проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности при частых и практически постоянных (длительные эффекты) сочетаниях воздействий.

В соответствии с [1] практически постоянное значение $\psi_2 \cdot Q_k$ переменного воздействия определяется так, что общее время, внутри выбранного временного периода, в течение которого оно является превышенным ($Q > \psi_2 \cdot Q_k$), является значительной частью (0,5) этого периода. Значение может быть также определено как среднее значение для выбранного периода времени. Полное время, в течение которого $\psi_2 \cdot Q_k$ будет превышено, равняется сумме временных интервалов (см. рис. 7), отсекаемых горизонтальной линией, соответствующей практически постоянному значению $\psi_2 \cdot Q_k$ переменного воздействия.

Репрезентативные характеристические значения $\psi_0 \cdot Q_k$, $\psi_1 \cdot Q_k$ и $\psi_2 \cdot Q_k$ используются для определения расчетных значений воздействий и сочетаний воздействий (эффектов воздействий).

Значения коэффициентов ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 калибруют по правилам, изложенным в [7]. Результаты калибровок коэффициентов ψ для климатических воздействий, внесенные в Национальное приложение к [1], описаны, например, в работе [11].

6.7 Выражения для сочетаний эффектов воздействий

6.7.1 Сочетания воздействий для проверок предельных состояний несущей способности для переходных и постоянных расчетных ситуаций

В соответствии с [1] при альтернативных наборах выражений для определения эффектов воздействий, выбор которых должен быть произведен в Национальном приложении, следует принимать один из ниже перечисленных случаев:

случай А:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot Q_{k,i}; \tag{37}$$

случай В: менее благоприятный результат из следующих двух выражений:

$$\left\{ \begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ & \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \end{aligned} \right. \tag{38a/38b}$$

случай С: выражение (38a) модифицировано так, что включает только постоянные воздействия, а выражение (38b) остается без изменений:

$$\left\{ \begin{aligned} & \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P \\ & \sum_{j \geq 1} \xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}. \end{aligned} \right.$$

В представленных выражениях приняты обозначения:

"+" — обозначает "следует сочетать";

Σ — обозначает "применяется совместно с";

ξ — понижающий коэффициент для неблагоприятных постоянных воздействий "G".

6.7.2 Сочетания воздействий для проверок предельных состояний эксплуатационной пригодности

При проверке предельных состояний эксплуатационной пригодности согласно [1] используются различные выражения для сочетания воздействий в зависимости от рассматриваемой расчетной ситуации.

Для каждой отдельной расчетной ситуации применяют соответствующие репрезентативные значения воздействий.

Для проверки предельных состояний эксплуатационной пригодности [1] рекомендует применять:

а) характеристические (редкие) сочетания, используемые, главным образом, в случаях, когда превышение предельного состояния приводит к перманентным локальным повреждениям или перманентным неприемлемым деформациям:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P_k + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}; \tag{39}$$

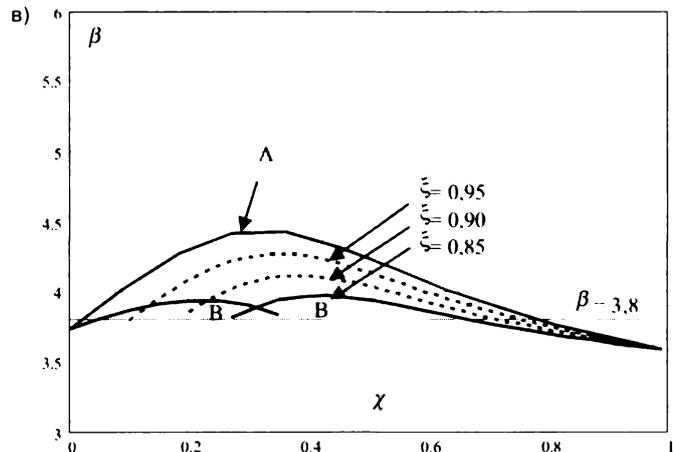
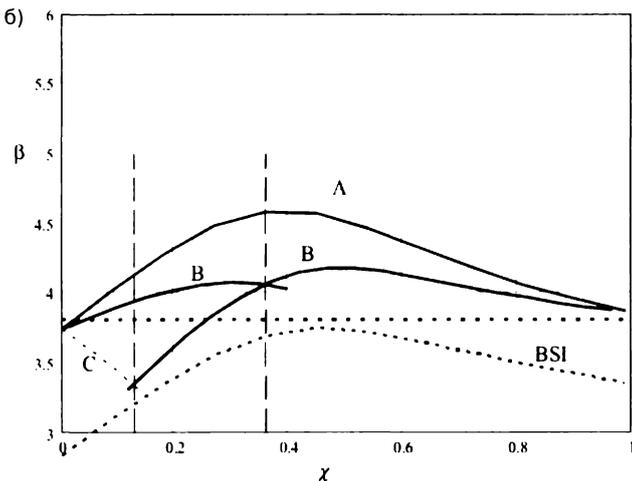
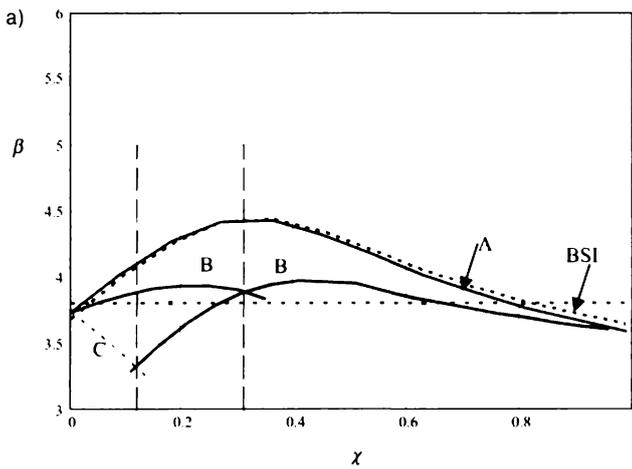


Рис. 8. Изменение индекса надежности β в зависимости от параметра χ при одном (а) или двух (б) переменных воздействиях и при варьировании параметра ξ (в)

Таблица 5. Рекомендуемые значения коэффициентов ψ для зданий

| Воздействие | ψ_0 | ψ_1 | ψ_2 |
|--|----------|----------|----------|
| Полезные переменные нагрузки для зданий (см. [18]) | | | |
| Категория А: жилые помещения | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Категория В: офисные помещения | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Категория С: помещения со значительным скоплением людей | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Категория D: торговые помещения | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Категория Е: складские помещения | 1,0 | 0,9 | 0,8 |
| Категория F: места с движением транспорта весом (массой) ≤ 30 кН | 0,7 | 0,7 | 0,6 |
| Категория G: места с движением транспорта при условии: 30 кН < вес транспортного средства ≤ 160 кН | 0,7 | 0,5 | 0,3 |
| Категория H: кровли | 0 | 0 | 0 |
| Снеговые нагрузки на здания | 0,6 | 0,5 | 0 |
| Ветровые нагрузки (см. [20]) | 0,6 | 0,2 | 0 |
| Температурные нагрузки (исключая пожары) | 0,6 | 0,5 | 0 |

б) частое значение используется, главным образом, в случаях, когда превышение предельного состояния приводит к локальным повреждениям, большим деформациям или колебаниям, которые являются кратковременными (преходящими):

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i \geq 2} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}; \quad (40)$$

в) практически постоянное сочетание используется, главным образом, в тех случаях, когда длительные эффекты являются важными:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + "P" + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}. \quad (41)$$

Согласно [1] установлено, что критерии, применяемые при проверках предельных состояний эксплуатационной пригодности, следует определять для каждого проекта и согласовывать с заказчиком.

6.8 Частные коэффициенты, используемые в соответствующих расчетных ситуациях

Согласно [1] в Национальном приложении, следует приводить следующие национально установленные параметры (*National Determined Parameters – NDP*):

– выбранные выражения для расчетных сочетаний воздействий, применяемых при проверках предельных состояний несущей способности;

– числовые значения частных коэффициентов γ_{Fi} ;

– числовые значения понижающих коэффициентов ψ_i и ξ , применяемых в расчетных сочетаниях.

Для калибровки частных коэффициентов при заданном индексе надежности в соответствии с [7] использована модель нагрузок Ferry Bogres – Castanheta в сочетании с правилом Turkstra. В общем случае для задач калибровки была принята функция состояния в виде:

$$g(x) = zR - \theta_E \times \left[\eta_G G + (1 - \eta_G) \cdot (\eta_Q Q + (1 - \eta_Q) \eta_W W + (1 - \eta_W) S) \right]. \quad (42)$$

Подробно результаты калибровки частных коэффициентов, внесенных в Национальное приложение к [1], приведены, например, в работе [11].

Одной из важных задач при составлении Национального приложения является выбор соответствующих выражений для сочетаний воздействий, применяемых при проверках предельных состояний несущей способности.

При этом следует руководствоваться положением [1], что назначенный уровень надежности должен согласовываться с экономической целесообразностью. На рис. 8 показаны графики, полученные для различных групп выражений (случаи А, В, С), применяемых при составлении основных расчетных сочетаний воздействий. Графики связывают величину индекса надежности β с величиной χ , характеризующей отношение доли переменных воздействий к полной величине воздействия:

$$\chi = \frac{\sum Q_k}{\sum G_k + \sum Q_k}.$$

Горизонтальная линия на рис. 8 соответствует целевому индексу надежности $\beta_t = 3,8$ (для базового периода $T = 50$ лет), принятому для класса надежности RC2. Как видно из представленных графиков на рис. 8, наиболее экономичный и приемлемый с позиций обеспечения надежности результат дают выражения группы В (см. выражения (38а) и (38б)), которые и были внесены в Национальное приложение к [1]. Некоторые дополнительные возможности для снижения прогнозируемого эффекта воздействий по принятым сочетаниям дает введение понижающего коэффициента ξ к постоянным воздействиям. Принятый подход позволяет более четко подойти к выявлению наиболее неблагоприятного сочетания воздействий, рассматривая последовательно в качестве доминирующего постоянные и переменные воздействия.

Рекомендуемые значения коэффициентов сочетаний ψ_i , полученные калибровкой по правилам, приведенным в [1] и [7] и внесенные в Национальное приложение к [1], представлены в таблице 5.

Соответствующие числовые значения частных коэффициентов, используемые при определении расчетных значений воздействий, следует принимать в зависимости от предельных состояний, для которых выполняются проверки. Так, в соответствии с п. 6.4.1 (1) [1], следует проверять следующие основные предельные состояния несущей способности:

а) EQU: Потеря статического равновесия конструкции или любой ее части, рассматриваемой как жесткое тело, в случае, когда:

— незначительные изменения в величине и пространственном распределении воздействий одного происхождения являются значимыми, и

— прочность материалов конструкций или основания не оказывает влияния на предельное состояние;

б) STR: Внутреннее разрушение (утрата связности) или чрезмерные деформации конструкции или элементов конструкции, включая фундаменты, подпорные стены и т.д., когда прочность материалов, из которых изготовлена конструкция, имеет решающее значение;

в) GEO: Разрушение или чрезмерные деформации основания, когда прочность основания или скальной породы является значимой для обеспечения несущей способности конструкции;

г) FAT: Усталостное разрушение конструкции или конструктивного элемента.

Расчетные значения воздействий следует принимать по приложению А [1] с учетом корректировок национально устанавливаемых параметров (NDP), приведенных в Национальном приложении к [1].

При анализе значений частных коэффициентов γ_F в первую очередь обращают на себя внимание их повышенные значения $\gamma_G = 1,35$ — для постоянных и $\gamma_Q = 1,50$ — для переменных воздействий. Следует отметить, что значения коэффициентов γ_G и γ_Q , принятые в базовом тексте [1], были включены в его наиболее старые версии по соглашению европейских стран — основателей CEN.

Подобно тому, как это было и в Республике Беларусь при внедрении СНБ 5.03.01 [16], такие, на первый взгляд достаточно высокие значения коэффициентов γ_G и γ_Q , вызвали недоумение широкого круга специалистов в странах Восточной Европы (Польша, Чехия, Румыния), примкнувших к CEN и взявших на себя обязательство ввести на своих территориях Еврокоды, отменив национальные нормативные документы.

Так, например, в Польше был проведен ряд заседаний комитетов Польской академии наук (KILiW PAN) и Польского союза строительных инженеров и техников (KN PZiTB) [17], на которых в горячей дискуссии обсуждались значения частных коэффициентов γ_G и γ_Q , используемых в Польском Национальном Приложении к EN 1990. Здесь следует отметить, что согласно данным, которые приводят практически все европейские страны в своих комментариях [17], значения коэффициентов $\gamma_G = 1,35$ и $\gamma_Q = 1,50$ рекомендуется использовать преимущественно при составлении расчетных сочетаний по случаю Б (см. выражения (38а) и (38б)), принимая при этом $\xi = 0,85$ (см. рис. 8). Однако в польском Национальном Приложении было принято достаточно консервативное сочетание (37), случай А.

Вместе с тем анализ графиков, приведенных на рис. 8, показывает, что для диапазона нагрузок, свойственных, например, условиям жилищного строительства из сборного железобетона (на рис. 8 χ — от 0,1 до 0,4), значение коэффициента γ_G может быть понижено без потерь для назначенной степени надежности (не ниже $\beta_t = 3,8$ для RC2).

Так, на основании калибровки частных коэффициентов γ_G и γ_Q , выполненной авторами в соответствии с пра-

вилами, изложенными в [1] и [7], в белорусском Национальном Приложении к [1] (таблица А.1.2 (ВУ)), для элементов конструкций заводского изготовления при организованной системе контроля качества и коэффициенте вариации собственного веса не более 5 % было принято, что при определенных условиях значение γ_G может быть принято равным 1,15.

Условие представляется следующим образом. Отношение суммы характеристических значений переменной (полезной) нагрузки к полной нагрузке на элемент конструкции, включая нагрузку от его собственного веса, должно находиться в пределах:

$$0,1 \leq \frac{\sum_{j \geq 1} Q_{k,j}}{\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{j \geq 1} Q_{k,j}} \leq 0,4. \quad (43)$$

Безусловно, что принятое значение $\gamma_G = 1,15$ является некоторым нижним граничным значением*.

Следует отметить, что подобная попытка откорректировать значения γ_G и γ_Q была предпринята и польскими специалистами. Так, комитетом ТК 102/PN были предложены следующие зависимости для расчета частных коэффициентов γ_Q и γ_G :

$$\gamma_G = 1,15 \text{ и } \gamma_Q = 1,40 \text{ при } Q_k / G_k \leq 0,5, \quad (44)$$

и

$$\gamma_G = 0,2 \cdot \frac{Q_k}{G_k} + 1,3 \leq 1,6 \text{ при } Q_k / G_k > 0,6. \quad (45)$$

Как видно из (44) и (45), значения коэффициентов γ_G и γ_Q поставлены в зависимость от соотношения (Q_k / G_k). Принятые соотношения скорее основаны на логике и инженерной интуиции, нежели подтверждены калибровками. Однако, несмотря на преимущества такого дифференцированного подхода, предложенные зависимости не были приняты Европейским комитетом нормирования (CEN). Основная мотивировка — унифицированные единообразные подходы к обеспечению надежности во всех странах Европы ("инженера не должны ставить в неудобное положение различия в частных коэффициентах, хотя и обеспечивающих минимальную требуемую надежность").

В настоящей ситуации, по мнению авторов, даже в ущерб унификации и гармонизации ("изменяя правила"), более рационально применить в массовом строительстве, при оговоренных условиях (43), $\gamma_G = 1,15$, не снизив при этом требуемого уровня надежности ("не нарушая принципы").

7 НАДЕЖНОСТЬ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ, РАССЧИТЫВАЕМЫХ В СООТВЕТСТВИИ С НОРМАМИ EN 1990, СНИП 2.01.07 И ДБН В.1.2-2

7.1 Сравнение подходов к нормированию воздействий в нормах проектирования

Документы ТКП ЕН 1990 [1], ТКП ЕН 1991-1-3 [18] и СНиП 2.01.07 [15] можно отнести к разным поколениям

* Если припомнить о том, что в общем случае $\gamma_F = \gamma_{Ed} \gamma_I$, то при коэффициенте $\gamma_F = 1,15$, учитывающем погрешность модели определения эффекта воздействия, получаем $\gamma_I = 1,0$.

Таблица 6. Правила составления расчетных сочетаний нагрузок и воздействий на конструкции в постоянных расчетных ситуациях

| Нормы проектирования | Расчетное значение эффекта от воздействий на конструкцию |
|--|---|
| ТКП ЕН 1990:2002 [1] СНБ 5.03.01 [16] | $\max \begin{cases} \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \Psi_{0,Q} \cdot Q_k + \gamma_S \cdot \Psi_{0,S} \cdot S_k \\ \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_S \cdot \Psi_{0,S} \cdot S_k \\ \xi \cdot \gamma_G \cdot G_k + \Psi_{0,Q} \cdot \gamma_Q \cdot Q_k + \gamma_S \cdot S_k \end{cases}$ |
| СНиП 2.01.07 [15] | $\max \begin{cases} (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \Psi_{Q, \text{пониж.}} \cdot Q_k^{(\text{пониж.})} + \gamma_S \cdot \Psi_S \cdot S_k) \gamma_n \\ (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \Psi_{Q, \text{полное}} \cdot Q_k^{(\text{полное})} + \gamma_S \cdot \Psi_S \cdot S_k) \gamma_n \end{cases}$ |
| ДБН В.1.2-2-2006 [19] | $\max \begin{cases} (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \Psi_{Q, \text{пониж.}} \cdot Q_k^{(\text{пониж.})} + \gamma_S \cdot \Psi_S \cdot S_k) \gamma_n \\ (\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot \Psi_{Q, \text{полное}} \cdot Q_k^{(\text{полное})} + \gamma_S \cdot \Psi_S \cdot S_k) \gamma_n \end{cases}$ |

норм, которые были составлены с учетом запросов и требований своего времени к уровню безопасности. Как в одних, так и в других в основу заложен метод предельных состояний. Система частных коэффициентов безопасности и коэффициентов сочетаний позволяет представлять расчетные уравнения метода в полувероятностной форме. Однако существуют различия как в правилах составления расчетных сочетаний нагрузок на конструкции, так и в числовых значениях частных коэффициентов γ и ψ .

В анализ включены также разработанные в Украине нормы ДБН В.1.2-2 [19]. В данном документе в целом повторяется концепция [15], однако для нормирования снеговых и ветровых нагрузок и воздействий применен подход, аналогичный заложенному в ТКП ЕН 1991-1-3 [18] и ТКП ЕН 1991-1-4 [20], основанный на 50-летних периодах повторяемости для экстремальных значений нагрузок.

В таблице 6 представлены правила составления расчетных сочетаний нагрузок и воздействий на конструкции в постоянных расчетных ситуациях для случая, когда действуют постоянная, переменная полезная и снеговая нагрузки.

Кроме показанных в таблице 6 отличий следует отметить, что частные коэффициенты γ и ψ в рамках соответствующих норм имеют различное толкование и математический смысл, что было показано ранее. Также имеются отличия в классификации нагрузок и в способах назначения характеристических (нормативных) значений. Эти аспекты отражены в таблице 7.

Как видно из таблицы 7, различия рассмотренных стандартов в вопросах нормирования нагрузок являются существенными. Частный коэффициент для постоянных нагрузок γ_G в Еврокоде имеет повышенное значение, однако он должен применяться совместно с коэффициентом сочетания ξ который не предусмотрен в двух других документах. Другим важным отличием является то, что в [15] коэффициент γ_G имеет физический смысл коэффициента перегрузки и его числовое значение назначено из этих соображений.

Для снеговых нагрузок следует отметить фундаментальное отличие в подходах к назначению характеристических значений: в нормах [18] характеристическим значением является значение, превышаемое в среднем

Таблица 7. Сравнение подходов к нормированию нагрузок и воздействий в нормах проектирования

| | ТКП ЕН 1990:2002 [1] ТКП ЕН 1991-1-3 [18] | СНиП 2.01.07 [15] | ДБН В.1.2-2 [19] |
|---|--|---|---|
| Постоянная нагрузка | | | |
| Нормативное значение | $G_k = E[G]$ | $G_k = E[G]$ | $G_k = E[G]$ |
| Коэффициент безопасности | $\gamma_G = 1.35$ | $\gamma_G = 1.1$ | $\gamma_G = 1.1$ |
| Коэффициент сочетания | $\xi = 0.85$ | — | — |
| Снеговая нагрузка | | | |
| Нормативное значение | $S_k = E[S_{\text{max}, T=50 \text{ лет}}]$ | $S_k = E[S_{\text{max}, T=1 \text{ год}}]$ | $S_k = E[S_{\text{max}, T=50 \text{ лет}}]$ |
| Коэффициент безопасности | $\gamma_S = 1.5$ | $\gamma_S = 1.4$ при $\frac{G_k + Q_k}{S_k} \geq 0.8$ $\gamma_S = 1.6$ при $\frac{G_k + Q_k}{S_k} < 0.8$ | $\gamma_S = 1.0$ |
| Коэффициент сочетания | $\Psi_{0,S} = 0.6$ | $\Psi_S = 0.9$ | $\Psi_S = 0.9$ |
| Полезная переменная нагрузка | | | |
| Нормативное значение | Q_k | $Q_k^{(\text{полное})} = Q_k$ $Q_k^{(\text{пониж.})} = 0.2Q_k$ | $Q_k^{(\text{полное})} = Q_k$ $Q_k^{(\text{пониж.})} = 0.23Q_k$ |
| Коэффициент безопасности | $\gamma_Q = 1.5$ | $\gamma_Q = 1.3$ | $\gamma_Q = 1.3$ |
| Коэффициент сочетания | $\Psi_{0,Q} = 0.7$ | $\Psi_{Q, \text{полное}} = 0.9$ $\Psi_{Q, \text{пониж.}} = 0.95$ | $\Psi_{Q, \text{полное}} = 0.9$ $\Psi_{Q, \text{пониж.}} = 0.95$ |
| Коэффициент надежности по ответственности | — | $\gamma_n = 0.95$ | $\gamma_n = 0.95$ |

один раз в 50 лет. Аналогичный подход принят в нормах [19]. В свою очередь в рамках документа [15] нормативным считается значение снеговой нагрузки, соответствующее среднегодовому максимуму. Ветровая нагрузка в данном документе отдельно не рассматривалась, поскольку отличия в подходах к нормированию этого вида нагрузки аналогичные.

Для *полезных переменных нагрузок* в нормах [15] и [19] в отличие от [1] предусмотрено разделение на полное и пониженное значения. Соотношение полных и пониженных значений рассчитано на основе нормативных значений нагрузок на перекрытия жилых зданий в [15, 19].

7.2 Методы и модели оценки надежности

Для оценки уровня надежности конструкций, обеспечиваемого системой частных коэффициентов безопасности и коэффициентов сочетаний, применена процедура, основанная на положениях и методах теории надежности 1-го порядка (FORM) и методе наискорейшего спуска (для анализа вероятностной функции состояния конструкции и оценки значений индекса надежности), методе Ferry Borges — Castanheta и правиле Turkstra (для вероятностного моделирования воздействий и их сочетаний).

Целевое значение индекса надежности конструкций принято $\beta = 4,7$ для базового периода $T = 1$ год в соответствии с требованиями [1]. Для моделирования постоянных воздействий применено нормальное распределение, для переменных воздействий — рас-

пределение Гумбеля, для погрешностей определения эффектов воздействий — нормальное распределение, для прочности конструкций — логнормальное распределение.

В общем виде вероятностная функция состояния $g(\mathbf{X})$, характеризующая запас прочности конструктивного элемента (предельных состояний несущей способности), включает базисные переменные, описывающие как воздействия, так и сопротивление:

$$g(\mathbf{X}) = zR - \Theta_E \cdot [(1-\eta) \cdot G + \eta((1-k_s) \cdot Q + k_s \cdot S)], \quad (46)$$

где z — совокупный расчетный (проектный) параметр, например, площадь поперечного сечения, площадь армирования;

k_s — коэффициент, определяющий долю снеговой нагрузки в паре переменных нагрузок (*полезные — снеговые*);

$$\eta = \frac{Q_k + S_k}{G_k + Q_k + S_k} \text{ — коэффициент, определяющий}$$

долю постоянной нагрузки в паре нагрузок (*постоянные — переменные*).

В таблице 8 описаны вероятностные модели базисных переменных \mathbf{X} , содержащихся в функции состояния (46), характеризующих сопротивление элементов R , постоянные G , переменные полезные Q и снеговые S нагрузки, а также переменную Θ_E , учитывающую ошибки

Таблица 8. Принятые вероятностные модели базисных переменных

| Базисная переменная | Нормативное значение | Закон распределения | μ | σ | ν |
|--|--|---------------------|--|---|------------------------------|
| Постоянная нагрузка | G_k | Normal | G_k | $0.1G_k$ | 0.05 |
| Полезная нагрузка (Q) (для конструкций жилых зданий): ТКП ЕН 1990 [1] ($Q_k = 1.5 \text{ кН/м}^2$) СНиП 2.01.07 [15] (Q_k (полное) = 1.5 кН/м^2) (Q_k (пониж.) = 0.3 кН/м^2) ДБН В.1.2-2 [19] (Q_k (полное) = 1.5 кН/м^2) (Q_k (пониж.) = 0.35 кН/м^2) | Q_k Q_k (полное) = Q_k Q_k (пониж.) = $0.2Q_k$ Q_k (полное) = Q_k Q_k (пониж.) = $0.23Q_k$ | Gumbel | $0.2Q_k$ $0.2Q_k$ $0.2Q_k$ | $0.19Q_k$ $0.19Q_k$ $0.19Q_k$ | 0.95 0.95 0.95 |
| Снеговая нагрузка (S): ТКП ЕН 1990 [1] СНиП 2.01.07 [15] ДБН В.1.2-2 [19] | S_k | Gumbel | $0.38S_k$ $0.58S_k$ $0.38S_k$ | $0.21S_k$ $0.32S_k$ $0.21S_k$ | 0.55 0.55 0.55 |
| Сопротивление (R) | R_d (расчетное) | LogNormal | $1.4R_d$ | $0.15R_d$ | 0.11 |
| Ошибка модели (Θ_E) эффекта от воздействий | $\Theta_{E,k}$ | Normal | $\Theta_{E,k}$ | $0.05\Theta_{E,k}$ | 0.05 |

Примечания:

1. Вероятностные модели переменных *полезных нагрузок* составлены на основании исследований статистических параметров нагрузок на конструкции жилых зданий, опубликованных в вероятностных нормах JCSS Probabilistic Model Code [21]. Следует отметить, что данные рекомендации хорошо согласуются с исследованиями, опубликованными в 80-х годах Снарским, Райзером, Булычевым и другими [22–24].

2. Вероятностные модели *снеговых нагрузок* составлены на основании статистической обработки данных многолетних наблюдений по 18-ти метеостанциям, равномерно расположенным на территории Республики Беларусь. При этом учтено разделение территории страны на снеговые районы в соответствии с Национальным приложением к ТКП ЕН 1991-1-3 [18] и в соответствии со СНиП 2.01.07 [15]. При рассмотрении норм Украины учтен тот факт, что в ДБН В.1.2-2 [19] принят тот же подход к назначению характеристического значения нагрузки, что и в [1]. Поэтому вероятностные модели приняты идентичными тем, которые соответствуют нормам [1, 18].

3. Вероятностная модель сопротивления элементов R составлена для изгибаемых железобетонных элементов на основе экспериментально-теоретических исследований [25].

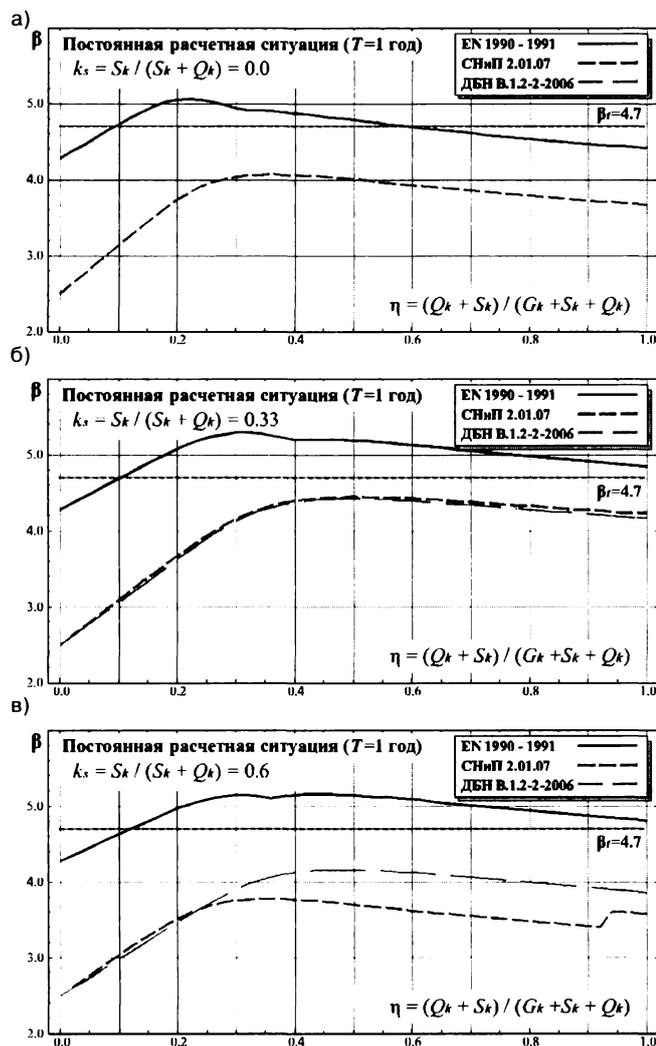


Рис. 9. Зависимость индекса надежности β конструкций от параметра нагружения η при:
 а) $k_s = 0.0$;
 б) $k_s = 0.33$;
 в) $k_s = 0.6$

моделей определения эффектов от воздействий. При составлении вероятностных моделей учтены отличия норм [1, 15, 19] в классификации нагрузок и в математическом смысле характеристического (нормативного) значения.

7.3 Сравнение уровней надежности

На рис. 9 изображены графики зависимости индекса надежности конструкций β от параметров нагружения η и k_s , характеризующих соотношение постоянных, переменных полезных и снеговых нагрузок.

Целевое значение индекса надежности $\beta_r = 4,7$ установлено в белорусском Национальном приложении к нормам [1] для класса надежности конструкций RC2 и базового периода $T = 1$ год.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Основы проектирования конструкций: ТКП ЕН 1990:2002.
2. Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций и оснований: ТКП 45-2.01/ПР/-2010.
3. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету: ГОСТ 27751-88.
4. Стрелецкий, Н. С. Метод расчета конструкций зданий и сооружений по предельным состояниям, применяемый в СССР, и основные направления его развития / Матер. Междунар. совещ. по расчету строит. конструкций, Москва, 1958. — М.: Госстройиздат, 1961. — С. 7–21.

Выполненная оценка надежности позволяет сделать вывод, что при принятых вероятностных моделях базисных переменных (см. таблицу 8) в большинстве расчетных ситуаций принятая в базовом тексте документа [1] система частных коэффициентов **обеспечивает** требуемый уровень надежности проектируемых конструкций. При этом правила учета нагрузок и их сочетаний, записанные в [15], **не отвечают** современным требованиям к надежности и безопасности конструкций.

По графикам на рис. 9а–9в видно, что применение норм Еврокода позволяет получать конструкции со значениями индексов надежности в среднем на единицу больше, чем для конструкций, рассчитанных в соответствии со СНиП 2.01.07 [15]. Это означает, что вероятность отказа последних может превышать предельно допустимые значения в 10–100 раз.

Ситуация с украинскими нормами [19] показывает, что назначение характеристических значений снеговых и ветровых нагрузок на основе периодов повторяемости 50 лет при использовании старых подходов к составлению расчетных сочетаний не приводит к существенному повышению надежности конструкций.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

- 1 Введение на территории Республики Беларусь ТКП ЕН 1990 [1] позволит выполнять проектирование и возведение строительных конструкций с назначенным уровнем надежности, соответствующим принятому в странах Европы. При этом открываются широкие возможности для рационального применения метода частных коэффициентов, как составляющей метода предельных состояний. Опираясь на основополагающие принципы и требования, изложенные в ТКП ЕН 1990 [1], следует произвести гармонизацию основных расчетных ТНПА для исключения несоответствий в заложенных уровнях надежности национальных и европейских документов.
- 2 Описаны правила сочетаний воздействий при расчетах конструкций по первой группе предельных состояний, установленные различными нормами проектирования, действовавшими в Республике Беларусь, а также в Украине. С использованием вероятностных методов анализа надежности конструктивных элементов выполнено сравнение нормативных документов по критерию индекса надежности, обеспечиваемого применением соответствующих правил нормирования нагрузок. Показано, что уровень проектной надежности конструкций, рассчитанных в соответствии со СНиП 2.01.07 [15], значительно ниже требуемого уровня. При этом вероятность отказа конструкций может в 10–100 раз превышать максимальные допустимые значения.

5. Перельмутер, А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А. В. Перельмутер // Научное издание. — М.: Издательство АСВ, 2007. — 256 с.
6. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций / пер. с нем. О. О. Андреева. — М.: Стройиздат, 1994. — 288 с. — перевод. изд.: Gerhard Spaethe — Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen. — ISBN 5-274-01208-6.
7. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. — Введ. 01.07.2008. — Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. — 69 с.
8. Райзер, В. Д. Теория надежности в строительном проектировании / В. Д. Райзер. — М.: Издательство АСВ, 1998. — 304 с.
9. Faber, M. H. Reliability Based Code Calibration Paper for Joint Committee on Structural Safety / M. H. Faber, J. D. Sorensen // Draft, March, 2002. — 17 p.
10. Melchers, R. E. Structural Reliability, Analysis and Prediction / R. E. Melchers // John Willy — 273 p.
11. Провести исследования и разработать методы определения снеговых нагрузок, определить нормативные снеговые нагрузки на конструкцию зданий и сооружений, разработать рекомендации по назначению нагрузок от снегового покрова / Научно-технический отчет, № г. р. 2007689, г. Брест, БрГТУ, 2007.
12. Rakwitz, R. A. A new Approach for setting Target Reliabilities / R. A. Rakwitz // Proc. IABSE conf. Safety, Risk and Reliability — Trends in Engineering, March, 2001, IABSE, Zurich, 2001. — P. 531–536.
13. Skjong, R. Social Indicator and Risk Acceptance / R. Skjong, K. Ronold // Proc. OMAE 1998, Lisbon, Portugal.
14. Ржаницын, А. Р. Теоретические обоснования и перспективы развития методологии расчета строительных конструкций / Матер. Междунар. совещ. по расчету строит. конструкций, Москва, 1958. — М.: Госстройиздат, 1961. — С. 212–220.
15. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. — Введ. 01.01.1987. — М.: Госстрой СССР, 1986. — 37 с.
16. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введ. 01.07.2003. — Минск: Минстройархитектуры, 2003. — 144 с.
17. Lewicki, B. PN-EN 1990:2004 Eurokod — Podstawy Projektowania Konstrukcji// Inzynieria I Budownictwo. — 2004. — № 9. — P. 502–506.
18. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–3. Общие воздействия — Снеговые нагрузки: ТКП ЕН 1991-1-3.
19. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В1.2-2:2006. — Введ. 01.01.2007. — Киев: Минстрой Украины, 2006. — 78 с.
20. Еврокод 1. Воздействия на конструкции. Часть 1–4. Общие воздействия — Воздействия ветра: ТКП ЕН 1991-1-4.
21. JCSS Probabilistic Model Code // Joint Committee of Structural Safety [Electronic resource]. — 2001. — Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. — Date of access: 15.03.2009.
22. Райзер, В. Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В. Д. Райзер. — М.: Стройиздат, 1986. — 192 с. (Надежность и качество).
23. Булычев, А. П. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли / А. П. Булычев [и др.] // Строительная механика и расчет сооружений. — 1989. — № 3. — С. 57–59.
24. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В. Н. Гордеев [и др]; под общ. ред. А. В. Перельмутера. — М.: Издательство АСВ, 2007. — 482 с.
25. Марковский, Д. М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учетом заданных показателей надежности: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / Д. М. Марковский; БрГТУ. — Брест, 2009. — 24 с.

Статья поступила в редакцию 16.06.2010.