

Рис. 2. Зависимость сметной стоимости от строительного объема коровников беспривязного содержания

Источник: собственная разработка

Заключение

Проделанная работа позволяет сделать следующие выводы:

- Использование графиков зависимостей, полученных в результате обработки показателей группы объектов-аналогов, позволяет:
 - учесть нелинейный характер зависимости между натуральным показателем проектируемого объекта и его сметной стоимостью и влияние эффекта масштаба;
 - при наличии линейной связи учесть затраты, которые не зависят от значения натурального показателя проектируемого объекта и являются одинаковыми (постоянными) для рассматриваемой группы объектов;
 - использовать в расчетах показатели не одного аналога, а группы объектов; это позволяет избежать субъективизма при выборе объекта-аналога и ориентироваться на реально зафиксированные экономически обоснованные показатели совокупности ранее запроектированных или построенных аналогичных объектов. В конечном итоге это дает возможность избежать завышения или занижения сметной стоимости строительства.
- Данный метод дает возможность предусмотреть поправки к стоимости в виде коэффициентов и в стоимостном выражении, учитывающие отличия проектируемого объекта от группы однородных по конструктивным и объемно-планировочным решениям объектов, на основе которых была получена зависимость.
- Для практической реализации метода необходимо наличие достаточного количества достоверных данных о группах однородных объектов в виде таблиц со значениями единичной стоимости или диаграмм. В мировой практике сбором и обработкой данных объектов-аналогов, разработкой таблиц и диаграмм стоимости зани-

маются специализированные фирмы. Соответственно, работа инженера-сметчика значительно упрощается: нет необходимости самостоятельно подбирать объекты-аналоги с отклонением натуральных показателей $\pm 20\%$. С точки зрения организации предпроектных изысканий и проектирования на стадии «Архитектурный проект» данный фактор ведет к сокращению затрат труда сметчиков и получению более обоснованной и точной предварительной оценки стоимости строительства объекта.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

- О совершенствовании порядка определения стоимости строительства объектов и внесении изменений в некоторые указы Президента Республики Беларусь: Указ Президента Респ. Беларусь, 11 авг. 2011 г., № 361. – Нац. реестр правовых актов Респ. Беларусь. – 2011. – № 93. – 1/12766.
- Методические рекомендации о порядке определения сметной стоимости строительства на основе объектов-аналогов и укрупненных нормативов стоимости строительства: приказ Минстройархитектуры Респ. Беларусь 15 марта 2012 г. № 84.
- Ардзинов, В.А. Сметное дело в строительстве. Самоучитель / В.А. Ардзинов, Н.И. Барановская, А.И. Курочкин. – 2-е изд. – СПб.: Питер, 2011. – 496 с.
- Методика определения стоимости строительной продукции на территории Российской Федерации: МДС 81-35.2004.
- Экономика строительства / под ред. В.В. Бузырева. – 3-е изд. – Санкт-Петербург: Питер, 2009. – 416 с.
- Hendrickson, C. Cost Estimation / C. Hendrickson // Project Management for Construction. Fundamental Concepts for Owners, Engineers, Architects and Builders [Electronic resource].-Department of Civil and Environmental Engineering, Carnegie Mellon University 2008. – Mode of access: http://pmbook.ce.cmu.edu/0.5_Cost_Estimation.html. – Date of access: 01.11.2013.
- Павлов, А.Н. Опыт управления проектами на основе стандарта PMI PMBOK. Изложение методологии и опыт применения / А.Н. Павлов. – Москва: БИНОМ. Лаборатория знаний, 2011. – 208 с.
- Милошевич, Д. Набор инструментов для управления проектами / Драган З. Милошевич: пер. с англ. Мамонтова Е.В.: Под ред. Неизвестного С.И. – Москва: Компания АйТи, ДМК Пресс, 2009. – 729 с.
- Альбом паспортов проектов для повторного применения в строительстве. Дополнение к выпуску 4 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2008.
- Альбом паспортов проектов для повторного применения в строительстве. Выпуск 7 / Минстройархитектуры Респ. Беларусь. – Минск, 2011.

Материал поступил в редакцию 17.06.14

SRVVKINA L.G., SOBIESHUK S.I. Approaches to the determination of the estimated cost of construction on the basis of indicators of objects-analogues

An analysis of domestic and foreign experience in estimating construction costs based on the objects-analogues is performed. The dependence of the estimated cost of construction of physical indicators for specific groups of objects is explored. We drew conclusions about the practical application of this method in the Republic of Belarus.

УДК 624.046.5/624.014

Мартынов Ю.С., Надольский В.В.

ВВЕДЕНИЕ ЕВРОКОДОВ В ПРАКТИКУ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ С ПОЗИЦИИ МАТЕРИАЛОЁМКОСТИ И НАДЕЖНОСТИ

Введение. С января 2010 г. в Республике Беларусь на альтернативной основе введены Технические кодексы установившейся

практики по проектированию строительных конструкций, идентичные Еврокодам (ТКП EN). Таким образом, в настоящее время на терри-

Мартынов Ю.С., к.т.н., профессор, профессор кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Надольский В.В., ст. преподаватель, магистр технических наук кафедры «Металлические и деревянные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.

тории Республики Беларусь в области проектирования стальных конструкций действует две системы нормативных документов. Первая состоит из наиболее знакомых и проверенных опытом отечественных норм – Строительных норм и правил (далее СНиП). Ряд базовых положений этих документов являются и по сегодняшний день актуальными, однако по ряду объективных факторов (появление новых конструктивных систем, совершенствование методов и методик расчета, технологий изготовления и монтажа и т.д.) возникла необходимость пересмотра и корректировки норм. Вторая система документов представлена Еврокодами.

Присоединение Республики Беларусь к европейской системе нормирования предполагает последующую, тщательно продуманную гармонизацию действующих национальных норм, устранение положений противоречащих требованиям Еврокодов, что в конечном итоге позволит обеспечить полноформатный переход на единую систему нормирования, сохранив при этом национальные интересы.

На разных уровнях дискутируются вопросы, связанные с полным переходом на Еврокоды и о последствиях такого перехода. При этом главным образом всех интересуют экономические последствия. Оценка последствий требует проведения достаточно обширных и комплексных исследований, при этом следует обращать внимание не только на экономические последствия. Полноценное и объективное сравнение методик расчета по различным нормативным документам связано с выполнением многочисленных расчетов элементов реальных конструкций в широком диапазоне геометрических параметров, прочностных характеристик материалов и значений воздействий. Отдельные работы в этом направлении осуществляются в данный момент при организационной и финансовой поддержке РУП «Стройтехнорм» Минстройархитектуры. Результаты таких исследований важны при разработке национальных приложений к Еврокодам, а также для совершенствования и гармонизации норм проектирования.

Авторами предпринята попытка сравнить методики расчета в первом приближении на основе анализа результатов расчетов обобщенного (усредненного) стального элемента с позиции материалоемкости и надежности. При этом в качестве критерия материалоемкости приняты значения расчетного параметра сечения (площадь, момент сопротивления), а для оценки надежности – вероятность отказа (индекс надежности). Для этих целей выполнено сопоставление детерминированных проверок предельных состояний, на основании которого выполнен сравнительный анализ расчетных параметров сечения для обобщенного стального элемента. Параметры моделей сопротивления и эффектов воздействий (внутренних усилий) приведены к сопоставимому виду. Исследована надежность стальных элементов с использованием вероятностных методов.

1. Детерминированный расчет. В основу Еврокодов и СНиП положен метод предельных состояний с использованием системы частных коэффициентов. Общая формулировка проверки предельного состояния несущей способности стального элемента по ТКП EN 1993-1-1 [1] и СНиП II-23 [2] имеет схожий характер (таблица 1).

Таблица 1. Проверки предельных состояний несущей способности (по прочности и устойчивости) конструктивного элемента

Документ	Проверка по прочности	Проверка по устойчивости
[1]	$E_d \leq z f_y / \gamma_{M0}$	$E_d \leq z \chi f_y / \gamma_{M1}$
[2]	$\gamma_n F / z \leq \gamma_c R_y = \gamma_c R_{yn} / \gamma_m$	$\gamma_n F / (\varphi z) \leq \gamma_c R_y$

В таблице приняты следующие обозначения: F , E_d – расчетный эффект воздействия (внутренне усилие); z – расчетный параметр, как правило, геометрическая характеристика поперечного сечения элемента (площадь, момент сопротивления); χ и φ – понижающие коэффициенты для соответствующей формы потери устойчивости; f_y – характеристическое значение предела текучести стали; R_y – расчетное значение предела текучести; R_{yn} – нормативное значение предела текучести; γ_{M0} – частный коэффициент для проверки предельного состояния несущей способности по прочности; γ_{M1} – частный коэффициент для проверки предельного состояния несущей способности по устойчивости; γ_c – коэффициент условий работы; γ_n – коэффициент надежности по ответственности здания.

1.1 Сопоставление параметров, характеризующих сопротивление элемента. Существуют некоторые отличия в отдельных расчетных положениях и моделях сопротивления (например, при определении коэффициентов χ и φ). Модели сопротивления поперечного сечения стальных элементов (проверки прочности сечений) без учета эффектов потери местной устойчивости согласно СНиП II-23 [2] и Еврокод 3 [1], практически совпадают. Модели сопротивления центральному сжатию при проверках устойчивости (сопротивление продольному изгибу) стального элемента имеют расхождения в значениях коэффициента продольного изгиба в диапазоне от -10% до +15% [3]. Близкие значения расхождений имеют место при других видах напряжено-деформируемых состояний.

Однако в ряде случаев расчетные модели сопротивления существенно различаются. Наиболее существенные расхождения наблюдаются в моделях сопротивления, учитывающих местную потерю устойчивости элементов сечения. Анализ этих моделей показывает, что значения сопротивления могут различаться до двух раз [4]. Поэтому сопоставление отдельных расчетных зависимостей требует дополнительных исследований.

Обобщая результаты проведенного анализа для моделей сопротивления $f_{СНиП}$ согласно СНиП II-23 [2] и f_{EN} согласно Еврокод 3 [1] можно принять следующие допущения:

- для моделей сопротивления сечений (при проверках по прочности):

$$f_{СНиП}(z, R_y) = f_{EN}(z, f_y); \quad (1)$$
- для моделей сопротивления изгибу и центральному сжатию элементов (при проверках устойчивости):

$$f_{СНиП}(z, \varphi, R_y) = (0.9 \dots 1.15) f_{EN}(z, \chi, f_y). \quad (2)$$

В соответствии с EN 1990 [5] характеристическое значение предела текучести стали f_y назначается с обеспеченностью не ниже 0.95, что соответствует определению нормативного значения предела текучести R_{yn} по ГОСТ 27772 [6], следовательно, можно принять $R_{yn} = f_y$. Отметим, что данное соотношение иногда не соблюдается из-за разной степени дифференциации значений предела текучести в зависимости от толщины проката. Кроме того, согласно [2] расчетное значение предела текучести R_y определяется делением нормативного значения R_{yn} на коэффициент надежности по материалу γ_m . Значение частного коэффициента γ_m зависит от государственного стандарта или технических условий на прокат. Для наиболее распространенного проката по ГОСТ 27772 [6] он равен 1.025.

Коэффициент условий работы γ_c учитывает особенности работы стали, элементов конструкций и их соединений, имеющие систематический характер, но не отражаемые непосредственно в расчетах [7]. Для упрощения примем $\gamma_c = 1$.

Частные коэффициенты γ_{M0} и γ_{M1} относятся ко всей правой части неравенства (к модели сопротивления) для проверок предельных состояний несущей способности по прочности и устойчивости, соответственно. Эти коэффициенты учитывают неопределенности базисных переменных, входящих в модель сопротивления (такие как неблагоприятные отклонения свойств материалов от его характеристического значения, погрешности модели сопротивления и ряд других). В национальном приложении к ТКП EN 1993-1-1 [1] значения этих коэффициентов приняты следующим образом: $\gamma_{M0} = \gamma_m / \gamma_c$; $\gamma_{M1} = \gamma_m / \gamma_c$.

1.2 Сопоставление правил сочетания нагрузок. Согласно EN 1990 [5] и СНиП 2.01.07 [8] расчетное значение эффекта воздействия определяется для наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Для дальнейшего сопоставления рассмотрены правила составления сочетаний нагрузок в постоянных расчетных ситуациях для случая, когда действуют постоянная G , доминирующая Q_1 и сопутствующая Q_2 переменные нагрузки. В качестве переменных нагрузок рассмотрены полезная, ветровая и снеговая нагрузки. Для сочетания эффектов воздействий предполагается линейное поведение конструктивного элемента под нагрузкой.

Сочетания нагрузок согласно EN 1990. В EN 1990 [5] для сочетания эффектов воздействий предложены альтернативные схемы.

Согласно национальному приложению к [5] рекомендовано использовать альтернативную схему сочетания с использованием двух выражений (6.10a) и (6.10b). Для сочетания двух переменных нагрузок они имеют вид:

$$E_d = \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}; \quad (3)$$

$$E_d = \xi \gamma_G G_k + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \gamma_{Q,2} \psi_{0,2} Q_{k,2}. \quad (4)$$

Для дальнейших расчётов принимается наиболее неблагоприятное значение эффекта воздействий, полученное из выражения (3) и (4).

Символы G_k , Q_k обозначают характеристические значения постоянной и переменной нагрузок, назначенные согласно [5]. Частные коэффициенты γ_G и ξ принимаются равными 1.35 и 0.85, соответственно. Частные коэффициенты для переменных нагрузок $\gamma_{Q,i}$ равны 1.5. Коэффициент сочетаний ψ_0 для снеговой и ветровой нагрузок согласно [5] принимается соответственно равным 0.6, а для полезной нагрузки – 0.7.

Сочетания нагрузок согласно СНиП 2.01.07. Рассмотрим основное сочетание нагрузок для определения расчетного значения результирующего усилия. В статье не рассматриваются длительные эффекты, т.к. для стальных конструкций они не существенны. В этом случае для полезной и снеговой нагрузки приняты только кратковременные значения. Запишем основное сочетание нагрузок в обозначениях, принятых в ТКП EN 1990 [5]:

$$F = \gamma_G^* G_k^* + \gamma_{Q,1}^* \psi_{Q,1}^* Q_{k,1}^* + \gamma_{Q,2}^* \psi_{Q,2}^* Q_{k,2}^*; \quad (5)$$

$$F = \gamma_G^* G_k^* + \max[\gamma_{Q,1}^* Q_{k,1}^*; \gamma_{Q,2}^* Q_{k,2}^*]. \quad (6)$$

Символы G_k^* , Q_k^* обозначают нормативные значения постоянной и переменных нагрузок. Коэффициент надежности γ_G^* для постоянной нагрузки зависит от составляющих компонентов этой нагрузки. Примем усреднено $\gamma_G^* = 1.2$. Коэффициент надежности для переменной нагрузки назначается в зависимости от её вида. Коэффициент надежности для снеговой нагрузки согласно 5.7 [8] с учетом изменения № 1 принимается равным 1.5, за исключением элементов покрытия, для которых он принимается дифференцировано: $\gamma_Q^* = 1.5$ при $G_k^* / Q_k^* \geq 0.8$ и $\gamma_Q^* = 1.6$ при $G_k^* / Q_k^* < 0.8$. Коэффициент надежности для полезной нагрузки согласно [8] принимается равным: 1.3 при полном нормативном значении менее 2.0 кПа; 1.2 при полном нормативном значении 2.0 кПа и более. Коэффициенты сочетания $\psi_{Q,i}$ = 0.9 для кратковременных нагрузок принят согласно [8].

Различия в классификации нагрузок и в способах назначения нормативных значений рассмотрены в пункте 1.4.

1.3 Дифференциация уровней надежности. Согласно ТКП EN [5] одним из вариантов дифференциации уровней надежности является корректировка частных коэффициентов по нагрузке γ_F посредством коэффициента K_{FI} , который применяется для неблагоприятных воздействий. Согласно СНиП 2.01.07 [8] и ГОСТ 27751 [9] дифференциация уровней надежности осуществляется коэффициентом надежности по ответственности зданий и сооружений γ_n . Учитывая сходство в определении классов надежности согласно [5] и классов ответственности согласно [9], в расчетах принято: $K_{FI} = 1$ (RC2) и $\gamma_n = 0.95$ (Класс 2), соответственно.

1.4 Сопоставление параметров, характеризующих эффект воздействия.

Постоянная нагрузка. Определение характеристического (согласно СТБ EN 1991-1-1 [10]) и нормативного (согласно СНиП 2.01.07 [8]) значений постоянной нагрузки носит одинаковый характер, поэтому $G_k = G_k^*$.

Полезная нагрузка. Согласно национальному приложению к СТБ EN 1991-1-1 [10] характеристическое значение полезной нагрузки принимается по таблице 8.3 СНиП 2.01.07 [8], следовательно $Q_k = Q_k^*$. Анализ нормативных значений полезной нагрузки по различным нормативным документам (в том числе по Еврокодам) в среднем подтверждает обоснованность принятого равенства. Хотя для ряда помещений это соотношение отличается, например, для жилых помещений нормативное значение полезной нагрузки согласно [8] равно 1.5 кПа, а в соответствии с базовой редакцией EN 1991-1-1 [10] принимается в пределах 1.5–2 кПа (при этом рекомендуется значение 2 кПа).

Снеговая нагрузка. Сопоставление значений снеговой нагрузки в общем виде, вычисленной согласно СНиП [8] и Еврокод [11], представляет собой сложную задачу даже при анализе наиболее распространенных случаев применения металлических конструкций. Результаты некоторых сравнений представлены в [12]. Следует отметить, что различия имеют место не только в значениях коэффициентов «перехода», но и в схемах распределения снеговой нагрузки. Осредненное (по всей территории Республики Беларусь) отношение значений снеговой нагрузки на поверхности земли составляет $S_k^* = 0.67 S_k$. Отношение значений коэффициентов «перехода» μ^* / μ от нагрузки на поверхности земли к нагрузке на покрытии для наиболее распространенных случаев применения стальных конструкций составляет 1.25, поэтому для усредненных условий Республики Беларусь в этих случаях можно принять $S_k^* = 0.84 S_k$.

Ветровое воздействие. Сравнить ветровое воздействие, определенное в соответствии со СНиПом [8] и Еврокодом [13], в общем виде практически невозможно. Основная сложность в первую очередь заключается в различных теоретических положениях, принятых в моделях ветровых воздействий [14]. Результаты отдельных численных сравнений представлены в [12, с. 191], где отмечено: «В частности, заметно различаются рекомендации по назначению аэродинамических коэффициентов, хотя, казалось бы, именно здесь, где речь идет о представлении физических закономерностей, не должны присутствовать никакие национальные различия. По-видимому, это объясняется различной инженерной традицией и ориентацией на различную точность расчета». Дополнительные отличия также возникают из-за разных значений коэффициентов, учитывающих рельеф местности, направление ветра. Например, значительные расхождения при определении ветровых воздействий на решетчатые опоры представлены в работе [15]. При учёте только различий в нормировании скорости ветра отношение ветровых воздействий W_k^* / W_k составляет 0.65 [16]. Аналогичные результаты ($W_k^* / W_k = 0.67...0.73$) представлены Черноиван А.В. [17]. Таким образом, для усредненных условий Республики Беларусь для наиболее распространенных случаев применения стальных конструкций отношение W_k^* / W_k можно принять равным 0.65–0.75. При выполнении анализа для конкретных типов сооружений, в особенности при доминировании ветрового воздействия, необходимо использовать более точные оценки, основываясь на детальном всестороннем исследовании.

Дополнительные различия в эффектах воздействий обусловлены различными процедурами статического расчета (учет начальных несовершенств, деформированной геометрии, деформаций узлов). Особенности статического расчета согласно Еврокоду представлены в [18].

Результаты анализа нагрузок представлены в таблице 2.

Таблица 2. Соотношение нормативных значений нагрузок и значений частных коэффициентов

Параметры	Нормативные значения	Частные коэффициенты	
		Еврокод	СНиП
Постоянная нагрузка	$G_k^* / G_k = 1$	$\gamma_G = 1.35;$ $\psi = 0.85$	$\gamma_G^* = 1.2$
Полезная нагрузка	$Q_k^* / Q_k = 1$	$\gamma_Q = 1.5;$ $\psi_{Q,Q} = 0.7$	$\gamma_Q^* = 1.3$ или $1.2;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Снеговая нагрузка	$S_k^* / S_k = 0.84$	$\gamma_S = 1.5;$ $\psi_{0,S} = 0.6$	$\gamma_Q^* = 1.5$ или $1.6;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Ветровое воздействие	$W_k^* / W_k =$ $= 0.65-0.75$	$\gamma_S = 1.5;$ $\psi_{0,S} = 0.6$	$\gamma_Q^* = 1.4;$ $\psi_Q^* = 0.9$
Предел текучести	$R_{yn} / f_y = 1$	$\gamma_{M0} = 1.025$	$\gamma_c = 1;$ $\psi_{fm} = 1.025$
Дифференциация надежности	–	$K_{FI} = 1$	$\gamma_n = 0.95$
Обозначения со знаком * относятся к величинам принятым согласно СНиП			

Таблица 3. Вероятностные модели базисных переменных

Переменная	Обозн.	Распред.	μ_X	V_X
Постоянная нагрузка	G	Нормальное	G_k	0.10
Полезная нагрузка(5лет)	Q_{5years}	Гумбеля	$0.2Q_k$	1.10
Полезная нагрузка(50лет)	$Q_{50years}$	Гумбеля	$0.6Q_k$	0.35
Ошибка модели полезной нагрузки	C_{0Q}	Нормальное	1.00	0.10
Снеговая нагрузка(1год)	S_{5years}	Гумбеля	$0.44S_k$	0.50
Снеговая нагрузка(50лет)	$S_{50years}$	Гумбеля	$1.08S_k$	0.20
Ошибка модели снеговой нагрузки	C_{0S}	Нормальное	1.00	0.15
Ветровое воздействие (1год)	W_{5years}	Гумбеля	$0.59W_k$	0.25
Ветровое воздействие (50лет)	$W_{50years}$	Гумбеля	$1.03W_k$	0.14
Ошибка модели ветрового воздействия	C_{0W}	Нормальное	0.80	0.30
Предел текучести	f_y	Логнормальное	$1.18f_y$	0.08
Ошибка модели сопротивления обобщенного стального элемента	K_R	Логнормальное	1.10	0.10
Ошибка модели эффекта воздействия	K_E	Логнормальное	1.00	0.10

2. **Вероятностный расчет.** Для проверки предельного состояния несущей способности функция состояния $g(\mathbf{X})$ может быть записана в следующем виде:

$$g(\mathbf{X}) = K_R z f_y - K_E [G + C_{0,Q1} Q_1(t) + C_{0,Q2} Q_2(t)], \quad (7)$$

где K_R – случайная переменная, характеризующая погрешность расчетной модели сопротивления;

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

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

K_E – случайная переменная, характеризующая погрешность расчетной модели эффекта воздействия;

G – случайная переменная, характеризующая постоянное воздействие;

$C_{0,Qi}$ – не зависящая от времени переменная, характеризующая ошибку модели i -ого воздействия;

$Q_i(t)$ – случайная переменная, характеризующая i -ое переменное воздействие.

При наличии вероятностных моделей вышеотмеченных переменных (базисных переменных) можно определить вероятность отказа за базовый период времени. Это требует, прежде всего, точного и достоверного определения статистических параметров распределения базисных переменных. В силу изменчивой природы базисных переменных, анализ и корректировка вероятностных моделей должны производиться систематически. В качестве первого приближения вероятностные модели базисных переменных для Республики Беларусь приняты в соответствии с рекомендациям JCSS [19]. Вероятностные модели ветровой и снеговой нагрузок представлены с учетом актуальных исследований для территории Республики Беларусь [17, 20, 21]. Статистические параметры функций распределения базисных переменных выражены через их характеристические значения.

Для сочетания переменных нагрузок использовалось правило Turkstra [22]. Базовый период отнесения T принят равным 50 лет.

Все вероятностные модели, используемые для расчетов, приведены в таблице 3.

3. **Анализ.** Для оценки материалоемкости принято соотношения расчетных параметров сечения для обобщенного стального элемента:

$$K_z = z_{EN} / z_{СНиП}, \quad (8)$$

где $z_{EN} = E_d / (\chi f_y / \gamma_{M1})$ – расчетный параметр определенный согласно Еврокод;

$z_{СНиП} = \gamma_n F / [\phi \gamma_c R_y]$ – расчетный параметр определенный согласно СНиП.

На основании параметра K_z можно судить об относительном изменении расчетного параметра. А для оценки надежности принят индекс надежности для базового периода 50 лет, полученный с использованием метода теории надежности 1-го порядка (FORM, см. [5]).

Для анализа различных соотношений нагрузок использованы безразмерные параметры нагружения χ и α . Параметр нагружения χ представляет собой долю переменных воздействий в полном значении воздействия:

$$\chi = (Q_{k,1} + Q_{k,2}) / (G_k + Q_{k,1} + Q_{k,2}). \quad (9)$$

Параметр нагружения χ может изменяться практически от 0 (подземные конструкции) до 1 (локальные эффекты в подкрановых балках). Анализ реальных объектов показывает, что наиболее вероятный интервал значения параметра нагружения χ составляет 0.3...0.7 для снеговой нагрузки и 0.4...0.9 для полезной нагрузки. Близкие значения данного параметра ($\chi = 0.4...0.8$) приняты для стальных конструкций в работе [23].

Параметр нагружения α характеризует соотношение между значениями сопутствующей и доминирующей временными нагрузками:

$$\alpha = Q_{k,2} / Q_{k,1}. \quad (10)$$

Указанные соотношения были положены в основу численных исследований индекса надежности и коэффициента K_z . Результаты представлены в виде графиков. По оси ординат отложены значения индекса надежности β (левая часть) и коэффициента K_z (правая часть), а по оси абсцисс параметр нагружения χ .

На рисунке 1 представлены зависимости β – χ и K_z – χ при действии постоянной и полезной нагрузки ($\alpha = 0$). При сочетании усилий согласно СНиП рассмотрены два значения частного коэффициента для полезной нагрузки $\gamma_Q^* = 1.2$ и 1.3 .

На рисунке 2 представлены зависимости β – χ и K_z – χ при действии постоянной и снеговой нагрузки ($\alpha = 0$). Для снеговой нагрузки частный коэффициент γ_S^* меняет свое значение приблизительно при $\chi = 0.6$, что соответствует $G_k^* / Q_k^* = 0.8$.

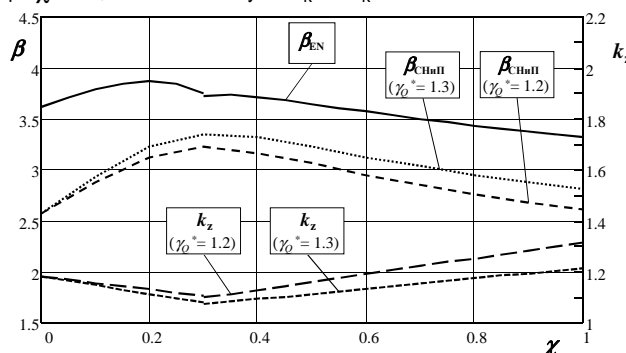


Рис. 1. Зависимости β – χ и K_z – χ при действии постоянной и полезной нагрузок

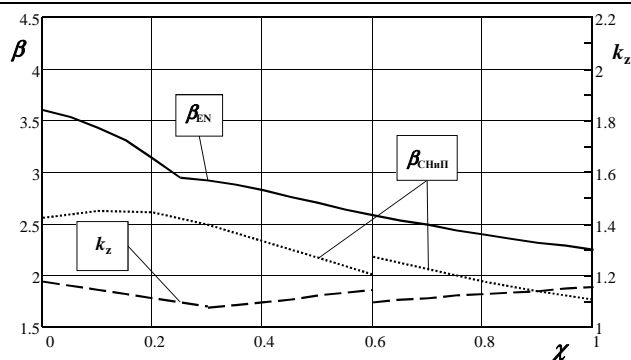


Рис. 2. Зависимости β - χ и k_z - χ при действии постоянной и снеговой нагрузок

На рисунке 3 представлены зависимости β - χ и k_z - χ при действии постоянной, полезной и ветровой нагрузки ($\alpha = 0.3$). Отношение ветровой нагрузки к полезной принято 0.3. Для ветровой нагрузки $W_k^* / W_k = 0.7$. При сочетании усилий согласно СНиП значение частного коэффициента для полезной нагрузки γ_Q^* принято равным 1.3.

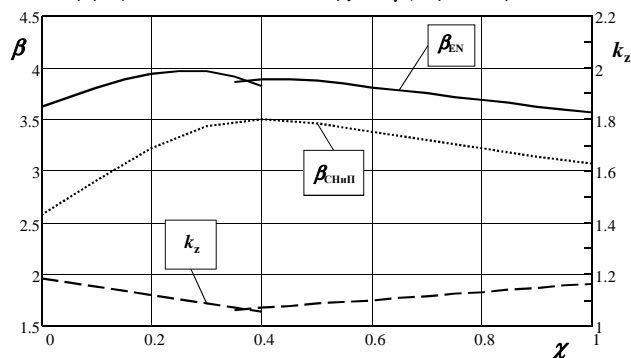


Рис. 3. Зависимость β - χ и k_z - χ при действии постоянной, полезной и ветровой нагрузок ($\alpha = 0.3$)

Анализ полученных графических зависимостей (рисунки 1–3) позволил выявить следующие значимые различия в уровнях надежности стальных конструкций, запроектированных согласно СНиП и Еврокод:

- Требования Еврокодов обеспечивают более высокий уровень надежности стальных конструкций. Это повышение надежности приводит к увеличению значения расчетного параметра сечения (например, если расчетным параметром является площадь сечения) можно предполагать соответствующие увеличение стоимости.
- Строительные нормы и правила (СНиПы) не регламентируют количественные показатели надежности.
- При данных вероятностных моделях базисных переменных и принятой системе частных коэффициентов в Республики Беларусь уровень надежности ниже установленного в EN 1990 [5].
- Надежность стальных конструкций при сочетании постоянной и снеговой нагрузок ниже, чем при сочетании постоянной и полезной.

Заключение. Представленный предварительный анализ позволяет сделать следующие выводы:

- В отечественных нормах по проектированию стальных конструкций (СНиП II-23, СНиП 2.01.07) принята более дифференцированная система частных коэффициентов, что позволяет точнее учесть в проверках разнообразные условия работы конструкции под нагрузкой.
- В отечественных нормах (СНиПах) не регламентированы показатели надежности. Это усложняет применение вероятностных методов расчета и дальнейшего развития метода частных коэффициентов.
- При осредненных исходных данных (нагрузках, свойствах материала и т.д.) европейские нормы (Еврокоды) обеспечивают бо-

лее высокий уровень надежности стальных конструкций по сравнению со СНиП. Последнее приводит к увеличению значения расчетного параметра сечения (площади, момента сопротивления), т.е. к повышению металлоемкости. Основной причиной этого является разная обеспеченность нормативных значений нагрузок и различия в системе частных коэффициентов.

- Уровни надежности стальных конструкций существенно зависят от состава и доли временных нагрузок в расчетных сочетаниях. Так в сочетаниях, в состав которых входит снеговая нагрузка, индекс надежности значительно ниже по сравнению с уровнем при других сочетаниях.

Более точное и достоверное определение уровня надежности (вероятности отказа, индекса надежности) связано с совершенствованием вероятностных моделей базисных переменных. В качестве первого приближения требуемый уровень надежности конструкции в Республики Беларусь может быть установлен на основе анализа опыта предыдущего нормирования и сложившейся практики проектирования.

СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. Проектирование стальных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий: ТКП EN 1993-1-1-2009 / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2009.
2. Стальные конструкции: СНиП II-23-81* / Госстрой СССР – М.: Госстрой, 1991.
3. Мартынов, Ю.С. Модели сопротивления центральному сжатию стальных элементов по различным нормативным документам / Ю.С. Мартынов, В.В. Надольский, А.Н. Таймасов // Техническое нормирование, стандартизация и сертификация в строительстве – 2013. – № 3. – С. 70–73 (Начало). – № 4. – С. 58–62 (Окончание).
4. Мартынов, Ю.С. Модели сопротивления сдвигу стальных элементов, учитывающие потерю местной устойчивости стенки / Ю.С. Мартынов, Ю.И. Лагун, В.В. Надольский // Металлические конструкции. – 2012. – Т. 18. – № 2. – С. 111–122.
5. Основы проектирования конструкций: ТКП EN 1990-2011 / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2012.
6. Прокат для строительных стальных конструкций. Общие технические условия: ГОСТ 27772-88.
7. Пособие по проектированию стальных конструкций (к СНиП II - 23-81* «Стальные конструкции») / ЦНИИСК им. Кучеренко Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 148 с.
8. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986.
9. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения по расчету: ГОСТ 27751-88.
10. Воздействия на несущие конструкции. Часть 1-1. Удельный вес, постоянные и временные нагрузки на здания. СТБ EN 1991-1-1-2007 / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2007.
11. Воздействия на конструкции. Часть 1-3. Общие воздействия. Снеговые нагрузки: ТКП EN 1991-1-3-2009 / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2009.
12. 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.
13. Воздействия на конструкции. Часть 1-4. Общие воздействия. Ветровые воздействия: ТКП EN 1991-1-4:2009 / НП РУП «Стройтехнорм». – Минск, 2009.
14. Тур, В.В. Моделирование ветровых воздействий на здания и сооружения в соответствии с ТКП EN 1991-1-4 / В.В. Тур, А.В. Черноиван // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров: сборник научных статей / ГрГУ им. Я.Купалы; ред. колл.: Т.М. Пецольд [и др.] – Гродно: ГрГУ, 2010. – С. 203–211.
15. Пичугин, С.Ф. Нормирование ветровой нагрузки на решетчатые опоры в стандартах разных стран мира / С.Ф. Пичугин, А.В. Махинько // Металлические конструкции. – 2009. – № 4. – Том 15. – С. 237–252.

16. Надольский, В.В. Сравнение уровней надежности обеспечиваемых Еврокодами и стандартами Республики Беларусь (на английском) / В.В. Надольский, М. Голицки, М. Сикора // Вестник МГСУ. – 2013. – № 2. – С. 7–21.
17. Черноиван, А.В. Нормирование ветровой нагрузки на здания и сооружения для климатических условий Республики Беларусь: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.01 / А.В. Черноиван; Брестский государственный технический университет. – Брест, 2012. – 24 с.
18. Надольский, В.В. Особенности статического расчета по ТКП EN 1993-1-1 / В.В. Надольский, Ю.С. Мартынов // Наука, техника и технологии. – 2011. – №4 (37). – С. 38–21.
19. JCSS Probabilistic Model Code, Zurich: Joint Committee on Structural Safety, 2001. Электронный ресурс: <www.jcss.byg.dtu.dk>.
20. Тур, В.В. Калибровка значений коэффициентов сочетаний для воздействий при расчетах железобетонных конструкций в постоянных и особых расчетных ситуациях / В.В. Тур, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. – 2009. – № 2 (23). – С. 32–48.
21. Марковский, Д.М. Калибровка значений параметров безопасности железобетонных конструкций с учётом заданных показателей надёжности: автореф. дис. ... канд. техн. наук. Брест, 2009.
22. Turkstra, C.J. Theory of Structural Design Decisions, SM Studies Series No. 2. Ontario, Canada: Solid Mechanics Division, University of Waterloo. –1970.
23. Holicky, M. Partial Factors for Light-Weight Roofs Exposed to Snow Load / M. Holicky, M. Sykora/In Bris R., Guedes Soares C., Martorell S. (eds.), Supplement to the Proceedings of the European Safety and Reliability Conference ESREL 2009, Prague, Czech Republic, 7–10 September 2009. Ostrava: VŠB Technical University of Ostrava. – 2009. – P. 23–30.

Материал поступил в редакцию 23.03.15

MARTYNOV Yu.S., NADOLSKI V.V. The introduction of Eurocodes in design practice from the standpoint economy and reliability of steel construction

The results of comparing the section parameters and levels of reliability of steel structures designed in accordance with European standards (Eurocodes) and SNiP are presented. Deterministic calculations for generalized steel member in terms of the resistance and effects of actions (internal forces) are analyzed. The system of partial factors and combinations are compared. The differences in the rules of combinations of loads are shown. Resistance parameters and the effects of actions are converted into comparable form.

УДК 666.973:620.17

Бондарь В.В., Рак Н.А.

ИССЛЕДОВАНИЯ СОПРОТИВЛЕНИЯ КОНЦЕНТРИЧНОМУ МЕСТНОМУ СЖАТИЮ ЭЛЕМЕНТОВ ИЗ ЛЕГКОГО БЕТОНА

Введение. Одним из основных направлений развития строительной науки в последние годы существования СССР, в постсоветский период с 1991 по 2000 гг., а также с 2000 года по настоящее время является преимущественное развитие производства изделий и конструкций, обеспечивающих снижение материалоемкости, стоимости и трудоемкости строительства, массы зданий и сооружений и повышения качества строительства.

Вариант решения этой задачи — дальнейшее развитие и более широкое применение эффективных строительных конструкций в ограждающих и частично несущих элементах зданий и сооружений. Для изготовления таких конструкций, наряду с автоклавным ячеистым бетоном, используемым исключительно в ограждающих элементах здания, применяется керамзитобетон, позволяющий повысить степень индустриальности строительства, отчасти снизить его материалоемкость и стоимость.

Современное состояние теории расчета бетонных и железобетонных конструкций, опыт их применения нашли свое отражение в нормах проектирования бетонных и железобетонных конструкций [1]. Необходимо отметить, что указанные нормы по расчету бетонных и железобетонных конструкций, действующие в Республике Беларусь, распространяются на конструкции из бетонов со средней плотностью от 2000 до 2800 кг/м³. В связи с этим до сего времени проектирование конструкций из легкого бетона выполняется по нормам бывшего СССР [2].

Однако еще целый ряд вопросов, касающихся расчета и конструирования элементов из легкого бетона, нуждается в дальнейших исследованиях. Одним из таких вопросов является прочность материала неармированных и армированных легкобетонных элементов в сложных напряженных состояниях, например, в условиях местного сжатия. Решение этого вопроса позволит с большей надежностью и

более экономично проектировать узлы сопряжения легкобетонных конструкций каркаса зданий, а также узлы сопряжения элементов каркаса зданий и сооружений из тяжелого бетона с ограждающими и несущими конструкциями из легкого бетона.

Анализ более двух десятков нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций показал, что во всех из них регламентирован расчет сопротивления местному сжатию элементов из тяжелого бетона. В то же время расчет сопротивления местному сжатию элементов из легкого бетона регламентирован не во всех из рассмотренных документов. Обзор методов расчета сопротивления местному сжатию элементов из легкого бетона в достаточном подробном виде изложен в статье [3]. Из данного обзора мы можем сделать вывод о том, что экспериментальным исследованиям элементов из легкого бетона при местном сжатии было уделено значительно меньшее внимание, чем исследованиям элементов из тяжелого трехкомпонентного бетона. Так, например, выборка экспериментальных данных по сопротивлению элементов из тяжелого трехкомпонентного бетона концентричному сжатию составляет более 900 образцов [3]. В то же время выборка доступных экспериментальных данных по сопротивлению элементов из легкого бетона (неармированных) концентричному местному сжатию составляет менее 100 образцов [3].

В то же время, из анализа выбранных для сопоставления нормативных документов, представленных в статье [3], следует, что в них, в большинстве своем, используются эмпирические зависимости, лишённые физического смысла и, как следствие этого, в процессе расчета прочности, имеет место занижение прочности бетона при местном сжатии на 30 и более процентов, либо неприемлемо большие значения коэффициента вариации.

Бондарь В.В., магистр технических наук, ассистент кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Рак Н.А., к.т.н., доцент, профессор кафедры «Железобетонные и каменные конструкции» Белорусского национального технического университета.

Беларусь, БНТУ, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65.