

- Наибольшие напряжения в цилиндре развиваются в стенке цилиндра в верхней части, между стержнями, при этом на внутренней стороне цилиндра напряжения больше в 1,8-2,5 раза. Напряжения на внутренней стороне цилиндра в горизонтальном направлении значительно больше (в 5-5,2 раза), чем в вертикальном, причем горизонтальные напряжения сжимающие, а вертикальные растягивающие.

- Напряжения в развальцованных уголках (на прямой полке) в горизонтальном направлении значительно выше, чем в вертикальном (в 2-2,3 раза). В верхней части уголка горизонтальные напряжения сжимающие, в нижней растягивающие.

- Напряжения в стенках тонкостенных стержней в верхней части сжимающие, в нижней части растягивающие, практически равные по величине (разница не более 10-12%). Относительно напряжений в стенке цилиндра и уголках напряжения в стержнях невелики.

- Отказ узлового соединения на самонарезающих винтах произошел при приложении нагрузки в 16,5 кН и сопровождался продергиванием винта по резьбе в одном из крайних рядов крепления.

- Отказ узлового соединения на болтах произошел при нагрузке в 13 кН и сопровождался срезом болта в крайнем верхнем ряду.

- Характер разрушения обоих узловых соединений одинаков и заключается в разрушении крепежных элементов в одном из крайних рядов (срез крепежа, соединяющего тонкостенные стержни и развальцованные уголки и значительное удлинение или продергивание по резьбе крепежа, соединяющего цилиндр и развальцованные уголки). Отметим, что разрушение крепежных элементов не происходит одновременно и не ведет к мгновенному разрушению узлового соединения в целом, и можно предполагать перераспределение усилий между элементами крепежа, судя по работе конструкции в заключительной стадии.

В целом, узловое соединение с креплением на самонарезающих винтах имеет достаточную несущую способность и может применяться в конструкции сетчатых куполов со стержнями из холодногнутых тонкостенных профилей.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Узловое соединение тонкостенных стержней пространственной конструкции: патент РФ №2467133 МПК E04B1/58. / А.В. Тур, В.И. Тур, И.С. Холопов – RU 2467133C2; заявл. 25.02.2011, опубл. 20.11.2012. – Бюл. № 32.
2. Холопов, И.С. Сетчатый купол с новыми узловыми соединениями / И.С. Холопов, В.И. Тур, А.В. Тур // Промышленное и гражданское строительство. – 2012. – № 10. – С. 60–62.
3. Холопов, И.С. Исследование напряженно-деформированного состояния узлового соединения сетчатого купола / И.С. Холопов, В.И. Тур, А.В. Тур // Известия высших учебных заведений. Строительство. – 2012. – № 4. – С. 104–111.

УДК 624.046/624.014

Тур В.В., Надольский В.В.

НЕСОВЕРШЕНСТВА КОНЦЕПЦИИ НАДЕЖНОСТИ, ПРИНЯТОЙ В ЕВРОПЕЙСКИХ НОРМАХ (ЕВРОКОДАХ)

1 ВВЕДЕНИЕ

В недавнем времени на территории Республики Беларусь вступили в действие нормативные документы ISO 2394 и EN 1990. Согласно концепции надёжности строительных конструкций, сформулированной в этих документах, проектирование конструктивных элементов следует выполнять, опираясь на нормируемые целевые показатели надёжности. Это условие, с одной стороны, по-

звolyет устранить несоответствия в достигаемых уровнях надежности (т.н. раз-
нонадёжность) строительных конструкций, запроектированных в соответствии
с отечественными нормативными документами. С другой, вызывает необходи-
мость калибровки значений частных коэффициентов для обеспечения целевых
показателей надёжности. В силу того, что значения частных коэффициентов
обеспечивают заданный уровень надежности строительных конструкций, их
обоснованное принятие является важнейшей задачей.

В EN 1990 представлены целевые значения индекса надежности для различ-
ных классов надежности зданий и видов предельных состояний. При расчетах
по предельным состояниям несущей способности для конструктивных элемен-
тов среднего класса надежности требуемое значения индекса надежности при-
нято равным 4.7 для периода эксплуатации 1 год и 3.8 для 50-летнего периода, что
соответствует вероятности отказа $1.6 \cdot 10^{-6}$ и $7.2 \cdot 10^{-5}$ соответственно. При раз-
работке Еврокода EN 1990 шли острые дискуссии о возможности принятия
уровней надежности (значений индексов надежности, вероятности отказа) каждой
страной самостоятельно, т.е. о придании индексу надежности статуса «нацио-
нально устанавливаемый параметр»(NDP). В принятой редакции Еврокода
установлены единые уровни надежности для всех стран – членов Евросоюза.

По мнению многих специалистов, значения параметров надежности, зало-
женные в Еврокодах, носят завышенный характер по сравнению с существую-
щими в настоящее время в ряде стран Европы, США, Канаде. Как следствие,
большие уровни надежности вызывают повышение материалоемкости строи-
тельных конструкций, что подтверждается, технико-экономическим анализом
проектных решений, реализованных на основе нормативных документов Рес-
публики Беларусь и Еврокодов.

В данной статье продемонстрирована невозможность использования целевых
показателей надёжности, регламентированных EN 1990, при сохранении общей
концепции надежности. Для этого решены следующие задачи:

- сформированы вероятностные модели базисных переменных с учетом актуальных исследований, выполненных для территории Республики Беларусь;
- с применением методов теории надежности 1-го порядка (FORM) выполне-
но определение значений частных коэффициентов, обеспечивающих заданный
уровень надежности.

Анализ показал, что использование полученных калибровкой значений част-
ных коэффициентов приводит к обеспеченности расчетного значения перемен-
ного воздействия, в частности снеговой нагрузки, для постоянных расчетных
ситуаций, близких к обеспеченности чрезвычайных (особых) воздействий. Дан-
ная ситуация особенно ярко проявилась для стальных конструкций, но методо-
логические неточности прослеживаются для конструкций, изготовленных из
других материалов. Очевидно, что при предположках, заложенных Еврокодах,
невозможно получить разумные и научно обоснованные значения частных ко-
эффициентов. Выходом из этой ситуации является пересмотр численных значе-
ний параметров надежности. Предложены рекомендации по оценке значений
показателей надежности, на основании которых откалиброваны новые значения
частных коэффициентов.

2 ВЕРОЯТНОСТНЫЙ РАСЧЕТ

2.1 Функция состояния

В данной работе рассмотрены только проверки предельных состояний несущей способности сечений стальных элементов («по прочности») в соответствии с моделью сопротивления, принятой в EN 1993-1-1 [1]. Для рассматриваемого предельного состояния функция состояния $g(X)$ принята в следующем виде:

$$g(X) = K_R z f_y - K_E [G + C_S S(t)], \quad (1)$$

где K_R, K_E – случайные переменные, характеризующие соответственно ошибки расчетных моделей сопротивления и эффектов воздействий;

z – геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления);

f_y – случайная переменная, характеризующая прочность материала (предел текучести стали);

G – случайная переменная, характеризующая постоянное воздействие;

$S(t)$ – случайная переменная, характеризующая снеговую нагрузку;

C_S – не зависящая от времени переменная, характеризующая погрешность модели снеговой нагрузки (упрощенное описание распределения нагрузки на поверхности покрытия и т.д.).

2.2 Вероятностные модели базисных переменных

В теории надежности строительных конструкций особое место занимает проблема вероятностного описания базисных переменных. Точность вероятностной модели базисной переменной оказывает существенное влияние на конечные результаты расчетов параметров надежности. Поэтому исследования вероятностной природы базисных переменных являются всегда актуальными. Это в наибольшей степени относится к уточнению (корректировке) фактических законов распределения базисных переменных на основе экспериментальных данных. Вероятностные модели базисных переменных приняты в соответствии с общими рекомендациями JCSS [2], а для снеговой нагрузки модель разработана с учетом актуальных исследований [3].

Предел текучести

В странах Европы исследование изменчивости статистических параметров свойств сталей проводится с периодичностью ориентировочно 10–15 лет с привлечением широкого круга научных и производственных организаций. Проведение аналогичных исследований по уточнению статистических параметров базисных переменных, таких как прочностные характеристики стали и геометрические параметры сечений стальных конструкций, для территории Республики Беларусь практически невозможно, т.к. стальной прокат в республике не производится и поставляется зарубежными производителями. В данной ситуации в качестве приближенной оценки могут быть приняты данные современных исследований, выполненных за пределами республики. Уточнение статистических параметров сталей, используемых на территории Республики Беларусь, является ближайшей важной задачей. В качестве первого приближения с достаточной достоверностью вероятностью рекомендованы следующие параметры: среднее значение отношения фактического значения предела текучести к характеристическому 1.10...1.20, коэффициент вариации 0.05...0.08.

Ошибки моделей

Для описания ошибок моделей принято логнормальное распределение [2]. Для ошибки модели сопротивления приняты статистические параметры как для прокатного сечения, подверженного действию изгибающего момента относительно главной оси и раскрепленного от потери устойчивости. При этом среднее значение 1.15 и коэффициент вариации 0.05 приняты по данным, приведенным в справочном документе к Еврокоду 3 [4].

Для моделей эффектов воздействий рассмотрены два вида ошибок. Первый вид ошибки учитывает упрощения, принятые в модели воздействия (к примеру, равномерное распределение полезной и снеговой нагрузки). Эта ошибка для снеговой нагрузки учитывается коэффициентами C_S (также учитывает неточно-

сти в определении коэффициента формы снеговой нагрузки). Статистические параметры этих ошибок приняты согласно [2].

Второй вид ошибок учитывает неточности в определении эффекта воздействия (внутренних усилий), возникающие из-за идеализации геометрии, упрощенный методов определения усилий и т.д. Данная ошибка описывается случайной переменной K_R , статистические параметры которой приняты из [2].

Постоянная нагрузка

Для постоянной нагрузки наиболее часто используемым законом распределения является нормальный, который хорошо согласуется с теоретическими предположениями и экспериментальными данными. При вероятностных расчетах наиболее часто используемое среднее значение $\mu_G = G_k$ и $V_G = 0.1$ – коэффициент вариации, что представляет собой верхнее значение данного коэффициента.

Снеговая нагрузка

Для снеговой нагрузки достаточно точной и наиболее распространенной является вероятностная модель последовательности годовых максимумов снеговой нагрузки. Данная предпосылка позволяет перейти от вероятностного описания случайного процесса к описанию случайной величины. Статистические параметры снеговой нагрузки по своей природе переменны, что требует систематических и целенаправленных исследований по их уточнению. Как правило, объемы эмпирических рядов снеговой нагрузки довольно ограничены и составляют 40–60 значений, это вносит некоторую погрешность в результате оценивания.

Проблема выбора закона распределения случайной величины требует подробного и тщательного рассмотрения. Как известно, закон распределения устанавливается исходя из экспериментальных данных. Однако эти данные часто недоступны и ограничены, что не позволяет получить достоверные результаты. Поэтому при выборе закона распределения дополнительно используют аналитические закономерности. Следует отметить ряд проблемных мест в *выборе закона распределения снеговой нагрузки*:

1. Существует общая проблема использования в теории надежности любого из законов распределения случайных величин в области весьма малых значений вероятностей.

2. Выбор закона распределения определяется по наилучшему соответствию аппроксимирующей функции и эмпирических значений случайной величины с использованием критериев согласия. В ряде случаев значения критерия согласия для разных законов распределения носят близкий характер. А результаты, полученные с использованием разных законов распределения, могут отличаться значительно. При этом следует отметить, что и сами критерии согласия в ряде случаев несовершенны.

3. Часто закон распределения обосновывается по всей выборке данных, и для описания снеговой нагрузки используется среднее значение и стандартное отклонение всей выборки. Однако такие распределения существенно отклоняются от опытных данных в области «хвостовой» части. В работе [3] данное несоответствие предложено решать посредством подгонки распределения не по всей выборке, а по хвостовой части эмпирических данных.

Общие рекомендации по назначению законов распределения нормативно закреплены в документах [5, 6]. Наиболее широко для аппроксимации снеговой нагрузки используются первое предельное распределение Гумбеля, логнормальное и распределение Вейбулла. Результаты многочисленных исследований свидетельствуют о возможности описания эмпирических рядов годовых максимумов снеговой нагрузки для большинства метеорологических станций России [7, 8], Украины [9], Чехии [10] двойным экспоненциальным законом распределения (Гумбеля).

Следует отметить, что для нормирования характеристических значений снеговой нагрузки для территории Республики Беларусь используются три типа распределений Гумбеля, Вейбулла и Фреше (для оценивания «хвостовой» части распределения). Данное разделение позволяет получить более обоснованные характеристические значения снеговой нагрузки. Однако для анализа надежности конструкций, характеризуемой очень малыми значениями вероятностей, более безопасным является использование закона Гумбеля, что согласуется со сложившейся практикой и современными тенденциями вероятностного описания снеговой нагрузки в рамках концепции надежности, принятой в Еврокодах [10, 11]. Для дальнейшего анализа примем распределение Гумбеля:

$$F(x) = \exp [-\exp [-a (x - b)]], \quad (2)$$

где параметры распределения a и b выражены через среднее значение μ и стандартное отклонение σ всей выборки:

$$a = \pi / (\sigma \sqrt{6}), \quad (3)$$

$$b = \mu - 0.5772 / a. \quad (4)$$

Параметры распределения определены через актуальные значения статистических параметров всей выборки, установленные для территории Республики Беларусь [3]. Статистические параметры годовых максимумов снеговой нагрузки выражены через характеристическое значение S_k , назначенное в соответствии с ТКП EN 1991-1-3 [12]. Значения статистических параметров снеговой нагрузки существенно зависят от территориальных особенностей конкретного региона страны, например коэффициент вариации годовых максимумов снеговой нагрузки изменяется в пределах от 0.44 (для Витебска) до 0.72 (Пинск) [3]. Поэтому они представлены в интервальных значениях.

Статистические параметры распределения Гумбеля для различных периодов отнесения по формулам:

$$\mu_{S,T} = \mu_{S,1} [1 + 0.78 \ln(T) V_{S,1}], \quad (5)$$

$$\sigma_{S,T} = \sigma_{S,1}. \quad (6)$$

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице. Базовый период повторяемости (отнесения) принят равным 50 лет.

Таблица – Вероятностные модели базисных переменных

Переменная	Распред.	μ_X / X_k	V_X
Постоянная нагрузка	Нормальное	1.00	0.10
Ошибка модели снеговой нагрузки	Логнормальное	1.00	0.15
Снеговая нагрузка	Гумбеля, 50 лет	0.9-1.1	0.19-0.23
Предел текучести	Логнормальное	1.1-1.2	0.05-0.08
Ошибка модели сопротивления обобщенного стального элемента	Логнормальное	1.00	0.05
Ошибка модели эффекта воздействия	Логнормальное	1.00	0.10

3 КАЛИБРОВКА ЧАСТНЫХ КОЭФФИЦИЕНТОВ

Основываясь на актуальных значениях коэффициентов чувствительности, полученных на основании метода теории надежности 1-го (FORM), можно получить значения частных коэффициентов для каждой базисной переменной, необходимые для обеспечения требуемого уровня надежности, используя зависимость:

$$\gamma_{Ri} = r_{k,i} / F_{Ri}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ri} \times \beta_i)]; \quad F_{Ei} = F_{Ei}^{-1}[\Phi(-\alpha_{Ei} \times \beta_i)] / e_{k,i}, \quad (7)$$

где $F^{-1}(\cdot)$ – обратная функция распределения; $r_{k,i}$ – характеристическое значение переменных, входящих в модель сопротивления; $e_{k,i}$ – характеристическое значение переменных, входящих в модель эффекта воздействия (усилия); α_i – коэффициенты чувствительности, полученные с использованием метода FORM; β_1 – целевое значение индекса надежности, для периода отнесения 50 лет равен 3.8.

Требуемые значения частных коэффициентов для сопротивления, постоянной и снеговой нагрузки можно получить из следующих выражений:

$$\gamma_{M0} = \gamma_{Rd} \times \gamma_m; \quad \gamma_G = \gamma_{Sd} \times \gamma_g; \quad \gamma_Q = \gamma_{Sd} \times \gamma_\mu \times \gamma_q, \quad (8)$$

где γ_{Rd} – частный коэффициент, учитывающий погрешность модели сопротивления; γ_{Sd} – частный коэффициент, учитывающий погрешность (неопределенность) модели эффектов воздействий; γ_m – частный коэффициент для свойства материала (предела текучести), учитывающий возможность неблагоприятных отклонений свойства материала от его характеристического значения; γ_g, γ_q – частные коэффициенты соответственно для постоянной и снеговой нагрузки, учитывающие возможность нежелательного отклонения величины воздействия от репрезентативного значения; γ_μ – частный коэффициент, учитывающий погрешность модели снеговой нагрузки, т.е. возможность неблагоприятных отклонений для коэффициента формы снеговой нагрузки.

Для анализа различных соотношений постоянной и снеговой нагрузок использован безразмерный параметр нагружения χ . Параметр нагружения χ представляет собой долю снеговой нагрузки в полном значении воздействия:

$$\chi = S_k / (G_k + S_k). \quad (9)$$

Анализ реальных объектов показывает, что наиболее вероятный интервал значения параметра нагружения χ для стальных конструкций при воздействии снеговой нагрузки составляет 0,4...0,7. Близкие значения данного параметра ($\chi = 0,4...0,8$) приняты для стальных конструкций в работе [10].

На рисунке представлены требуемые значения частных коэффициентов, необходимые для достижения индекса надежности $\beta_1 = 3.8$. По оси ординат отложены значения частных коэффициентов α_i , а по оси абсцисс – параметр нагружения χ . На рисунке отображены средние значения частных коэффициентов, а для частного коэффициента γ_q дополнительно нанесены нижняя и верхняя границы изменения.

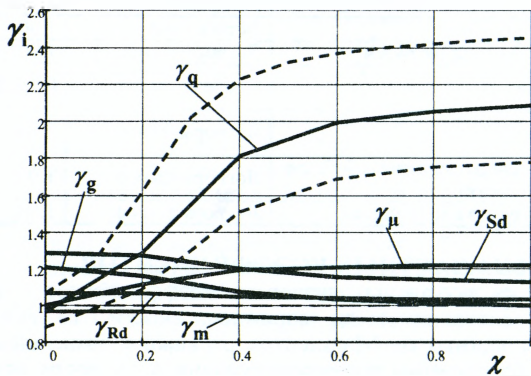


Рисунок – Требуемые значения частных коэффициентов для обеспечения индекса надежности $\beta_1 = 3.8$ при расчетах стальных конструкций

Полученные значения частных коэффициентов согласуются с результатами, полученными в работах М. Holicky, М. Sykora [10] для территории Чешской республики, в работах Z. Sadovsky [11] для территории Германии и Словакии, а отчасти также с результатами, представленными в справочной документации (комментариям) [13] к Еврокоду [6]. Для этих стран характер снеговых нагрузок схож с условиями Республики Беларусь.

4 АНАЛИЗ ПОЛУЧЕННЫХ РЕЗУЛЬТАТОВ

1. В первую очередь следует отметить, что полученные численные значения частных коэффициентов противоречат всей отечественной и мировой практике нормирования климатических нагрузок, однако многие исследователи оставляют без должных комментариев полученные результаты.

2. Используя функцию распределения Гумбеля, можно пересчитать вероятность превышения полученного расчетного значения нагрузок в любой случайно взятый год:

$$P = \exp [-\exp [-a (S_d - b)]]$$

Результаты расчетов показывают, что вероятность превышения расчетных значений составила в среднем 10^{-5} . Данная вероятность возможна только при нормировании редких природных и климатических явлений (например, сейсмических) или чрезвычайного (особого) значения воздействия. К сведению, согласно рекомендациям Еврокода 1-1-3 “Общие воздействия. Снеговые нагрузки”, значение коэффициента перехода к чрезвычайному значению снеговой нагрузки равно 2 (данный коэффициент уже учитывает погрешности модели снеговой нагрузки и модели эффектов воздействия).

3. Надежность стальных конструкций в высшей степени определяется обеспеченностью расчетного значения снеговой нагрузки (коэффициент чувствительности для снеговой нагрузки получается в диапазоне 0.8...0.9), в силу малой изменчивости параметров сопротивления стальных конструкций и, как правило, большой изменчивости переменных воздействий. Необходимо подчеркнуть, что данная ситуация сохраняется независимо от принятых методов определения вероятности отказа, от принятого вида распределения переменного воздействия и от самого переменного воздействия.

4. Прогнозирование возможных значений случайных величин для таких малых вероятностей приобретает весьма сомнительный смысл: длина экстраполяции аппроксимирующей функции противоречит математическим принципам; существенная изменчивость конечного результата от принятых предположений.

5. При доминирующей составляющей постоянной нагрузки в полном воздействии (данная ситуация более характерна для железобетонных конструкций.) индекс надежности не зависит от времени. Принцип перехода для индексов надежности, функций распределения переменных воздействий от периода отнесения 1 год к периоду 50 лет хорошо работает для переменных воздействий, но для постоянной нагрузки перестает работать.

5 РЕКОМЕНДАЦИИ

Так как однозначно понятно, что обеспеченность расчётных значений переменных воздействий не может составлять 10^{-5} и при этом для стальных конструкций данная обеспеченность определяет надежность, то единственным выходом является корректировка показателей надежности при сохранении общей концепции надежности. Существует большое количество предложений по оценке требуемого уровня надежности. Общие принципы назначения и дифференциации вероятности наступления предельного состояния основываются на

анализе и управлении рисков, что позволяет учесть не только вероятность отказов, но и тяжесть возможных последствий для общества. Основные способы оценки индексов надежности можно разделить на следующие группы:

– **Оценка на основании рисков, существующих в повседневной жизни.** Если исходить из того, что риски ранения или гибели в случае аварии строительных конструкций являются частью системы всех видов рисков человека, то допустимую вероятность предельного состояния несущей способности можно установить по частоте наступления несчастных случаев, происходящих в результате жизнедеятельности человека.

– **Оценка на основании экономической оптимизации рисков,** т.е. на экономической оптимизации затрат по ликвидации последствий в случае наступления прогнозируемого отказа. Здесь различают два случая возможности применения данного способа. Первый применим для объектов только с экономическими последствиями отказа (так называемая чисто экономическая оптимизация). Второй способ экономической оптимизации позволяет учесть последствия ранений и гибели человека. Анализ экономических показателей Республики Беларусь подтвердил возможность использования параметров надежности, регламентированных в Еврокоде [14].

– **Оценка на основании предыдущего опыта нормирования.** В процессе развития норм проектирования достаточная надежность косвенно регулировалась посредством корректировки расчетных параметров на основании данных о последствиях отказов при эксплуатации сооружений. В тех случаях, когда в процессе эксплуатации в течение длительного периода времени не наблюдались отказы, судили о возможных резервах в надежности. Частые отказы, причины которых не были связаны с нарушением нормативных требований к проектированию, изготовлению и эксплуатации, свидетельствовали о недостаточной надежности. В статье [15] с использованием этого способа выполнен предварительный анализ уровня надежности стальных конструкций для условий Республики Беларусь. Значения индекса надежности для периода отнесения 50 лет при наиболее распространенных условиях применения стальных конструкций изменяется в пределах 1,6...2,8, что соответствует вероятности отказа $10^{-4} \dots 10^{-3}$. Используя данные значения параметров надежности, частный коэффициент для снеговой нагрузки с учетом погрешности модели воздействия и эффекта воздействия получаем 1.45...1.8.

Анализ отечественных работ показывает, что в большинстве случаев для зданий среднего класса надежности (жилые, промышленные и офисные здания) принимались значения вероятности отказа $10^{-4} \dots 10^{-2}$, однако при этом, как правило, не уточнялся базовый период рассмотрения [16, 17].

Учитывая, что надежность стальных конструкций в высшей степени определяется обеспеченностью расчетного значения снеговой нагрузки, тогда, задавшись «здравым» (в определенной степени субъективное понятие) значением вероятности непревышения снеговой нагрузки определенного уровня в течение срока эксплуатации сооружения, можно получить расчетное значение воздействия. Приняв значение вероятности 0.99(0.95) и срок эксплуатации 50 лет, значения частных коэффициентов получаются 1.7 и 1.43 соответственно. Даже при таких обеспеченностях прогнозирование снеговой нагрузки математически обладает большой неопределенностью и нестабильностью результатов.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В рамках данного исследования получены значения частных коэффициентов для обеспечения уровня проектной надежности стальных конструкций в рамках концепции надежности, принятой в Еврокодах. Дальнейший анализ показал, что использование полученных калибровкой значений частных коэффициентов

приводит к обеспеченности расчетного значения снеговой нагрузки для постоянных расчетных ситуаций, близких к обеспеченности чрезвычайных (особых) воздействий. Данная ситуация особенно ярко проявилась для стальных конструкций, но методологические неточности прослеживаются для конструкций, изготовленных из других материалов. Очевидно, что при предпосылках, заложенных Еврокодах, невозможно получить разумные и научно обоснованные значения частных коэффициентов.

Выходом из этой ситуации является пересмотр численных значений параметров надежности либо несколько иной подход к обеспечению проектной надежности.

Необходимо более детальное исследование вопроса обеспечения надежности строительных конструкций при действии снеговых нагрузок, особенно для легких металлических конструкций. При этом следует выполнять проверки живучести (robustness) для уменьшения возможного ущерба в результате появления экстремальных значений нагрузок. Достаточная надежность в особых расчетных ситуациях может быть достигнута адекватной системой связей, повышением сопротивления ключевых элементов, использованием вторичной защиты ключевых элементов и т.д. Учитывая большую изменчивость и неопределенность снеговой нагрузки, возможно, следует выделить расчет на снеговую нагрузку в качестве особого воздействия для легких металлических конструкций.

Введение европейских норм, осуществляемое в настоящее время в некоторых странах СНГ, требует внимательного теоретического анализа и апробации, в частности в тех случаях, когда при проверках предельных состояний основной вклад в изменчивость модели сопротивления вносят климатические воздействия.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Еврокод 3. Проектирование стальных конструкций: ТКП EN 1993-1-1. – Часть 1-1: Общие правила и правила для зданий. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009.
2. JCSS Probabilistic Model Code //Joint Committee of Structural Safety[Electronic resource]. – 2001. – Mode of access: <http://www.jcss.ethz.ch>. – Date of access: 15.01.2012.
3. Тур, В.В. Нормирование снеговых нагрузок для территории Республики Беларусь / В.В. Тур, В.Е. Валуев, С.С. Дереченник, О.П. Мешик, И.С. Воскобойников // Стронительная наука и техника. – 2008. – № 2. – С. 27–45.
4. Eurocode 3 Editorial Group Background Documentation to Eurocode No. 3 Design of Steel Structures Part 1 – General Rules and Rules for Buildings, Background Document for Chapter 5 of Eurocode 3, Document 5.01, 1989.
5. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. – 69 с.
6. Еврокод. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011. – Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2012.
7. Бульчев, А.П. Временные нагрузки на несущие конструкции зданий торговли // Строительная механика и расчет сооружений. – 1989. – № 3. – С. 57–59.
8. Райзер, В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 192 с.
9. Гордеев, В.Н. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И. Лантух-Лященко, В.А. Пашинский, А.В. Перельмутер, С.Ф. Пичугин; под общ. ред. А.В. Перельмутера. – Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. – 482 с.
10. Sýkora, M. Reliability-based design of roofs exposed to a snow load. / Sýkora, M., Holický, M. // In Li, J. - Zhao, Y.-G. - Chen, J. (eds.) Reliability Engineering - Proceedings of the International Workshop on Reliability Engineering and Risk Management IWRERM 2008, Shanghai, 21 - 23 August 2008. Shanghai: Tongji University Press, 2009, p. 183-188, ISBN 978-7-5608-4085-7.
11. Sadvovský, Z. Collection and analysis of climatic measurements for the assessment of snow loads on structures. / Sadvovský, Z., Faško P., Pecho J., Bochniček O., Mikulová K., Šťastný P. // International Journal of Reliability, Quality and Safety Engineering. Volume 14, Issue 06. 2007.

12. Еврокод 1. Воздействия на конструкции: ТКП EN 1991-1-3:2009. – Часть 1-3: Общие воздействия. Снеговые нагрузки. – Минск: РУП «Стройтехнорм», 2009.
13. CEN/TC250 Background Document EC1:Part1: Basis of Design. 2nd draft, ECCS, 1996.
14. Тур, В.В. Обеспечение надежности строительных конструкций в свете требований европейских и национальных нормативных документов по проектированию / В.В. Тур // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сб. науч. статей. – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 480–497.
15. Надольский, В.В. Оценка требуемого (целевого) уровня надежности на основании предыдущего опыта нормирования / В.В. Надольский, Ю.С. Мартынов // Вестник ПГУ. – № 8. – Серия F: Строительство. Прикладные науки. – 2014.
16. Складнев, Н.Н. О методике определения коэффициента надежности по назначению / Н.Н. Складнев, А.А. Федяев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – № 2. – С. 3–6.
17. Беляев, Б.И. О выборе формулы для общего коэффициента надежности при вероятностном методе расчета / Б.И. Беляев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 1. – С. 10–13.

УДК 681.3: 634.04

Тур В.В., Семенюк О.С.

САМОНАПРЯЖЁННЫЕ БЕТОННЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ, АРМИРОВАННЫЕ СТЕРЖНЯМИ ИЗ ПОЛИМЕРНОГО КОМПОЗИТА

Введение. Развитие технологий цементных бетонов в последнее десятилетие создало возможность получения так называемых бетонов с высокими эксплуатационными свойствами (англ. «High Performance Concrete»), но не избавило их от одного из главных недостатков – развития усадочных деформаций. Развитие во времени усадочных деформаций в комбинации с относительно низкой прочностью бетона на растяжение (бетон по-прежнему остаётся искусственным камнем) приводит к тому, что в железобетонных конструкциях существует опасность образования трещин различной протяжённости и ширины раскрытия ещё до приложения нагрузок, прогнозируемых при разработке проектов.

Появление усадочных трещин приводит к нарушению требований предельных состояний эксплуатационной пригодности, снижает долговечность конструкций зданий и сооружений. Это особенно ощутимо в условиях перехода к строительству конструктивных систем из монолитного железобетона взамен сборных. В статически неопределимых конструктивных системах температурно-усадочные деформации могут не только снижать эксплуатационные характеристики конструктивных элементов, но и генерировать в ряде случаев значительные по величине внутренние усилия. Температурно-усадочное трещинообразование в рамках традиционных подходов может быть ограничено или полностью исключено за счёт создания в элементах конструктивной системы предварительного напряжения (в случае монолитных конструкций – пост-напряжения). Однако механическое натяжение напрягающих элементов в построечных условиях является относительно трудоёмким процессом, требующим не только применения специальных механизмов и оборудования, но и персонала, имеющего высокую квалификацию. Особенно это ощутимо в тех случаях, когда необходимо получать невысокие уровни обжатия бетона в конструктивном элементе, по существу лишь компенсирующие температурно-усадочные напряжения. Так, например, при возведении плоских дисков пост-напряжённых перекрытий требуемая величина напряжений от обжатия напрягающими канатами должна составлять от $0,75 \text{ Н/мм}^2$ до $2,0 \text{ Н/мм}^2$.