

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

**Дмитрий Михайлович
МАРКОВСКИЙ,**
аспирант
Брестского государственного
технического университета

КАЛИБРОВКА ЗНАЧЕНИЙ КОЭФФИЦИЕНТОВ СОЧЕТАНИЙ ДЛЯ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ РАСЧЕТАХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В ПОСТОЯННЫХ И ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

CALIBRATION OF LOAD COMBINATION FACTORS TO BE USED IN DESIGN OF REINFORCED CONCRETE STRUCTURES IN PERSISTENT AND ACCIDENTAL DESIGN SITUATIONS

В статье представлены результаты исследования, посвященного калибровке коэффициентов сочетаний для воздействий в постоянных и особых расчетных ситуациях. Описаны существующие правила сочетаний воздействий при расчетах конструкций по первой группе предельных состояний. Калибровка значений коэффициентов сочетаний выполнялась с использованием вероятностных методов анализа надежности конструктивных элементов. Вероятностные модели нагрузок составлены с учетом их природы и планируемой продолжительности действия. Вероятностные модели климатических воздействий получены на основе результатов обработки статистической информации для территории Беларуси. В статье предложены правила сочетаний воздействий в особых расчетных ситуациях, также рассчитаны значения коэффициентов сочетаний, обеспечивающие требуемый проектный уровень надежности железобетонных конструкций.

The article presents the research results on calibration of load combination factors in persistent and accidental design situations. The existing rules of load combinations have been described in design of structures on the basis of the first group of limit states. Calibration of load combination factors was performed by using the probability methods for analysis of the reliability of structural elements. The load probability models have been formed taking account of load character and its planned duration. The probability models of atmospheric conditions have been obtained on the basis of the statistics results for the territory of Belarus. The rules of load combinations in accidental design situations have been offered and load combination factors ensuring a required design level of the reinforced concrete structure safety have been calculated.

ВВЕДЕНИЕ

При проектировании конструкций зданий и сооружений в рамках метода предельных состояний рассматривают наиболее неблагоприятные конфигурации внешних воздействий и характеристик конструктивных элементов. Как отмечается в монографии [1, с. 116], пониженная вероятность одновременного появления нескольких воздействий со своими максимальными значениями учитывается путем умножения нагрузочных эффектов от расчетных значений воздействий (или непосредственно воздействий) на коэффициенты сочетаний $\psi_i < 1$. В общем случае можно выделять два подхода к составлению сочетаний воздействий:

(1) введение общего коэффициента сочетаний для всех переменных воздействий, включенных в соответствующее сочетание $E_d = \psi \sum_{i \geq 1} E_{d,i}$;

(2) введении раздельных коэффициентов сочетаний к отдельным нагрузкам (репрезентативные значения нагрузок) с учетом их природы, продолжительности действия и т. д.: $E_d = \sum_{i \geq 1} \psi_i E_{d,i}$.

Первый подход использован при составлении расчетных сочетаний нагрузок в СНиП 2.01.07 [2] и с некоторыми модификациями сохранен в строительных нормах Украины [3] и проекте российского СНиП "Нагрузки и воздействия" [4]. Следует отметить, что значения коэффициентов сочетаний в названных документах [3, 4]

практически не претерпели изменений по сравнению со СНиП 2.01.07 [2]. Характеризуя принятые значения коэффициентов сочетаний в СНиП 2.01.07 [2], уместно привести цитату из монографии проф. В.Д. Райзера: "введенные в нормы численные значения коэффициентов сочетаний не имеют строгого обоснования, а получены на основе инженерного опыта, и хотя уже прошли проверку практикой проектирования и строительства, их значения выбраны весьма осторожно" [1, с. 117].

С введением на территории Республики Беларусь СТБ ISO 2394 [5] и СТБ ЕН 1990 [6] и, соответственно, принятия новой концепции надежности, основанной на нормировании вероятностей отказа, назрела необходимость пересмотра некоторых численных рекомендаций действующих норм в части, относящейся как к установлению собственно расчетных сочетаний воздействий (или их эффектов) в рамках метода предельных состояний, так и к численным значениям коэффициентов безопасности и коэффициентов сочетаний для нагрузок.

В соответствии с концепцией СТБ ISO 2394 [5] и СТБ ЕН 1990 [6] для нормативных (характеристических) значений переменных воздействий устанавливаются так называемые репрезентативные значения, представляющие собой произведение $\psi_i Q_k$. В общем случае при составлении сочетаний рекомендовано использовать три репрезентативных значения переменных воздействий (таблица 1):

Таблица 1. Репрезентативные значения воздействий

Наименование	Воздействия		
	постоянные	переменные	особые
Характеристическое (нормативное) значение	G_k	Q_k	
Номинальное значение			A_d
Комбинационное значение		$\psi_0 Q_k$	
Частое значение		$\psi_1 Q_k$	
Практически постоянное значение		$\psi_2 Q_k$	

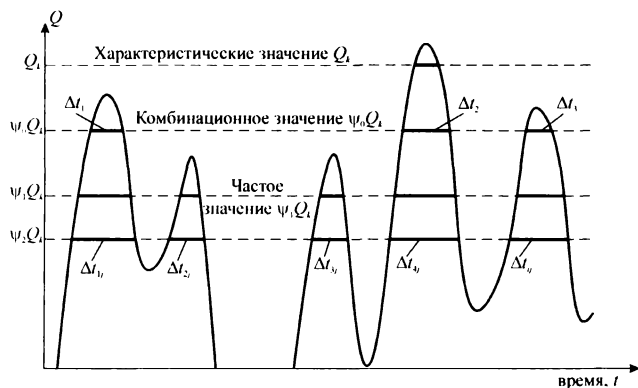


Рис. 1. К определению репрезентативных значений переменных нагрузок согласно СТБ ISO 2394 [5]

зок при оценке длительных эффектов при расчетах конструктивных элементов по предельным состояниям второй группы (например, расчет ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах). Оно может быть использовано и в особых расчетных сочетаниях. Согласно [5] значение $\psi_2 Q_k$ устанавливают таким образом, чтобы суммарное время превышения ($Q > \psi_2 Q_k$) в пределах выбранного периода отнесения T составляло значительную часть от продолжительности этого периода (относительный период превышения $\sum \Delta t_i / T \approx 0.5$). Практически постоянное значение $\psi_2 Q_k$ может также определяться как некоторое осредненное значение переменной нагрузки за выбранный временной интервал (период отнесения). Полное (суммарное) время превышения $Q > \psi_2 Q_k$ равно сумме периодов $\sum \Delta t_i$, приведенных на рис. 1, отсекаемых горизонтальной линией, показывающей практически постоянное значение $\psi_2 Q_k$.

Следует отметить, что оценка влияния совместного появления различных воздействий может быть выполнена различными методами, равно как и калибровка коэффициентов сочетаний (методы, основанные на положениях теории стохастических процессов, теории выбросов; упрощенные методы, позволяющие моделировать сложные стохастические процессы волновыми процессами с прямоугольной формой импульса). Для калибровки коэффициентов сочетаний ψ_i для воздействий используют как полувероятностные, так и вероятностные методы теории надежности [7].

1 ПРАВИЛА СОЧЕТАНИЙ ВОЗДЕЙСТВИЙ ПРИ РАСЧЕТАХ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ В ПОСТОЯННЫХ И ОСОБЫХ РАСЧЕТНЫХ СИТУАЦИЯХ

В настоящее время при проектировании железобетонных конструкций для назначения расчетных сочетаний воздействий основным нормативным документом является СНБ 5.03.01 [8], гармонирующий с концепцией надежности, принятой в СТБ EN 1990 [6]. В рамках данных норм предлагается разделять постоянные (переходные) и особые расчетные ситуации.

Так, в соответствии с п. А.4 приложения А норм [8, изм. № 3], при расчете по предельным состояниям первой группы при постоянных расчетных ситуациях, кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия усилия предварительного напряжения, следует принимать следующее правило сочетаний:

$$E_d = \max \left\{ \begin{aligned} & \sum_j (\gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}), & (1.1a) \\ & \sum_j (\xi_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}). & (1.1b) \end{aligned} \right.$$

При расчете по предельным состояниям первой группы в особых расчетных ситуациях согласно требованиям норм [8, изм. № 3] расчетное значение эффекта от воздействий рекомендовано определять следующим образом:

- комбинационное значение $\psi_0 Q_k$;
- частое значение $\psi_1 Q_k$;
- практически постоянное (квазипостоянное) значение $\psi_2 Q_k$.

Комбинационное значение переменной нагрузки $\psi_0 Q_k$ включают в расчетные сочетания, применяемые при расчетах конструктивных элементов по предельным состояниям первой группы, а также при оценках необратимых состояний второй группы.

Частое значение переменной нагрузки $\psi_1 Q_k$ применяют, главным образом, при расчетах конструктивных элементов по второй группе предельных состояний, но оно может использоваться также и в особых расчетных сочетаниях. Частое значение согласно СТБ ISO 2394 [5] рекомендовано назначать таким образом, чтобы суммарное время, в течение которого оно будет превышено ($Q > \psi_1 Q_k$), составляло лишь малую часть от базового периода T . **Базовый период T (период отнесения)** — период времени, выбранный для статистической оценки значений переменных воздействий или свойств материала, зависящих от времени [5]. Например, в качестве базового периода может выступать срок службы сооружения, период повторяемости при назначении характеристического значения климатического воздействия, период восстановления конструкций после частичного обрушения. В общем случае рекомендуется, чтобы относительный период превышения ($Q > \psi_1 Q_k$) являлся достаточно малым. Документ СТБ EN 1990 [6] рекомендует при проектировании зданий назначать коэффициент ψ_1 из условия, что $\sum \Delta t_i / T \approx 0.01$ (рис. 1).

Практически постоянное значение переменного воздействия $\psi_2 Q_k$ используют в расчетных сочетаниях нагрузок

$$E_d = \sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}). \quad (1.2)$$

При этом значение особого воздействия A_d может либо учитываться при проектировании явно, либо имплицитно посредством учета влияния последствий реализации особого события, например, рассмотрением модифицированной расчетной схемы сооружения с некоторыми удаленными элементами [9].

Нормы [6, 8] в выражении (1.2) допускают выбирать по усмотрению проектировщика либо частое ($\psi_{1,1} \cdot Q_{k,1}$) либо практически постоянное ($\psi_{2,1} \cdot Q_{k,1}$) значение доминирующего переменного воздействия.

В настоящей статье будут проанализированы принятые значения частных коэффициентов безопасности γ_i и значения коэффициентов сочетаний ψ_i с позиций обеспечения достаточного уровня надежности вновь проектируемых конструкций в постоянных и особых расчетных ситуациях.

2 МЕТОДЫ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ПРИ АНАЛИЗЕ НАДЕЖНОСТИ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

2.1 Общие положения

В соответствии с концепцией, закрепленной в СТБ ISO 2394 [5], основной мерой надежности (безопасности) строительной конструкции служит вероятность ее разрушения (отказа) p_f , либо вероятность безотказной работы ($1 - p_f$). Индекс надежности β — альтернативный показатель, заменяющий вероятность разрушения p_f , равный квантили уровня $q_f = 1 - p_f$ для стандартизованного нормального распределения и определяемый по формуле

$$\beta = -\Phi^{-1}(p_f), \quad (2.1)$$

где $\Phi^{-1}(\bullet)$ — обратная функция Лапласа.

Такие преобразования выполняются по той причине, что, как правило, значение вероятности отказа p_f в реальных расчетах достаточно мало. Для более удобного сравнения малых величин вероятностей отказа принято эти значения выражать через индекс надежности β . По сути, величина β представляет количество стандартных отклонений σ_M между нулем и средним значением функции распределения случайной величины $M = g(\mathbf{X})$ (рис. 2), где $g(\mathbf{X})$ — функция состояний, описывающая функционирование элемента, \mathbf{X} — вектор базисных переменных.

Поскольку площадь под кривой распределения равна единице, то площадь затемненной области представляет вероятность разрушения конструкции при идентифицированных (известных) нагрузках.

Вероятность p_f может быть оценена по функции состояния элемента $g(\mathbf{X})$, включающей вектор \mathbf{X} базисных переменных сопротивления элемента и воздействий на него. Функция состояния — суть полностью вероятностное описание поведения элемента (например, формулы (4.1), (4.2)). Вероятность отказа конструктивного элемента при конкретном виде разрушения в общем случае выражается формулой

$$p_f = \int_{g(\mathbf{x}) \leq 0} f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x}) d\mathbf{x}, \quad (2.2)$$

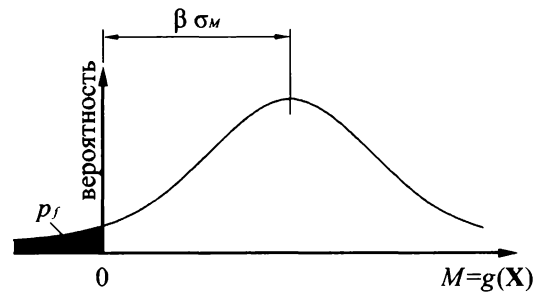


Рис. 2. Функция плотности вероятности величины $M = g(\mathbf{X})$

где $f_{\mathbf{x}}(\mathbf{x})$ — совместная функция плотности вероятности для вектора базисных переменных \mathbf{X} ;
 \mathbf{x} — вектор реализаций базисных переменных.

В общем случае для решения уравнения (2.2) требуется производить интегрирование функции состояния столько раз, сколько базисных переменных содержит вектор \mathbf{X} . Сложность аналитических расчетов p_f , непосредственным интегрированием вынуждает использовать приближительные аппроксимирующие методы. Различные методы, как аппроксимационные, так и точные, были подробно рассмотрены авторами в статье [10]. Применяемые в настоящей статье методы основаны на аппроксимации поверхности отказа в некоторой точке (называемой "расчетной точкой") поверхностями более простых форм, таких как, гиперплоскость. Методы, связанные с такими расчетами, называются методами оценки надежности II уровня, в которых многомерный интеграл (2.2) рассчитывается путем выполнения следующих операций:

- базисные переменные (вектор \mathbf{X}) трансформируются в набор независимых нормальных случайных переменных, обозначаемых как вектор \mathbf{U} ;
- функция состояния в нормированном u -пространстве $g(\mathbf{U})$ аппроксимируется линейной или квадратичной функцией, в результате чего получается поверхность отказа в форме гиперплоскости.

Поскольку производится линейная аппроксимация, такой метод относится к методам оценки надежности первого порядка (FORM) или методам линеаризации [11].

Как правило, функции состояния при расчетах железобетонных конструкций нелинейные, а базисные переменные имеют распределения, отличные от нормального. Чтобы приблизительно оценить индекс надежности, требуется линеаризовать функцию состояния $g(\mathbf{X})$ при помощи ее разложения в ряд Тейлора. Первый и второй моменты распределения случайной величины $M = g(\mathbf{X})$ находятся по следующим зависимостям:

$$\mu_M \approx g(\mu_{\mathbf{x}}), \quad (2.3)$$

$$\sigma_M^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial g}{\partial X_i} \right) \Big|_{\mathbf{x}=\mu_{\mathbf{x}}}^2 \sigma_{X_i}^2. \quad (2.4)$$

Далее индекс надежности определяется отношением:

$$\beta = \frac{\mu_M}{\sigma_M}. \quad (2.5)$$

Этот метод еще иногда называют методом второго момента первого порядка (first-order second moment method).

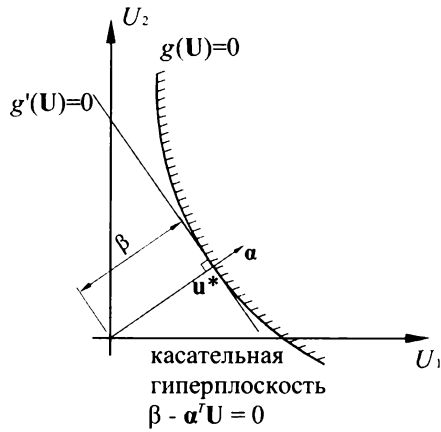


Рис. 3. Геометрическая иллюстрация индекса надежности β

В геометрическом смысле индекс надежности представляет кратчайшее расстояние от начала координат в нормированном пространстве до поверхности отказа (рис. 3).

Следует отметить, что описанный метод линеаризации чувствителен к математической формулировке функции состояния. При его применении важна скорее не правильность записи этой функции, а точность нахождения первых производных. Чтобы избежать ошибок, связанных с различными эквивалентными вариантами записи функции состояния, в данном исследовании напрямую решалась так называемая инвариантная задача оптимизации в нормированном u -пространстве

(см. рис. 3), описанная впервые авторами Hasofer & Lind (например, см. [7]):

$$\beta = \min_{g(U)=0} \sqrt{\sum_{i=1}^n (u_i')^2}, \quad (2.6)$$

где u^* — вектор координат расчетной точки.

2.2 Моделирование базисных переменных

К базисным переменным относятся переменные функций состояния, моделирующие изменчивость прочности, воздействий и ошибок расчетных моделей. Вероятностные модели нагрузок и воздействий описаны в следующем разделе.

Модель сопротивления элементов

В рамках данного исследования прочность (сопротивление) железобетонных элементов моделировалась (моделировалось) одной базисной переменной R , имеющей логнормальный закон распределения с коэффициентом вариации $V_R = 0.15$. Принималось, что нормативное значение прочности R_k соответствует 5-% квантили распределения, расчетное значение получается делением R_k на коэффициент безопасности 1.35 (таблица 2).

Ошибки расчетных моделей

Принято вводить в вероятностные расчеты базисные переменные, отвечающие за погрешности расчетных моделей сопротивления элементов θ_R и эффектов

Таблица 2. Вероятностные модели базисных переменных, принятые при калибровке коэффициентов сочетаний

Вид переменной, период отнесения	Нормативное значение X_k^*	Закон распределения	μ_x	σ_x	V_x	Примечание
Постоянная нагрузка	G_k	Normal	G_k	$0.1G_k$	0.1	
Полезная длительная нагрузка $T = 5$ лет	Q_k	Gumbel	$0.2Q_k$	$0.23Q_k$	1.15	$\lambda = 0.2/\text{год}$
Полезная кратковременная: $T = 1$ день (1 год)		Lognormal	$0.08Q_k$	$0.16Q_k$	2.0	$v = 1/\text{год}$ $d_p = 1 \text{ день}$
5 лет		Lognormal	$0.23Q_k$	$0.3Q_k$	1.3	
Ветровая нагрузка: $T = 3$ часа	W_k	Weibull	$0.04W_k$	$0.037W_k$	0.88	
1 день		Weibull	$0.1W_k$	$0.06W_k$	0.61	
10 дней		Gumbel	$0.21W_k$	$0.09W_k$	0.41	
1 мес		Gumbel	$0.31W_k$	$0.12W_k$	0.40	
3 мес		Gumbel	$0.41W_k$	$0.15W_k$	0.37	
5 мес		Gumbel	$0.46W_k$	$0.16W_k$	0.36	
1 год		Gumbel	$0.58W_k$	$0.21W_k$	0.37	
5 лет		Gumbel	$0.85W_k$	$0.21W_k$	0.25	
Снеговая нагрузка: $T = 10$ дней		S_k	Weibull ^{*)}	$0.27S_k$	$0.18S_k$	
1 мес	Weibull ^{*)}		$0.33S_k$	$0.19S_k$	0.57	$p_s = 0.87$
3 мес	Gumbel		$0.31S_k$	$0.21S_k$	0.67	
1 год	Gumbel		$0.4S_k$	$0.21S_k$	0.53	
5 лет	Gumbel		$0.66S_k$	$0.21S_k$	0.32	
Особое воздействие	$A_d = k_A \cdot E_k$	det.	A_d	—	—	
Сопротивление	$R_d \cdot 1.35$	Lognormal	$1.76R_d$	$0.26R_d$	0.15	
Ошибка модели эффекта от воздействий	$\theta_{E,k}$	Normal	$\theta_{E,k}$	$0.05\theta_{E,k}$	0.05	

*) Распределения всех базисных переменных масштабированы таким образом, чтобы нормативные значения базисных переменных были равны 1.0.

**) Усеченное распределение Вейбулла, учитывающее вероятность появления нулевых значений $(1-p_s)$.

от внешних воздействий θ_E . В рамках данной работы погрешность модели сопротивления элементов учитывается изменчивостью переменной R . Описание прочности элементов лишь одной базисной переменной R позволяет не привязываться строго к виду напряженного состояния элемента (восприятие изгибающего момента, поперечной силы). Вместе с тем, подробное описание моделей воздействий дает возможность выявлять относительную значимость каждого. Ошибка расчетных моделей эффектов от воздействий представлена переменной θ_E , описываемой согласно [13] логнормальным (LN) законом распределения с коэффициентом вариации 0.05 (см. таблицу 2).

3 МОДЕЛИРОВАНИЕ ВОЗДЕЙСТВИЙ

3.1 Модель Ferry Borges — Castanheta

Нагрузки и воздействия, также как и эффекты от них, характеризуются неопределенностью, главными причинами которой являются: случайные вариации во времени и пространстве, недостоверность принятых расчетных моделей, статистические погрешности.

Неопределенности модели в терминах теории надежности можно представить случайными переменными, нагрузки же представляют стохастическими (случайными) процессами, поскольку их значения изменяются во времени и пространстве.

Решения задач с применением стохастических процессов в замкнутом виде получить достаточно сложно, поэтому для задач сочетания нагрузок принято использовать упрощенные методики и модели. Наиболее используемой является модель нагрузок Ferry Borges — Castanheta, в рамках которой случайные процессы при рассмотрении сочетаний нагрузок могут быть аппроксимированы волновыми процессами с прямоугольной формой импульса (square-wave process), как показано на рис. 4 для случая двух переменных нагрузок $X_1(t)$ и $X_2(t)$.

Модель, представленная подробно в документе СТБ ISO 2394 [5] и принятая в проекте ТКП 45-2.01 "Общие принципы обеспечения надежности строительных конструкций и оснований", содержит следующие допущения, относящиеся к стохастическим процессам, описывающим воздействия:

- $X_1(t)$ и $X_2(t)$ являются стационарными эргодическими процессами;
- все интервалы τ_1 для процесса нагружения $X_1(t)$ равны;

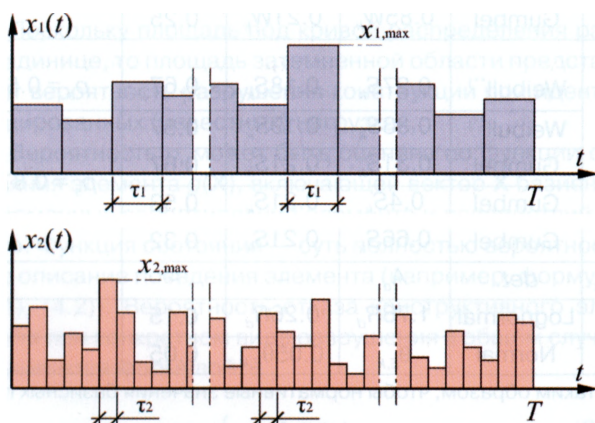


Рис. 4. Модель нагрузок Ferry Borges-Castanheta

- все интервалы τ_2 для процесса нагружения $X_2(t)$ равны;
- $\tau_1 \geq \tau_2$;
- значения $r_1 = T / \tau_1$, $r_2 = T / \tau_2$, r_2 / r_1 являются целыми числами;
- X_1 и X_2 принимают постоянные значения на протяжении каждого из временных интервалов τ_1 и τ_2 соответственно;
- значения случайной величины X_1 на различных интервалах взаимно независимы, то же относится к X_2 ;
- случайные процессы X_1 и X_2 независимы.

Согласно определениям в [5] случайный процесс является **стационарным**, если для всех значений t_i и τ стохастическая переменная $X(t_i + \tau)$ имеет то же самое распределение вероятностей, что и $X(t_i)$. Предполагается, что t_i и $(t_i + \tau)$ находятся в рамках одного базового периода времени T . Процесс считают **эргодическим**, если среднее значение переменной X в заданный момент времени и усредненное значение за некоторый промежуток будут одинаковыми. Свойство эргодичности становится особенно важным, когда необходимо оценить статистические параметры процесса для некоторого базового периода, притом, что доступна лишь информация об этом процессе для одного достаточно продолжительного периода, отличного от базового. В работе [12, р. 59] отмечается, что часто допускают наличие свойства эргодичности исследуемых процессов, несмотря на то, что факты подтверждают обратное.

Для каждого из процессов (воздействий, нагрузок и их эффектов) определяют три вида случайных переменных:

1. Значение нагрузки j в произвольный момент времени: X_j^* с функцией распределения $E_{X_j}(x_j)$.
2. Максимальное значение $X_{j,max,T}$ нагрузки j в течение базового периода времени T , имеющее функцию распределения

$$F_{X_{j,max,T}}(x_j) = [F_{X_j}(x_j)]^{r_j}. \quad (3.1)$$

3. Для каждой нагрузки определяется комбинационное значение:

— для X_2 комбинационное значение нагрузки, обозначаемое X_{2c} , равно максимальному значению этой нагрузки, имеющему место в течение интервала τ_1 . Функция распределения

$$F_{X_{2c}}(x_2) = [F_{X_2}(x_2)]^{r_2/r_1}; \quad (3.2)$$

— для X_1 комбинационное значение нагрузки, обозначаемое X_{1c} , равно значению нагрузки в произвольной точке времени X_1^* . Функция распределения

$$F_{X_{1c}}(x_1) = F_{X_1}(x_1). \quad (3.3)$$

3.2 Правило Turkstra

Как правило, довольно сложно получить точное аналитическое решение при отыскании значений интенсивности выбросов эффекта от совместного действия случайных процессов. Данная величина необходима для определения вероятности наступления отказа конструкции. Наиболее применимым на практике видится правило Turkstra, в настоящее время закрепленное нормативно в СТБ ISO 2394 [5] и внесенное в проект ТКП 45.2.01 "Общие принципы обеспечения надежности строитель-

ных конструкций и оснований". Это правило применяется при составлении сочетаний воздействий для оценки вероятности отказа конструкций, а также при установлении расчетных значений в рамках методов оценки надежности I уровня (полувероятностных методов, применяемых в большинстве случаев).

В соответствии с данным правилом вместо анализа случайной переменной

$$X_{\max,T} = \max_T \{X_1(t) + X_2(t) + \dots + X_n(t)\} \quad (3.4)$$

рассматриваются n случайных переменных, полученных из n различных комбинаций нагрузок (или эффектов от нагрузок):

$$\begin{aligned} Z_1 &= \max_T \{X_1(t)\} + X_2(t') + \dots + X_n(t') \\ Z_i &= X_1(t') + \max_T \{X_2(t)\} + \dots + X_n(t') \end{aligned} \quad (3.5)$$

$$Z_n = X_1(t') + X_2(t') + \dots + \max_T \{X_n(t)\},$$

где t^* — это произвольная точка во времени;
 $\max_T \{X_j(t)\}$ — максимальное значение переменной $X_j(t)$ за период $[0, T]$.

Затем случайную переменную $X_{\max,T}$ аппроксимируют значением, которое можно использовать при оценке надежности рассматриваемой конструкции

$$X_{\max,T} = \max \{Z_1, Z_2, \dots, Z_n\} \quad (3.6)$$

Если расчеты конструкции производят по методу частных коэффициентов безопасности, то правило Turkstra возможно применять совместно с моделью нагрузок Ferry Borges – Castanheta (см. раздел 3.1).

Предположим, что на конструкцию действуют две или более нагрузок и эффект от нагрузок можно записать, как функцию от них:

$$S = S(X_1, X_2). \quad (3.7)$$

В соответствии с правилом Turkstra следует рассмотреть два сочетания:

1. X_1 — доминирующая нагрузка, X_2 — не доминирующая (сопутствующая) нагрузка. Результирующий эффект от внешних воздействий

$$S = S(X_{1,\max,T}, X_{2,C}); \quad (3.8)$$

2. X_2 — доминирующая нагрузка, X_1 — не доминирующая (сопутствующая) нагрузка. Результирующий эффект от воздействий

$$S = S(X_{1,C}, X_{2,\max,T}). \quad (3.9)$$

Таким образом, формула (3.6) для случая двух нагрузок имеет вид:

$$S_{\max} = \max \{S(X_{1,\max,T}, X_{2,C}), S(X_{1,C}, X_{2,\max,T})\} \quad (3.10)$$

Если конструкцию проектируют в соответствии с вероятностными методами, то тогда величины воздействий в формулах (3.6)–(3.10) следует рассматривать

как случайные переменные с функциями распределения (3.1)–(3.3).

В рамках полувероятностных методов рассматривают два сочетания для расчетного значения эффекта от нагрузок, соответствующие перечисленным сочетаниям:

$$1. S_{d,1} = S(x_{d,1,1}, x_{d,1,2}) = S(\gamma_1 x_{c,1}, \gamma_2 \psi_2 x_{c,2});$$

$$2. S_{d,2} = S(x_{d,2,1}, x_{d,2,2}) = S(\gamma_1 \psi_1 x_{c,1}, \gamma_2 x_{c,2}),$$

где γ_1, γ_2 — частные коэффициенты безопасности; ψ_1, ψ_2 — коэффициенты сочетаний для нагрузок; $x_{c,1}, x_{c,2}$ — нормативные (характеристические) значения нагрузок (обычно используют 98 % квантили функций распределения для годовых максимумов $F_{X_j, \max, T=1 \text{ год}}(x_j)$, $j = 1, 2$).

Расчетное значение эффекта от воздействий, используемое в расчетах по методу предельных состояний, следует находить из выражения:

$$S_d = \max \{S_{d,1}, S_{d,2}\} \quad (3.11)$$

В данном исследовании использован полностью вероятностный метод описания воздействий. Далее авторами применяется представленная модель (3.10) для оценки надежности и определения коэффициентов сочетаний нагрузок при расчетах по предельным состояниям первой группы.

3.3 Выбор функций распределения для нагрузок

Вопрос выбора той или иной функции распределения для некоторого случайного процесса нагружения требует подробного и тщательного рассмотрения. В зависимости от периода единичных наблюдений функции распределения нагрузок изменяются. В идеале единичный период наблюдений (период цикличности) должен быть в соответствии с физической сущностью нагрузки. Так, для климатических воздействий этот период должен приблизительно соответствовать цикличности изменений нагрузки. Для снеговой нагрузки — это 10–15 дней в зависимости от региона Беларуси, для ветровой нагрузки примерно 8 часов. Однако использование таких подробных данных не приведет к повышенной точности расчетов при проектировании здания с расчетным сроком эксплуатации, например, 50 лет. Поэтому принято моделировать снеговую и ветровую нагрузки случайными переменными с функциями распределения годовых максимумов.

Для моделирования постоянных и переменных воздействий в нормах СТБ ISO 2394 [5, п. Е.2.3] рекомендуется использовать следующие типы распределений: нормальное, логнормальное, Вейбулла, гамма-распределение и распределения экстремальных значений (Гумбеля).

В данном исследовании важны также расчетные периоды менее одного года. Поэтому недостаточно иметь функции распределения только годовых максимумов для климатических нагрузок. В ряде задач дополнительно требуется знать функции распределения процессов в произвольной временной точке, а также функции распределения максимумов для различных базовых периодов.

Например, при известном распределении максимумов для базового периода $T_1 = 1$ год чтобы перейти

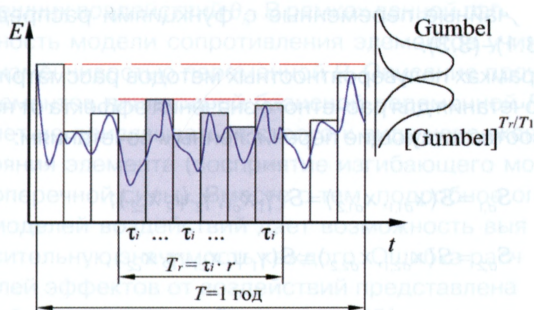


Рис. 5. Функции распределения максимумов для различных базовых периодов

к иному базовому периоду T_r для распределения максимумов за более короткий или более длинный промежуток времени при отсутствии реальных статистических данных допускается использовать преобразование:

$$F_{X, \max, T_r}(x) = [F_{X, \max, T_1}(x)]^{T_r/T_1} = [F_{X, \max, T_1}(x)]^{x_r/x_1} \quad (3.12)$$

Данное правило предполагает, что соответствующему стохастическому процессу присуще свойство эргодичности. На рис. 5 проиллюстрировано выполнение уравнения (3.12) для короткого периода $T_r < T_1$ при условии, что максимальные значения описываются распределением Гумбеля.

В качестве распределения экстремальных значений в настоящем исследовании использованы законы Гумбеля и Вейбулла. Как правило, распределению Гумбеля подчиняются значения годовых максимумов нагрузок. Распределение Вейбулла часто применяют для описания максимумов климатических нагрузок для небольших периодов отнесения. Одно из преимуществ распределения Вейбулла в том, что оно определяется только в области неотрицательных значений.

В монографии [11, р. 369] представлен важный вывод о том, что неопределенность в выборе вероятностных моделей нагрузок имеет первостепенное значение при изучении отдельных нагрузок. Однако при рассмотрении сочетаний нагрузок результаты оказываются относительно нечувствительными к применяемым моделям. Чем более вероятно превышение расчетного значения для некоторой нагрузки, тем менее выражен коэффициент сочетаний для этой нагрузки. Следует отметить, что эти выводы нашли подтверждение в проведенных исследованиях, результаты которых изложены далее.

3.3.1 Постоянная нагрузка G

Под постоянной нагрузкой G подразумевается собственный вес конструктивных и неконструктивных элементов. Для нагрузки данного типа характерны следующие особенности:

- вероятность ее появления в произвольный момент времени близка к единице;
- изменчивость значений во времени, как правило, пренебрежимо мала;
- изменчивость абсолютной величины, как правило, мала по сравнению с другими типами нагрузки.

Изменчивость собственного веса конструкций определяется большим количеством независимых факторов (вариации объемной плотности материалов, геометрических параметров, условий изготовления и т. д.). Поэтому можно принять, что в общем случае нагрузка от

собственного веса элементов G имеет нормальное распределение.

В зависимости от метода решения задачи калибровки для моделирования нагрузки от собственного веса следует применять нормальное либо логнормальное распределение. Если возможность появления отрицательных значений при моделировании играет роль (например, при методе Монте-Карло), то следует применять логнормальное либо усеченное нормальное распределение. При решении аналитическими аппроксимационными методами первого и второго порядка (FORM/SORM/FOSM) можно безопасно применять нормальное распределение, поскольку расчетные значения базисной переменной G находятся, как правило, в области медианы распределения.

Нормативное значение для постоянных нагрузок следует принимать равным номинальному проектному значению, что соответствует 50 % квантили распределения (см. также таблицу 2):

$$G_k = \mu_G \quad (3.13)$$

3.3.2 Полезная нагрузка Q

Полезная нагрузка на перекрытия в зданиях складывается из веса мебели, оборудования, людей и т. д. В нормах СТБ ЕН 1990 [6] и JCSS Model Code [13], как и в СНиП 2.01.07 [2], принято разделять здания и сооружения в соответствии с предполагаемой категорией полезной нагрузки (жилые здания, офисные здания, зоны для собраний, торговые площади, складские площади, транспортные сооружения, кровли). Полезные нагрузки изменяются во времени и пространстве случайным образом. При вероятностном моделировании принято условно разделять полезные нагрузки в зависимости от возможностей изменения в течение срока службы на два типа: *длительные* нагрузки и *кратковременные* [13]. Следует отметить, что такое разделение необходимо для составления вероятностной модели нагрузки и не связано с понятиями длительной и кратковременной составляющих полезной нагрузки в СНиП 2.01.07 [2]. Согласно [2] длительная составляющая, представленная пониженным нормативным значением, предназначена для уточнения поведения несущих конструкций при учете реологических явлений [14, с. 47].

Длительные нагрузки (квазипостоянные) включают вес оборудования, мебели. Для длительных нагрузок флуктуации достаточно малы, а значительные изменения всегда связаны с перемещением оборудования, перестановкой мебели, реконструкцией, то есть с изменением режима использования или целевого назначения. Как правило, к длительным нагрузкам также относят и вес людей, постоянно находящихся в помещениях согласно предполагаемому назначению здания. Математически удобно моделировать такие нагрузки двухпараметрическими импульсными процессами с импульсом прямоугольной формы. Аппроксимируя реальный стохастический процесс последовательностью прямоугольных импульсов, принимается, что значение нагрузки в течение каждого единичного периода равно осредненному значению действительной плавающей величины.

К *кратковременным нагрузкам* относят все виды полезной нагрузки, не подпадающие под категорию длительных (квазипостоянных). Основными источниками

кратковременных нагрузок можно назвать собрания людей, заполнение помещений людьми во время различных мероприятий, временное складирование мебели и оборудования во время перепланировок и др. Следует подчеркнуть особый случай, когда в качестве кратковременной нагрузки выступает возможное скопление людей в чрезвычайных ситуациях. Относительная продолжительность действия кратковременных нагрузок достаточно мала, однако они имеют сравнительно высокую интенсивность. Нагрузки такого типа удобно моделировать трехпараметрическими процессами с очень коротким периодом.

В монографии Шпете [15, с. 250] отмечается, что стандартное отклонение равномерно распределенной нагрузки зависит от рассматриваемой площади. Чем больше площадь, с которой собирается нагрузка для определения внутренних усилий в элементе, тем меньше изменчивость, а вместе с тем, и значение верхней квантили нагрузки. Часто для моделирования полезных нагрузок используется гамма-распределение, поскольку коэффициент асимметрии действительных гистограмм явно положителен. Однако применяют также нормальное, логнормальное и распределение экстремальных значений I-го типа (Гумбеля). Вместе с тем, для очень больших площадей, с которых собирается нагрузка, закон распределения стремится к нормальному.

В настоящей работе использованы вероятностные модели для длительной и кратковременной полезной нагрузки, описанные в JCSS Model Code [13] и монографии Madsen [11]. В работе [11, р. 346] отмечается, что данные модели, хотя достаточно грубо описывают реальную изменчивость полезных нагрузок в пространстве и времени, не учитывают существенные параметры таких нагружений.

Принятые вероятностные модели полезной нагрузки учитывают интенсивность нагрузки в зависимости от категории здания (жилое, офисное, торговое), пространственную изменчивость, площадь приложения, пространственную корреляцию нагрузок в одном здании.

Длительную (квазипостоянную) нагрузку моделируют эквивалентно распределенной нагрузкой Q_{equ} , приводящей к такому же эффекту, что и действительное поле нагружения. Такая замена справедлива для линейно упругих систем, допускающих применение принципа суперпозиции.

В работе [13, р. 29] отмечается, что благодаря асимметрии вправо плотности распределения длительной нагрузки Q_{equ} наилучшее подобие обеспечивает гамма-распределение. В [12, р. 74] также говорится, что результаты натурных наблюдений хорошо согласуются с верхним хвостом гамма-распределения. Также в работах Н.О. Madsen [11, р. 350] и М.Н. Faber [12, р. 74] показано, что изменчивость случайного поля нагрузки зависит, главным образом, от площади, на которую оно распространяется. Вместе с тем, Melchers [16] допускает использование распределений экстремальных значений I-го типа (распределение Гумбеля) для описания максимумов длительной нагрузки за определенный период. При этом часто предпочтение отдается последнему благодаря более удобному численному моделированию.

Следует отметить, что используемая модель для Q_{equ} построена согласно принципу Ferry Borges — Castanheta и представляет случайное поле, аппроксимированное двухпараметрическим импульсным процессом. В отли-

чие от одноименной модели для стохастических процессов здесь в роли переменной выступает не время, а положение в пространстве. При этом базовая площадь $A_0 = 20 \text{ м}^2$ в среднем соответствует площади одного помещения, так что на каждом участке площадью A_0 действует равномерно распределенная нагрузка, принимающая на различных участках различные значения в соответствии с функцией распределения $F_O(q)$.

Вероятностная модель *кратковременной* полезной нагрузки, принятая [13], предполагает, что интенсивность выражается через те же случайные поля, что и интенсивность длительной нагрузки, а их статистические параметры назначают в зависимости от категории здания. В общем случае кратковременные нагрузки можно рассматривать как сосредоточенные [11, р. 351], однако при проектировании используется тот же подход, что и для длительных нагрузок. Продолжительность действия кратковременных нагрузок следует рассматривать детерминированной и ограниченной. Стандартное отклонение равномерно распределенной кратковременной нагрузки обычно принимает значения того же порядка, что и среднее значение, а число ее появлений подчиняется экспоненциальному распределению.

Изменения во времени

Предполагается, что время между изменениями нагрузки имеет экспоненциальное распределение, поэтому число этих изменений имеет распределение Пуассона. Функция распределения для максимумов длительной нагрузки записывается в виде:

$$F_{O,\max}(q) = \exp[-\lambda T(1 - F_O(q))], \quad (3.14)$$

где $F_O(q)$ — функция распределения длительной нагрузки;

T — период отнесения, например, планируемый срок эксплуатации здания;

λ — интенсивность изменений нагрузки, частота.

Таким образом, в формуле (3.14) λT — это среднее число изменений нагрузки (перестановок оборудования, изменений назначения помещений и т. д.).

По определению появление во времени максимальных значений описывается Пуассоновским процессом со средней частотой появления ν . Средняя продолжительность действия *кратковременной* нагрузки зависит от самого физического процесса нагружения. Функция распределения максимумов нагрузки для периода T :

$$F_{P,\max}(p) = \exp[-\nu T(1 - F_P(p))]. \quad (3.15)$$

Максимальная полезная нагрузка, которая может появиться в здании, соответствует сочетанию длительной и кратковременной нагрузок. Предполагая статистическую независимость двух видов нагрузки, максимальное значение в течение одного периода отнесения T получается из интеграла свёртки. Максимальную нагрузку за время T можно также получить, применяя теорию экстремальных значений:

$$Q_{\max}^* = \max \begin{cases} Q_{\max} + P_c \\ Q_c + P_{\max} \end{cases}, \quad (3.16)$$

где Q_{\max} , Q_c — функции распределения длительной нагрузки соответственно для максимального

значения за период T и для значения в произвольной временной точке;

P_{\max} , P_c — функции распределения кратковременной нагрузки соответственно для максимального значения за период T и для значения в произвольной временной точке.

Для полезной длительной нагрузки период цикличности, как правило, принимается $T = 5$ лет [13] (для офисных помещений). Если базовым периодом при калибровке коэффициентов сочетаний приняты периоды $T \leq 5$ лет (например, для особых расчетных ситуаций), то функции распределения длительной нагрузки Q_{\max} и Q_c совпадают. Для кратковременной полезной нагрузки функция P_{\max} описана в таблице 2 для различных периодов отнесения.

Для составления вероятностной модели полезной нагрузки необходимо знать соотношения средних и нормативных значений для длительной составляющей полезной нагрузки μ_Q/Q_k и кратковременной μ_P/Q_k и соотношения для стандартных отклонений σ_Q/Q_k , σ_P/Q_k .

Анализ параметров распределения полезной длительной нагрузки для квартир и офисов, рекомендованных в работах [15, с. 251] и [13], показал, что отношения μ_Q/Q_k составляют приблизительно 0.2 при коэффициенте вариации V_Q от 0.8 ([15]) до 1.15 ([13]). В исследовании, проведенном авторами, принят коэффициент вариации $V_Q = 1.15$, хотя это значение скорее можно назвать консервативным по сравнению с фактическими измерениями, описанными в [14, 15]. При этом в авторских исследованиях [17] было показано, что обеспеченность нормативного значения при таких параметрах распределения для длительной нагрузки незначительно зависит от применяемого закона распределения (N, LN, Gumbel). Следует отметить важное отличие в принципах назначения нормативных значений для климатических и полезных нагрузок. Например, для снеговых нагрузок нормативные значения назначаются исходя из обеспеченности 0.98 для распределения годовых максимумов. Нормативные же величины для полезных нагрузок назначены в нормах [2, 18] исходя из опыта эксплуатации различных типов помещений, а также с учетом физического ограничения экстремальных значений. Поэтому обеспеченность для таких нагрузок, как правило, не рассматривается. Этот факт не позволяет связать среднее μ_Q и нормативное Q_k значения строгой аналитической зависимости, как будет далее сделано для снеговой нагрузки (см. 3.3.4), а допускает лишь использование эмпирических соотношений.

Для кратковременных нагрузок соотношение μ_P/Q_k принято в соответствии с параметрами распределения, рекомендуемыми в [13] (для офисов). В монографии [11, р. 352] отмечается, что нет безальтернативных и доказанных экспериментально предпочтений для закона распределения кратковременной нагрузки, но часто выбирают гамма-распределение, хотя этот выбор в большой степени случайный. В таблице 2 с учетом указанных особенностей приведены вероятностные модели для полезных нагрузок, принимаемые для задач калибровки коэффициентов сочетаний.

3.3.3 Ветровая нагрузка W

Согласно JCSS Model Code [13], вероятностная модель ветровой нагрузки может быть представлена следующим образом:

— для жестких конструкций, нечувствительных к динамическим эффектам:

$$W = c_a c_g c_r \frac{1}{2} \rho \bar{U}_{ref}^2; \quad (3.17)$$

— для конструкций, чувствительных к динамическим эффектам

$$W = c_d c_a c_g c_r \frac{1}{2} \rho \bar{U}_{ref}^2, \quad (3.18)$$

где c_a — аэродинамический коэффициент;
 c_g — коэффициент порывистости;
 c_r — коэффициент, зависящий от аэродинамической формы здания или сооружения;
 c_d — динамический коэффициент;
 ρ — плотность воздуха, принимаемая при стандартных условиях 1.25 кг/м³;
 \bar{U}_{ref} — базовая скорость ветра, осредненная за 10-минутный интервал, замеряемая на высоте 10 м над уровнем земли при прочих стандартных условиях (либо скорость ветра на требуемой высоте).

Как правило, величину \bar{U}_{ref} моделируют распределением Вейбулла с масштабным параметром $k \approx 2$. Можно считать, что распределение базовой скорости соответствует распределению скорости ветра в случайной точке во времени, иначе говоря, можно принимать, что случайная переменная \bar{U}_{ref} представляет среднюю скорость. При преобразовании базовой скорости ветра \bar{U}_{ref} на высоте 10 м к скорости на необходимой высоте над уровнем земли вероятностная модель не изменяется.

Средняя скорость ветра — случайная величина, обладающая значительной изменчивостью. Вместе с тем, эта величина сильно автокоррелирована. Однако разделение на интервалы длительностью 4–12 часов (в среднем 8 часов) позволяет считать эти процессы статистически независимыми для большинства практических задач. Для больших периодов времени максимальные скорости хорошо описываются распределением Гумбеля. Это относится к годовым максимумам скорости и давления.

Коэффициент вариации ветровой нагрузки включает изменчивости всех величин, входящих в аналитические модели (3.17) и (3.18), при условии, что эти коэффициенты статистически независимы. Принимая во внимание вероятностные модели всех коэффициентов, рекомендованные в [13], коэффициент вариации ветровой нагрузки V_W принимает значения от 0.26 до 0.53. М.Н. Faber [12, р. 76] рекомендует в качестве репрезентативного значения коэффициента вариации принимать 0.37. Следует отметить, что изменчивость максимумов скорости ветра U имеет большое влияние на коэффициент вариации нагрузки W , но не определяющее.

Для создания полной вероятностной модели ветровой нагрузки в рамках рассматриваемой задачи требуется знать соотношения основных параметров функции распределения с нормативным значением нагрузки W_k , используемым при проектировании. Для того чтобы определить соотношение нормативного значения W_k и среднего значения годовых максимумов нагрузки $\mu_{W, \max, T=1 \text{ год}}$, составим систему уравнений:

$$\begin{cases} \frac{1}{2} \rho \cdot \mu_{U, \max, T=1 \text{ год}}^2 \cdot \prod_i C_i = \mu_{W, \max, T=1 \text{ год}} \\ \frac{1}{2} \rho \cdot U_k^2 \cdot \prod_i C_i = W_k \end{cases} \Rightarrow \mu_{W, \max, T=1 \text{ год}} = \frac{W_k \cdot \mu_{U, \max, T=1 \text{ год}}^2}{U_k^2}, \quad (3.19)$$

где U_k — нормативное значение скорости ветра, определяемое как 98 %-ный квантиль распределения годовых максимумов скорости ветра.

Следует отметить, что при таком подходе нормативное значение ветровой нагрузки W_k не будет соответствовать обеспеченности 98 % соответствующих годовых максимумов из-за возведения скорости U_k во вторую степень в формуле (3.19), и реальный период повторяемости будет составлять приблизительно 20–25 лет.

Распределение годовых максимумов скорости ветра имеет иную изменчивость, нежели изменчивость ветровой нагрузки W . Так, например, для условий Бреста коэффициент вариации годовых максимумов скорости составляет $V_{U, \max, T=1 \text{ год}} = 0.12$. Для ветровой нагрузки в задачах калибровки можно применить значение $V_{W, \max, T=1 \text{ год}} = 0.37$, рассчитанное исходя из средней изменчивости всех параметров модели (3.17), рекомендованной в [13]. Для определения нормативного значения скорости ветра примем, что годовые максимумы распределены по закону Гумбеля, что при коэффициенте вариации годовых максимумов $V_{U, \max, T=1 \text{ год}} = 0.12$ приводит к значению $U_k = 1.311 \cdot \mu_{U, \max, T=1 \text{ год}}$. Это соотношение, в свою очередь, позволяет перейти к нормативной нагрузке:

$$\mu_{W, \max, T=1 \text{ год}} = \frac{W_k \cdot \mu_{U, \max, T=1 \text{ год}}^2}{1.311^2 \cdot \mu_{U, \max, T=1 \text{ год}}^2} = 0.58 W_k.$$

Подобным образом в соответствии с правилом (3.12) были получены вероятностные модели ветровой нагрузки для других периодов отнесения (см. таблицу 2). При этом использовались статистические параметры распределений максимальной скорости ветра для различных периодов отнесения по данным неопубликованных исследований (С.С. Дереченник, В.В. Тур), а также по результатам анализа базы данных [19] (метеостанция Брест).

Для сравнения в статье [20] принимались следующие модели для годовых максимумов: $\mu_{W, \max, T=1 \text{ год}} = 0.5 W_k$, $V_{W, \max, T=1 \text{ год}} = 0.4$ — для условий Словакии.

Проведенный анализ статистических данных в исследованиях [17] показал, что стандартные отклонения для всех периодов отнесения существенно отличаются. Этот факт свидетельствует о том, что при вероятностном моделировании ветровой нагрузки нельзя считать соответствующий стохастический процесс эргодическим. Тем не менее, следует отметить хорошую согласованность теоретических переходов (свойственных эргодическим процессам) между различными периодами отнесения с фактическими расчетами.

3.3.4 Снеговая нагрузка S

Согласно JCSS Model Code [13], вероятностная модель снеговой нагрузки на покрытие здания в общем случае может быть представлена в виде:

$$S = S_g \cdot r \cdot k^{h/h_r}, \quad (3.20)$$

где S_g — снеговая нагрузка на поверхности земли (нагрузка, замеряемая на метеостанции);
 r — коэффициент для перехода от нагрузки на поверхности земли к нагрузке на покрытии здания;
 h — абсолютная высотная отметка строительной площадки над уровнем моря;
 h_r — стандартная высота над уровнем моря (равна 300 м);
 k — коэффициент, учитывающий тип местности.

В условиях Беларуси применение коэффициентов k , h/h_r неактуально, поскольку вся территория находится приблизительно на одном уровне и в условиях только континентального климата. Поэтому данные о нагрузке S_g с метеостанций можно считать охватывающими территорию в полной мере.

В JCSS Model Code [13] рекомендуется применять гамма-распределение для максимальных значений нагрузки. Однако, как отмечается в [12, р. 78] хорошее совпадение дает применение распределения Гумбеля.

Переходный коэффициент r может быть выражен через группу коэффициентов:

$$r = \eta_a \cdot c_e \cdot c_t + c_r, \quad (3.21)$$

где η_a — коэффициент формы покрытия, является случайной переменной;
 c_e — коэффициент подверженности внешним воздействиям, имеет детерминированное значение;
 c_t — термический коэффициент, имеет детерминированное значение;
 c_r — коэффициент перераспределения (из-за действия ветра), является случайной переменной. Если перераспределение снега не учитывается, то $c_r = 0$.

Для коэффициента формы покрытия η_a рекомендуется [13, р. 40] бета-распределение с коэффициентом вариации 0.15. Если не учитывать перераспределения снега на кровле из-за ветра, то изменчивость снеговой нагрузки

на здание складывается из изменчивости нагрузки на поверхности земли S_g и изменчивости коэффициента η_g .

В исследованиях авторов [17] выполнена обработка данных по максимумам нагрузок от снежного покрова для базовых периодов 10 дней и 1 год с 18 метеостанций, расположенных по всей территории Беларуси. Отнесение выборочных средних и среднеквадратических отклонений к нормативной нагрузке S_k позволяет учитывать районирование Беларуси. При этом получены весьма устойчивые характеристики этих отношений. Если принять для задачи калибровки средние значения этих отношений, то отпадает необходимость рассматривать каждый снеговой район отдельно.

Поскольку существует ненулевая вероятность $(1 - p_s)$ того, что нагрузка $s_j = 0$ в течение некоторого из декадных интервалов τ_j , то функция распределения S_j должна включать эту вероятность, то есть:

$$F_{S_{\max, T=10 \text{ дней}}} = \begin{cases} (1-p_s) + p_s F_{S_{\max, T=10 \text{ дней}}}^* & \text{для } s > 0 \\ (1-p_s) & \text{для } s = 0, \end{cases} \quad (3.22)$$

где $F_{S_{\max, T=10 \text{ дней}}}^*$ — функция распределения S при $s_j > 0$ (по снежному периоду ноябрь — март).

В таблице 2 приведены вероятностные модели снеговой нагрузки для различных периодов отнесения, принятые для целей калибровки коэффициентов сочетаний.

Функцию распределения максимумов снеговой нагрузки для периода отнесения $T = 1$ месяц из-за отсутствия подробных статистических данных находили симуляционным методом. Для этого было произведено генерирование псевдослучайного массива, подчиняющегося усеченному распределению Вейбулла с параметрами, соответствующими актуальной функции распределения декадных максимумов (полученной на основе статистической обработки фактических данных). Затем из каждой последовательной тройки значений выбирались максимумы, составляющие новый массив. Объем симуляций составил 90 000 декад и, соответственно, 30 000 месяцев. Полученная вероятностная модель приведена также в таблице 2.

Для периода $T = 3$ месяца функция распределения максимумов снеговой нагрузки получена преобразованием функции распределения годовых максимумов (при этом учитывалась только продолжительность снежного периода 150 дней):

$$F_{S_{\max, T=3 \text{ мес}}} (s) = [F_{S_{\max, T=1 \text{ год}}} (s)]^{90/150}. \quad (3.23)$$

Принято, что данная функция также соответствует закону распределения Гумбеля со средним значением и стандартным отклонением, равными:

$$\begin{aligned} \mu_{S_{\max, T=3 \text{ мес}}} &= \mu_{S_{\max, T=1 \text{ год}}} + \\ &+ \frac{\sqrt{6}}{\pi} \sigma_{S_{\max, T=1 \text{ год}}} \ln [90/150] = 0.32 S_k, \end{aligned}$$

$$\sigma_{S_{\max, T=3 \text{ мес}}} = \sigma_{S_{\max, T=1 \text{ год}}} = 0.21 S_k.$$

Тот факт, что в итоге средние значения максимумов для $T = 1$ месяц больше чем для $T = 3$ месяца, обусловлен разными законами распределений.

3.3.5 Особое воздействие А

В общем случае величина особого воздействия является в значительной степени неопределенной. Неопределенность обусловлена множеством факторов: неизвестна частота и время появления особого события, неизвестно пространственное положение особого воздействия, неопределенная природа воздействия и, как следствие, невозможность прогнозирования законов распределения его величины. Лишь некоторые типы идентифицированных особых воздействий согласно EN 1991-1-7 [21] принято считать детерминированными: взрыв газа и столкновение транспортных средств с элементами конструкций. При этом все характеристики таких воздействий остаются весьма приблизительными. Madsen отмечает [11, p. 353], что даже для известных полезных нагрузок выбор функции распределения является в большей мере случайным.

В настоящей работе принят следующий подход к назначению абсолютной величины особого воздействия А: принимается детерминированное значение, равное суммарной нормативной нагрузке на элемент от всех известных воздействий E_k с множителем k_A (см. таблицу 2). Значения коэффициента k_A принимались в диапазоне от 1.0 до 4.0. Очевидно, что при больших значениях k_A сопутствующие воздействия оказываются незначимыми.

4 ФУНКЦИИ СОСТОЯНИЯ КОНСТРУКТИВНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

4.1 Постоянные и переходные расчетные ситуации

В общем виде вероятностная функция состояния, характеризующая запас прочности конструктивного элемента (1-я группа предельных состояний), включает базисные переменные, описывающие как воздействия, так и сопротивление:

$$g(X) = zR - \theta_E \cdot [\eta_G G + (1 - \eta_G) \times (\eta_Q Q + (1 - \eta_Q)(\eta_W W + (1 - \eta_W) \cdot S))], \quad (4.1)$$

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

$$\eta_G = \frac{G_k}{G_k + Q_k + W_k + S_k} \text{ — коэффициент, определяющий долю постоянной нагрузки в паре нагрузок (постоянные — переменные);}$$

коэффициент, определяющий долю полезной нагрузки среди всех переменных нагрузок;

$$\eta_Q = \frac{Q_k}{Q_k + W_k + S_k} \text{ — коэффициент, определяющий долю полезной нагрузки среди всех переменных нагрузок;}$$

Таблица 3. Вероятностные модели переменных нагрузок в функции состояния, характеризующей запас прочности конструкций в постоянных расчетных ситуациях для базового периода $T = 5$ лет

Доминирующая переменная нагрузка	Модель нагрузки		
	полезной Q	ветровой W	снеговой S
Полезная Q	$Q_{\max, T=5 \text{ лет}} + P_{\max, T=5 \text{ лет}}$	$W_{\max, T=1 \text{ день}}$	$S_{\max, T=10 \text{ дн}}$
Ветровая W	$Q_{\max, T=5 \text{ лет}}$	$W_{\max, T=5 \text{ лет}}$	$S_{\max, T=10 \text{ дн}}$
Снеговая S	$Q_{\max, T=5 \text{ лет}}$	$W_{\max, T=10 \text{ дн}}$	$S_{\max, T=5 \text{ лет}}$

$$\eta_w = \frac{W_k}{W_k + S_k} \text{ — коэффициент, определяющий}$$

долю ветровой нагрузки среди климатических нагрузок.

Как видно, различные соотношения переменных и постоянных нагрузок регулируются посредством системы коэффициентов η_i . Для того чтобы охватить все практические ситуации, принято изменять значения η_i в следующих пределах: $\eta_G = \{0.1 \dots 1.0\}$; $\eta_Q = \{0 \dots 1.0\}$; $\eta_W = \{0 \dots 1.0\}$.

Все базисные переменные $\mathbf{X} = \{R, \theta_\varepsilon, G, Q, W, S\}$ функции состояния (4.1) при анализе надежности конструкций считаются случайными со своими специфическими законами распределения. В соответствии с концепцией надежности СТБ ISO 2394 [5] в рамках метода предельных состояний конструктивный элемент пребывает в желательном состоянии, когда выполняется условие $g(\mathbf{x}) \geq 0$. Предполагается, что параметр z в процессе проектирования подбирается таким образом, чтобы выполнялись требования безопасности и "экономичности" $g(\mathbf{x}) = 0$.

В процессе эксплуатации конструкций на них действует комплекс статистически независимых нагрузок и воздействий. Принимая во внимание правило Turkstra, следует рассматривать такие комбинации, в которых лишь одна из нагрузок действует со своим максимальным значением (отнесенным к заданному базовому периоду) — доминирующая, а остальные нагрузки — недоминирующие — действуют с комбинационными значениями и моделируются базисными переменными с законами распределения соответствующих процессов в произвольной временной точке. Как правило, это законы распределения максимальных значений за некоторый минимальный базовый период с учетом природы воздействия (период цикличности).

В рамках анализа надежности рассматриваются три модификации приведенной вероятностной функции состояния, соответствующие случаям доминирования каждой из переменных нагрузок. В таблице 3 обозначены виды вероятностных моделей переменных нагрузок, принимаемые, соответственно, в каждой из трех модификаций функции (4.1) и относящиеся к базовому периоду $T = 5$ лет.

При доминирующей полезной нагрузке принято, что ее кратковременная составляющая P действует со своим максимальным значением в течение одного дня с ча-

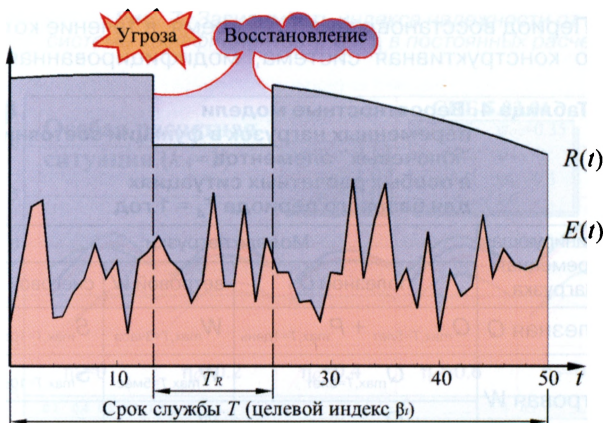


Рис. 6. Случайные процессы нагружения и прочности конструкций в течение проектного срока службы

стотой появления $v = 1/\text{год}$ (см. таблицу 2). В остальных сочетаниях кратковременная нагрузка P отсутствует. В случае доминирующей снеговой нагрузки S остальные нагрузки моделируются с законами распределения максимальных значений за период цикличности снеговой нагрузки не менее $T = 10$ дней.

4.2 Особые расчетные ситуации

В рамках данного исследования рассматривали две разновидности особых расчетных ситуаций: 1) при проектировании ключевых элементов конструктивной системы; 2) при анализе модифицированной конструктивной системы, измененной в результате реализации особого события A (например, с удаленными конструктивными элементами).

Функция состояния для ключевых конструктивных элементов в особых расчетных ситуациях включает дополнительно расчетное значение идентифицированного особого воздействия $A_d = k_A \cdot E_k$:

$$g(X) = zR - \theta_\varepsilon \cdot [\eta_G G + (1 - \eta_G) \times (\eta_Q Q + (1 - \eta_Q) \cdot (\eta_W W + (1 - \eta_W) \cdot S))] - A_d, \quad (4.2)$$

где значение E_k определяется суммарным эффектом от действия всех учитываемых нагрузок:

$$E_k = G_k + Q_k + W_k + S_k. \quad (4.3)$$

Функция состояния элементов модифицированной расчетной схемы не включает особое воздействие.

4.2.1 Стратегия оценки и управления надежностью железобетонных конструкций при наступлении особых событий

Особое воздействие — исключительное событие в "жизни сооружения", которое, будем считать, обязательно возникает в течение срока службы. После того, как на сооружение подействовала некоторая особая нагрузка (будь то взрыв газа, землетрясение, ураган, теракт), имеющая несоизмеримо большее значение по сравнению с проектными нагрузками, то встает основной вопрос: *продолжит ли данное сооружение свое существование в дальнейшем?* Если сооружение разрушилось лишь частично, то сразу после возникновения особого воздействия следует период восстановления, характеризуемый пониженной прочностью и, соответственно, пониженной надежностью (рис. 6). При этом принимается решение: либо восстановить конструкции и привести в соответствие с первоначальным проектным уровнем надежности с учетом оставшегося срока службы, либо пересмотреть назначение и условия эксплуатации сооружения и довести конструкции до нового требуемого уровня надежности. При реконструкции необходимо пересмотреть заново проектный срок службы и привести в соответствие с ним нормативные значения нагрузок и коэффициенты безопасности.

Постановка вопроса о возможности дальнейшего существования сооружения приводит к выводу о том, что уровень надежности конструкций в момент возникновения угрозы должен быть не ниже того, что был запланирован еще при проектировании. Поскольку особое воздействие A разовое, и после его появления происходит обновление конструкций, то к надежности ключевых

элементов в особой расчетной ситуации следует предъявлять те же требования, что и к надежности элементов за весь срок "нормальной" эксплуатации. К тому же, последствия разрушения от особой нагрузки, в принципе, сопоставимы с последствиями разрушения от проектных воздействий. Поэтому и уровни надежности конструктивных элементов, выраженные через индексы надежности β , должны, как правило, обеспечиваться равными:

$$\beta_A \text{ (в момент воздействия } A) = \beta_r \text{ (для срока службы } T). \quad (4.4)$$

Говоря о требуемом уровне надежности конструкций для периода восстановления, следует отметить, что после эффективной реализации особого события A , приведшей к обрушению части конструкций, мы имеем дело с модифицированной расчетной схемой сооружения. Здесь следует учитывать то обстоятельство, что в случае значительных повреждений и отказа важных конструктивных элементов производится эвакуация людей и уникальных материальных или нематериальных ценностей. Этот факт не должен игнорироваться, поскольку эвакуация приводит к изменению класса ответственности сооружения. Такое изменение, хотя и относится к достаточно короткому периоду восстановления, позволяет сделать вывод о целевой надежности модифицированной конструктивной системы. Целевые индексы надежности, приведенные в СТБ ЕН 1990 [6], получены путем оценки и сопоставления условной прибыли от эксплуатации сооружения, стоимости обеспечения безопасности конструкций и потенциального ущерба от разрушения. После эвакуации потенциальный ущерб от возможного обрушения конструкции значительно снижается, поскольку именно человеческие жизни (в монетарном выражении) составляют преобладающую часть убытков от разрушения сооружения. В каждом конкретном случае можно анализировать возможную степень эвакуации ценностей из частично разрушенного здания, но в общем случае, по мнению авторов, такое здание можно отнести к первому классу последствий разрушения СС1, характеризуемому незначительными последствиями для жизни людей и незначительными экономическими, социальными или экологическими последствиями, которыми можно пренебречь: β_r (для периода восстановления T_r) = β_t (для класса RC1 и срока службы $T = 50$ лет).

Согласно СТБ ЕН 1990 [6, таблица В.2] для класса надежности RC1, связанному с классом последствий разрушения СС1, рекомендуются минимальные целевые индексы надежности: $\beta = 3.3$ ($T = 50$ лет) и $\beta = 4.2$ ($T = 1$ год). Для класса RC2 рекомендуется индекс $\beta = 3.8$ ($T = 50$ лет), для RC3 индекс $\beta = 4.3$ ($T = 50$ лет).

Таким образом, следует рассматривать две группы особых расчетных ситуаций для конструктивных элементов, связанных с появлением особого события:

1) непосредственное присутствие особого воздействия A в расчетной схеме. Следует проверять надежность конструкций в момент появления воздействия A . Как правило, такому расчету подвергаются так называемые "ключевые" элементы конструктивной системы;

2) эффект от особого воздействия проявляется имплицитно в виде последствий отказов элементов, оказавшихся в зоне влияния A , то есть рассматривается модифицированная расчетная схема, из которой удалены поврежденные элементы. В такой расчетной ситуа-

ции следует обеспечивать требуемую надежность элементов на время периода восстановления T_r .

4.2.2 Функции состояния "ключевых" конструктивных элементов

Момент возникновения события A является неопределенным, но единовременным, поэтому нагрузки и воздействия можно рассматривать не как случайные процессы, а как случайные переменные с законами предельности значений в произвольной временной точке.

Обозначим T_A — период, в рамках которого есть возможность выбора времени осуществления атаки, например период времени, позволяющий злоумышленнику ожидать наибольшего снегового покрова, поджидать наибольшего скопления переменной нагрузки в одном месте по случаю периодических, но редких событий. Период T_A циклически повторяющийся, вбирающий в себя все значимые состояния переменных воздействий. В рамках данного исследования принято $T_A = 1$ год.

Возможность выбора момента атаки будем учитывать введением доминирующего переменного воздействия, которое примем с максимальным значением, появляющимся за период отнесения T_A . Это значит, что соответствующая базисная переменная будет иметь закон распределения максимальных значений для базового периода T_A , а недоминирующие (сопутствующие) воздействия должны моделироваться переменными с законами распределения соответствующих процессов в произвольной временной точке.

Аналогично тому, как были составлены функции состояний для элементов в постоянных расчетных ситуациях (см. раздел 4.1), рассматриваются четыре модификации вероятностной функции состояния (4.2), соответствующие случаям доминирования каждой из переменных нагрузок. В таблице 4 обозначены виды вероятностных моделей переменных нагрузок, относящиеся к базовому периоду $T_A = 1$ год.

В случае доминирующей ветровой нагрузки рассматривается два варианта функции состояния, учитывающих возможность появления ветровой нагрузки с максимальным значением в течение снежного периода, равного 5 месяцам, и в течение всего базового периода $T = 1$ год независимо от снеговой нагрузки.

4.2.3 Функции состояния элементов конструктивной системы, модифицированной в результате особого воздействия

Период восстановления T_r — время, в течение которого конструктивная система, модифицированная в

Таблица 4. Вероятностные модели переменных нагрузок в функции состояния "ключевых" элементов в особых расчетных ситуациях для базового периода $T_A = 1$ год

Доминирующая переменная нагрузка	Модель нагрузки		
	полезной Q	ветровой W	снеговой S
Полезная Q	$Q_{\max, T=5\text{лет}} + P_{\max, T=1\text{день}}$	$W_{\max, T=3\text{часа}}$	$S_{\max, T=10\text{дн}}$
Ветровая W	$Q_{\max, T=5\text{лет}}$	$W_{\max, T=5\text{мес}}$	$S_{\max, T=10\text{дн}}$
	$Q_{\max, T=5\text{лет}}$	$W_{\max, T=1\text{год}}$	—
Снеговая S	$Q_{\max, T=5\text{лет}}$	$W_{\max, T=3\text{часа}}$	$S_{\max, T=1\text{год}}$

результате удаления поврежденных элементов, должна выдерживать все нагрузки с заданной вероятностью. Как было ранее оговорено, индекс надежности, являющийся целевым для периода восстановления, равен целевому индексу надежности для сооружений с аналогичным сроком эксплуатации, но пониженным классом надежности RC1.

Расчет надежности для периода восстановления подобен расчету надежности для общего периода эксплуатации. Таким образом, следует рассматривать по три модификации вероятностной функции состояния (4.1), соответствующие случаям доминирования каждой из переменных нагрузок и относящиеся к периодам восстановления $T_R = \{3 \text{ месяца, 1 месяц, 1 день}\}$. Соответствующие вероятностные модели базисных переменных приведены в таблице 5.

5 КАЛИБРОВКА КОЭФФИЦИЕНТОВ СОЧЕТАНИЙ

5.1 Алгоритм калибровки

Калибровка производилась путем подбора системы коэффициентов ψ и включала следующие действия:

1) для принятой системы коэффициентов $\{\gamma_G, \gamma_Q, \gamma_W, \gamma_S, \psi_Q, \psi_W, \psi_S\}$ или $\{\gamma_{GA}, \psi_{A,Q}, \psi_{A,W}, \psi_{A,S}\}$ производился рас-

Таблица 5. Вероятностные модели переменных нагрузок в функциях состояния элементов модифицированной конструктивной системы в особых расчетных ситуациях для периода восстановления T_R

Доминирующая переменная нагрузка	Модель нагрузки		
	полезной Q	ветровой W	снеговой S
Полезная Q	$Q_{\max, T=5\text{лет}} + P_{\max, T=1\text{день}}$	$W_{\max, T=1\text{день}}$	$S_{\max, T=10\text{дн}}$
Ветровая W	$Q_{\max, T=5\text{лет}}$	$W_{\max, T=TR}$	$S_{\max, T=10\text{дн}}$
Снеговая S	$Q_{\max, T=5\text{лет}}$	$W_{\max, T=10\text{дн (1день)}}$	$S_{\max, T=TR}$

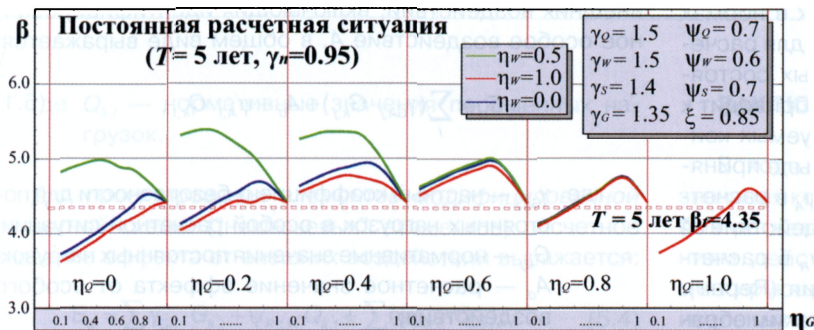


Рис. 7. Зависимость индекса надежности от принятой системы коэффициентов γ, ψ и η в постоянных расчетных ситуациях

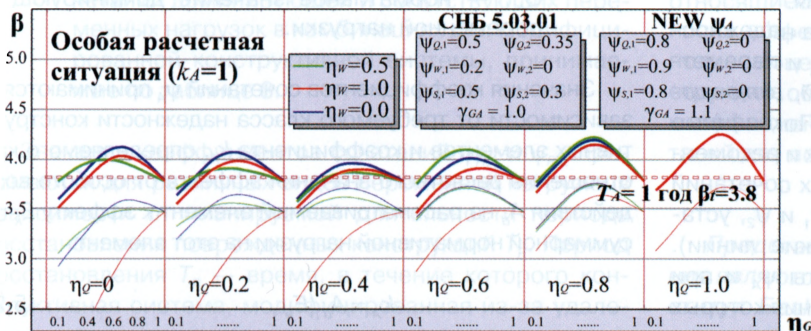


Рис. 8. Зависимость индекса надежности от системы коэффициентов ψ_A и η (при $k_A = 1$)

чет проектного параметра z в соответствии с расчетными сочетаниями нагрузок по формулам (1.1a), (1.1б) и (1.2):

— для постоянных расчетных ситуаций:

$$z = \max \begin{cases} (\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_{Q,0} Q_k + \gamma_W \psi_{W,0} W_k + \gamma_S \psi_{S,0} S_k) \gamma_n / R_d \\ (\gamma_G \xi G_k + \gamma_Q Q_k + \gamma_W \psi_{W,0} W_k + \gamma_S \psi_{S,0} S_k) \gamma_n / R_d \\ (\gamma_G \xi G_k + \gamma_Q \psi_{Q,0} Q_k + \gamma_W W_k + \gamma_S \psi_{S,0} S_k) \gamma_n / R_d \\ (\gamma_G \xi G_k + \gamma_Q \psi_{Q,0} Q_k + \gamma_W \psi_{W,0} W_k + \gamma_S S_k) \gamma_n / R_d; \end{cases}$$

— для особых расчетных ситуаций при проектировании "ключевых" элементов:

$$z = \max \begin{cases} (\gamma_{GA} G_k + \psi_{A,Q,1} Q_k + \psi_{A,W,2} W_k + \psi_{A,S,2} S_k) / R_d \\ (\gamma_{GA} G_k + \psi_{A,Q,2} Q_k + \psi_{A,W,1} W_k + \psi_{A,S,2} S_k) / R_d \\ (\gamma_{GA} G_k + \psi_{A,Q,2} Q_k + \psi_{A,W,2} W_k + \psi_{A,S,1} S_k) / R_d; \end{cases}$$

— для особых расчетных ситуаций при проектировании элементов модифицированной расчетной схемы:

$$z = \max \begin{cases} (\gamma_{GA} G_k + \psi_{Q,1} Q_k + \psi_{W,2} W_k + \psi_{S,2} S_k) / R_d \\ (\gamma_{GA} G_k + \psi_{Q,2} Q_k + \psi_{W,1} W_k + \psi_{S,2} S_k) / R_d \\ (\gamma_{GA} G_k + \psi_{Q,2} Q_k + \psi_{W,2} W_k + \psi_{S,1} S_k) / R_d; \end{cases}$$

2) при полученном значении z производилось вероятностное моделирование функций состояния (4.1), (4.2) с базисными переменными из таблиц 2–5. Для каждой функции состояния при определенном наборе функций распределения переменных нагрузок (см. таблицы 3–5) определяли индекс надежности, после чего учитывался только минимальный из полученных индексов. Такие расчеты были выполнены для каждого набора параметров нагружения η .

Рассматриваемую схему калибровки применяли для сочетаний воздействий в постоянных и особых расчетных ситуациях. При этом были рассмотрены сочетания как для проектирования "ключевых" элементов конструктивной системы при наступлении особого воздействия, так и для проектирования элементов модифицированной конструктивной системы.

5.2 Коэффициенты сочетаний в постоянных расчетных ситуациях

На рис. 7 показана зависимость индекса надежности от принятой системы коэффициентов ψ и параметров нагружения η для сочетаний воздействий в постоянных расчетных ситуациях. Целью данных расчетов было оценить проектный уровень надежности конструкций, рассчитываемых по СТБ ЕН 1990 [6] и СНБ 5.03.01 [8]. Значения частных коэффициентов безопасности γ_i и коэффициентов сочетаний ψ_i , закрепленные в данных документах, приведены в таблице 6.

На графиках рис. 7 показаны кривые, получаемые при рекомендуемых в ука-

Таблица 6. Частные коэффициенты безопасности γ_i и коэффициенты сочетаний $\psi_{0,i}$ для нагрузок согласно нормам [6, 8]

Вид нагрузки	Частный коэффициент безопасности	Коэффициент сочетаний
Постоянная G	$\gamma_G = 1.35$	$\xi = 0.85$
Полезная Q	$\gamma_Q = 1.5$	$\psi_{0,Q} = 0.7$
Ветровая W	$\gamma_W = 1.5$	$\psi_{0,W} = 0.6$
Снеговая S	$\gamma_S = 1.4$	$\psi_{0,S} = 0.7$
<i>Примечание</i> – “Коэффициент надежности по ответственности” $\gamma_n = 0.95$ (согласно СНиП 2.01.07 [2]).		

занных нормативных документах коэффициентах сочетаний. Кривые различных цветов соответствуют случаям нагружения с различным соотношением климатических нагрузок η_w :

- красный $\eta_w = 1.0$, снеговая нагрузка отсутствует;
- синий $\eta_w = 0$, ветровая нагрузка отсутствует;
- зеленый $\eta_w = 0.5$, снеговая и ветровая нагрузки воздействуют на элемент в равной степени.

Анализ расчетов показывает, что при принятых вероятностных моделях (см. таблицу 2) в большинстве расчетных ситуаций выбранная система частных коэффициентов безопасности и коэффициентов сочетаний обеспечивает требуемый уровень надежности проектируемых конструкций ($\beta = 4.35$ для класса надежности RC2 и периода отнесения $T = 5$ лет). Однако в крайних секторах, соответствующих сочетаниям с одной переменной нагрузкой, при малых η_G (легкие конструкции) наблюдается уровень надежности ниже требуемого.

5.3 Коэффициенты сочетаний в особых расчетных ситуациях

Проведенный анализ показал, что использование коэффициентов сочетаний ψ_1 и ψ_2 , записанных в нормах СНБ 5.03.01 [8] и применяемых, как правило, для расчета конструкций по второй группе предельных состояний, в случае особых расчетных ситуаций не приводит к достаточному уровню надежности проектируемых конструкций. Поэтому во избежание путаницы было принято обозначать индексом “А” коэффициенты ψ_A в расчетных сочетаниях, включающих особое воздействие А (Accident), и индексом “R” коэффициенты ψ_R в расчетных сочетаниях для периода восстановления (Repair). Коэффициенты ψ_A и ψ_R были откалиброваны таким образом, чтобы обеспечивался требуемый уровень надежности при всех возможных соотношениях переменных и особых нагрузок, также были рассмотрены различные продолжительности периода восстановления.

На рис. 8 показаны зависимости индекса надежности от принятой системы коэффициентов ψ_A и параметров нагружения η для *расчетных сочетаний, включающих особое воздействие* (при $k_A = 1$). Показанные кривые были получены при откалиброванных и рекомендуемых в настоящей работе коэффициентах сочетаний ψ_A (жирные линии) и при коэффициентах ψ_1 и ψ_2 , установленных нормами СНБ 5.03.01 [8] (тонкие линии). Аналогично были подобраны коэффициенты ψ_A и при других значениях k_A , соответствующие значения которых приведены в следующем разделе. Также было выявлено, что применение коэффициентов ψ_A к сопутствующим (недоминирующим) нагрузкам не приводит к за-

метному изменению индексов надежности. Это объясняется тем, что при наличии значительной по величине особой нагрузки А роль всех остальных нагрузок снижается, и лишь коэффициенты сочетаний для доминирующих переменных нагрузок имеют достаточное влияние. В этой связи было принято решение учитывать в особых расчетных сочетаниях для “ключевых” элементов системы только доминирующие переменные нагрузки.

При рассмотрении особых *расчетных сочетаний для элементов модифицированной расчетной схемы* и калибровке

коэффициентов ψ_R было принято разделять коэффициенты $\psi_{R,1}$ для доминирующих и $\psi_{R,2}$ для сопутствующих (недоминирующих) переменных воздействий. Поскольку в данной ситуации в качестве периода восстановления T_R выступают относительно короткие временные интервалы, сопоставимые с периодами цикличности климатических нагрузок, то возрастает и относительное влияние этих нагрузок, независимо от того, являются ли они доминирующими. Откалиброванные значения коэффициентов $\psi_{R,1}$ и $\psi_{R,2}$ для переменных нагрузок приведены в следующем разделе.

5.4 Правила расчетных сочетаний воздействий в особых расчетных ситуациях. Предлагаемые изменения

Предлагается следующая схема рассмотрения сочетаний воздействий при проектировании конструктивных элементов в особых расчетных ситуациях, рассматривающая отдельно случаи проектирования “ключевых” элементов и элементов модифицированной расчетной схемы.

Для проектирования “ключевых” элементов конструктивной системы расчетное значение эффекта от внешних воздействий, включающих идентифицированное особое воздействие А, в общем виде выражается:

$$E_d = \sum_j (\gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j}) + A_d + \psi_{A,1} \cdot Q_{k,1}, \quad (5.1)$$

где $\gamma_{GA,j}$ — частный коэффициент безопасности для постоянных нагрузок в особой расчетной ситуации; $G_{k,j}$ — нормативные значения постоянных нагрузок; A_d — расчетное значение эффекта от особого воздействия;

$\psi_{A,1}$ — коэффициент сочетаний доминирующей переменной нагрузки в комбинациях, включающих особое воздействие, принимаемый по таблице 7; $Q_{k,1}$ — нормативное значение доминирующей переменной нагрузки.

Значения коэффициентов сочетаний ψ_A принимаются в зависимости от требуемого класса надежности конструктивных элементов и коэффициента k_A , определяемого как отношение расчетного значения эффекта от особого воздействия A_d на рассматриваемый элемент к эффекту E_k от суммарной нормативной нагрузки на этот элемент:

$$k_A = A_d / E_k, \quad (5.2)$$

$$E_k = \sum_j G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} Q_{k,i}, \quad (5.3)$$

Таблица 7. Коэффициенты ψ_A и γ_{GA} для переменных нагрузок при расчете “ключевых” элементов

Класс надежности элемента	k_A	Вид нагрузки			
		Полезная Q , $\psi_{A,Q}$	Ветровая W , $\psi_{A,W}$	Снеговая S , $\psi_{A,S}$	Постоянная G , γ_{GA}
RC2 ($\beta = 3.8$)	1.0	0.8	0.9	0.8	1.1
	1.5	0.7	0.8	0.7	
	2.0	0.6	0.7	0.6	
	2.5	0.5	0.65	0.55	
	3.0	0.4	0.6	0.5	
	3.5	0.4	0.55	0.45	
	4.0	0.4	0.5	0.4	
RC3 ($\beta = 4.3$)	1.0	1.1	1.2	1.1	1.3
	1.5	1.0	1.1	1.0	
	2.0	0.9	1.0	0.9	
	2.5	0.8	0.9	0.8	1.4
	3.0	0.8	0.9	0.8	
	3.5	0.8	0.9	0.8	1.5
	4.0	0.8	0.9	0.8	

Таблица 8. Коэффициенты сочетаний $\psi_{R,1}$, $\psi_{R,2}$ и γ_{GA} для переменных и постоянных нагрузок при расчете модифицированной конструктивной схемы

Период восстановления T_R	Вид нагрузки						
	Полезная Q		Ветровая W		Снеговая S		Постоянная G
	Коэффициенты сочетаний						
	$\psi_{R,1,Q}$	$\psi_{R,2,Q}$	$\psi_{R,1,W}$	$\psi_{R,2,W}$	$\psi_{R,1,S}$	$\psi_{R,2,S}$	γ_{GA}
3 месяца	0.8	0.2	0.7	0.2	0.8	0.2	1.05
1 месяц	0.8	0.2	0.55	0.2	0.65	0.2	
1 день	0.8	0.2	0.2	0.2	0.6	0.2	

где $Q_{k,i}$ — нормативные значения переменных нагрузок.

Для проектирования элементов модифицированной расчетной схемы (“неключевых” элементов) расчетное значение эффекта от внешних воздействий выражается:

$$E_d = \sum_j \gamma_{GA} \cdot G_{k,j} + \psi_{R,1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{R,2,i} \cdot Q_{k,i}), \quad (5.4)$$

где $\psi_{R,1,1}$, $\psi_{R,2,i}$ — соответственно коэффициенты сочетаний доминирующей и сопутствующих переменных нагрузок в комбинациях для модифицированной конструктивной системы, принимаемые по таблице 8.

Значения коэффициентов сочетаний $\psi_{R,1}$ и $\psi_{R,2}$ принимаются для различных видов переменной нагрузки в зависимости от планируемой длительности периода восстановления поврежденных конструкций T_R . Период восстановления T_R — время, в течение которого конструктивная система, модифицированная из-за удаления поврежденных элементов, должна выдерживать все нагрузки с заданной вероятностью, соответствующей индексу надежности $\beta = 3.3$.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

В ходе настоящего исследования были получены значения коэффициентов сочетаний для нагрузок в особых расчетных ситуациях, удовлетворяющие требованиям действующих нормативных документов, регламентирующих минимальный уровень надежности строительных конструкций. При этом рекомендуется различать сочетания для проектирования “ключевых” элементов системы и сочетания для проектирования элементов модифицированной конструктивной схемы, относящиеся к периоду восстановления конструкций после эффективной реализации особого события. Выполнена оценка уровня надежности проектируемых конструкций, обеспечиваемого принятой системой частных коэффициентов безопасности и коэффициентов сочетаний для постоянных расчетных ситуаций.

Представленные в статье результаты исследования являются частью НИР [17], выполненной РУП “Институт БелНИИС” совместно с Брестским государственным техническим университетом по заданию Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Райзер, В.Д. Методы теории надежности в задачах нормирования расчетных параметров строительных конструкций / В.Д. Райзер. — М.: Стройиздат, 1986. — 192 с. — (Надежность и качество).
2. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. — Введ. 01.01.1987. — М.: Госстрой СССР, 1986. — 37 с.
3. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования: ДБН В1.2-2:2006. — Введ. 01.01.2007. — Киев: Минстрой Украины, 2006. — 78 с.
4. Нагрузки и воздействия: СНиП. Проект, 2-я ред. — М.: НИИСК, 2008.
5. Надежность строительных конструкций. Общие принципы: СТБ ISO 2394-2007. — Введ. 01.07.2008. — Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. — 69 с.
6. Еврокод. Основы проектирования несущих конструкций: СТБ EN 1990-2007. — Введ. 01.01.2008. — Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. — 63 с.
7. Sorensen, J.D. Notes in Structural Reliability Theory and Risk Analysis / J.D. Sorensen. — Aalborg: Institute of Building Technology and Structural Engineering: Aalborg University, February 2004. — 231 p.
8. Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введ. 01.07.2003. — Минск: Минстройархитектуры, 2003. — 144 с.
9. Тур, В.В. Основы проектных стратегий, применяемых для защиты зданий от прогрессирующего обрушения / В.В. Тур, А.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. — 2007. — № 6(15). — С. 11–27.
10. Тур, В.В. Вероятностные методы оценки надежности строительных конструкций / В.В. Тур, Д.М. Марковский // Проблемы современного бетона и железобетона: сборник трудов Международного симпозиума, Минск, 16–19 окт. 2007 г.: в 2 ч. / "Институт БелНИИС"; редкол.: М.Ф. Марковский (отв. ред.) [и др.]. — Минск: Стринко, 2007. — Ч. 1. Бетонные и железобетонные конструкции. — С. 370–403.
11. Madsen, H.O. Methods of structural safety / H.O. Madsen, S. Krenk, N.C. Lind. — Prentice Hall, 1986. — 416 p.
12. Faber, M.H. Lecture Notes on Risk and Safety in Civil Engineering / M.H. Faber. — Swiss Federal Institute of Technology, ETHZ, Switzerland. — 2001. — 322 p.
13. 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.
14. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев [и др]; под общ. ред. А.В. Перельмутера. — М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2007. — 482 с.
15. Шпете, Г. Надежность несущих строительных конструкций / Г. Шпете; пер. с нем. О.О. Андреева. — М.: Стройиздат, 1994. — 288 с. — Перевод. Изд.: Gerhard Spaethe. — Die Sicherheit tragender Baukonstruktionen.
16. Melchers, R.E. Structural reliability — analysis and prediction / R.E. Melchers // John Wiley, 1999. — 456 p.
17. Провести комплексные экспериментально-теоретические исследования и разработать адаптированные для условий Республики Беларусь рекомендации по расчету устойчивости к прогрессирующему обрушению монолитных каркасных систем, обеспечивающих безопасность эксплуатаций зданий при особых воздействиях: отчет о НИР (заключ.) / "Институт БелНИИС"; рук. темы М.Ф. Марковский, В.В. Тур. — Минск, 2008. — 396 с. — № ГР 2008172.
18. Еврокод 1. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания: СТБ EN 1991-1-1-2007. — Введ. 01.01.2008. — Минск: Госстандарт Республики Беларусь, 2007. — 33 с.
19. Архивы метеорологических наблюдений по метеостанциям Беларуси, Украины, России, Польши и Прибалтики [Электронный ресурс] / Гидрометцентр Республики Беларусь. — Минск, 2009. — Режим доступа: <http://pogoda.by/zip>. — Дата доступа: 24.11.2008.
20. Holicki, M. Calibration of Reliability Elements for a Column / M. Holicki, J. Markova // JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration, Zurich, March 21–22, 2002 / Swiss Federal Institute of Technology, ETH Zurich (Switzerland).
21. Eurocode 1. Actions on structures — Part 1–7: General actions — Accidental actions: EN 1991-1-7:2006. — Brussels: European Committee for Standardization, 2006.

Статья поступила в редакцию 06.04.2009.