

**СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМИРУЕМЫХ МЕТОДОВ
ОБЕСПЕЧЕНИЯ НАДЕЖНОСТИ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ
КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ
И ОБСЛЕДОВАНИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ**

Казачек Владимир Георгиевич

*Главный научный сотрудник Государственного
предприятия «Институт НИПТИС им.С.С. Атаева», г.Минск,
доктор технических наук, профессор*

В последние годы появились международные документы различного уровня [1-5], а в периодических изданиях опубликованы статьи [7-9], посвященные методам оценки надежности как проектируемых, так и существующих зданий и сооружений на основе международных рекомендаций, а также принятию решений по результатам обследования конструкций для обеспечения их дальнейшей безопасной эксплуатации. В ряде международных организаций, в рамках программ по разработке и совершенствованию единой нормативной базы в области строительства, интенсивно ведутся работы по внедрению вероятностных подходов в нормы проектирования строительных конструкций. Разработаны основополагающие документы в области надежности строительных конструкций, а также практические руководства по обследованию и оценке надежности конкретных видов конструкций (мостов и т.д.). Накапливается и систематизируется база данных об изменчивости параметров конструкций и нагрузок, необходимая для вероятностных расчетов. Справедливости ради следует отметить, что многие отечественные монографии и разработки в области теории надежности в свое время опережали зарубежные. В первую очередь, это труды В.В.Болотина, Н.С.Стрелецкого, Б.Н.Снаркиса, А.Г.Ржаницина, а позже – В.Д.Райзера и др. Однако, как это часто у нас бывает, отмеченные серьезные разработки не нашли практического применения, в то время как за рубежом данное направление постоянно развивается как в теоретической, так и в практической плоскости.

В области полностью вероятностных методов расчета проблемы в основном не в теоретической части, а в практической реализации, хотя решения наиболее сложных задач на основе вероятностного подхода (например, для статически неопределимых систем с совместным учетом физической и геометрической нелинейности, длительных процессов, не обладающих свойствами аддитивности и т.д.) еще не разработаны. Обоснованное применение полностью вероятностных подходов в реальном проектировании или для практической оценки надежности существующих железобетонных конструкций – дело будущего. Поэтому актуальным остается совершенствование традиционных методов расчета с использованием коэффициентов безопасности на основе их уточнения с привлече-

нием положений теории надежности. Однако очевидно, что установление и дифференцирование конкретных численных значений параметров надежности в нормах с одной стороны создают научную основу для проектирования конструкций разной надежности, но с другой стороны резко усложняют процедуру подбора обоснованных значений коэффициентов, обеспечивающих требуемую надежность, и показывают ее уязвимость из-за условностей некоторых теоретических положений.

При введении в нормы в 1955 г. метода предельных состояний, позволившего более дифференцированно учитывать изменчивость нагрузок и сопротивления конструкций, а также, в определенной мере, выровнять надежность отдельных элементов здания, статистические данные по большинству исходных параметров формул отсутствовали, а теория надежности еще не была готова к решению практических задач, особенно для композитных конструкций, например железобетонных. Поэтому параметры безопасности в расчетных формулах задавали почти волевым порядком, таким образом, чтобы конечные результаты проектирования не сильно отличались от полученных ранее другими методами. Предполагалось, что, когда статистические данные будут накоплены, удастся с вероятностных позиций обосновать численные значения параметров безопасности. Как видим, за истекшие 55 лет реальные результаты получены только недавно, но и они, по-видимому, не могут быть однозначно охарактеризованы как вполне успешные.

С 1955 г. общий вид неравенства, характеризующего условия обеспечения несущей способности конструкции, оставался неизменным:

$$E_d \leq R_d, \quad (1)$$

где E_d – расчетное (с учетом возможной изменчивости в большую сторону) значения усилия;

R_d – расчетное (с учетом возможной изменчивости в меньшую сторону) предельное сопротивление конструкции.

Не рассматривая левую часть неравенства (1) следует отметить, что форма записи выражения для R_d неоднократно менялась (иногда концептуально). Так, при разработке СНиП П-В.1-62 условие (1) первоначально было записано в виде:

$$E_d \leq mR \{S; R_{kc}; m_c; R_{sk}; k_s; m_s\}, \quad (2)$$

где $R_k(R_{sk})$ – нормативные сопротивления бетона и арматуры (принимались равными средним значениям);

m ; m_c ; m_s – коэффициенты условий работы конструкции, бетона и арматуры;

k_c ; k_s – коэффициенты однородности бетона и арматуры.

Численные значения коэффициентов однородности бетона и арматуры были установлены для перехода от средней прочности непосредст-

венно к расчетному сопротивлению с обеспеченностью 0,999, т.е. (при нормальном распределении) исходя из правила 3σ ($k=1-3 \frac{\sigma}{R_k}$).

Предполагалось, что коэффициент условий работы конструкции m учитывает факторы, влияющие на работу конструкции в целом, например пространственную работу, которая по каким либо причинам не может быть учтена непосредственно при определении усилий; неточности (погрешности) расчетных схем, расчетных формул и т.д. С помощью данного коэффициента можно также учитывать особенности изготовления и эксплуатации конструкции, например гарантированный уровень надзора и т.д. Коэффициенты условий работы материала (m_c ; m_s) учитывали особенности работы под нагрузкой самого материала применительно к конкретной конструкции, а также к тем функциям, которые материал в данной конструкции выполняет в определенных условиях эксплуатации. В окончательном варианте СНиП П-В.1-62 коэффициенты k ; $m_{c(s)}$ в явном виде не фигурировали, а были учтены в табличных значениях расчетных сопротивлений. Коэффициент m не был включен в расчетные зависимости норм.

При разработке последующих норм (1975 и 1983 гг.) данный подход подвергся корректировке. В частности, предложено разделить факторы на две группы: те, которые на данном этапе могут быть оценены статистически (прочностные характеристики материала); и те, которые имеют статистическую природу, но пока не поддаются вероятностной оценке (различия в прочности бетона в конструкции на объекте и прочности контрольных образцов, изменчивость размеров сечений и т.п.). Вторые факторы предложено учитывать коэффициентом безопасности (надежности) $\gamma_{c(s)} > 1$. Численные значения этих коэффициентов устанавливали так чтобы значения расчетных сопротивлений бетона и арматуры, определенные с учетом статистических и нестатистических факторов ($R = \frac{\bar{R}(1-1.64C_v)m_i}{\gamma_c}$), не сильно отличались от назначенных в предыду-

щих нормах непосредственно через среднюю прочность $R = \bar{R} - 3\sigma$ при "средних" коэффициентах вариации. При этом считалось, что в таком двухэтапном переходе от средних к расчетным характеристикам материала ($\bar{R} \rightarrow R_n \rightarrow R$), даже при небольших σ (C_v), обеспечивается достаточно надежный разрыв между расчетной и средней (ожидаемой) прочностью материала для создания требуемого общего запаса всей конструкции. Все остальные особенности работы материалов учитывались, как и ранее, с помощью многочисленных (12 шт.) коэффициентов условий работы m_i .

Таким образом, базовой проектной характеристикой материалов становилось нормативное сопротивление, гарантированное производителем с обеспеченностью 0,95. Тем не менее, надежность конструкций назначалась и оценивалась весьма грубо, по аналогии с коэффициентом запаса в методе разрушающих нагрузок. Однако, уже тогда было ясно, что такой подход требует дальнейшего совершенствования, так как оказывалось, например, что условный коэффициент запаса (со стороны конструкции) изменялся в широких пределах – от 1,25 для слабоармированных изгибаемых конструкций, до 1,6 при сжатии, близком к центральному. Ясно, что минимальные из указанных значений были недостаточны для создания "достаточного запаса" и в нормах приходилось использовать некоторые параметры, различные для сопоставления с опытом и для проектирования, которые, по сути, корректировали расчетные формулы, но неудачно назывались коэффициентами условий работы (например, $m_{a4}(\gamma_{s6})$). По мере развития теории расчета, соответствующим образом меняются расчетные формулы и необходимость в применении таких коэффициентов отпадает (например, при использовании реальных диаграмм деформирования материалов).

В современных международных документах, регламентирующих основные правила проектирования конструкций, предлагается несколько вариантов формы записи выражений для R_d , которые несколько различаются между собой не только по записи, но и по смыслу [1- 4, 10, 16]. Так, в [4] записано:

– общая форма

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\left\{\eta_i \frac{X_{Ri}}{\gamma_{mi}}; a_d\right\} \quad i \geq 1 \quad (3)$$

– упрощенная форма

$$R_d = R\left\{\eta_i \frac{X_{ki}}{\gamma_{Mi}}; a_d\right\}, \quad (4)$$

где R_d – расчетное значение сопротивления конструкции (сечения).

X_i – нормативное значение характеристики свойств материала;

a_d – расчетное значение геометрического параметра;

γ_{Rd} – коэффициент, учитывающий погрешности расчетных формул и разброс геометрических параметров, если он не учтен более точным путем;

γ_{mi} – коэффициент безопасности "по материалу" - то же, что и γ_m , но включающий учет погрешностей расчетной модели и изменчивость геометрических параметров: $\gamma_{M,i} = \gamma_{Rd} \gamma_{mi}$;

η – корректирующий коэффициент.

Упрощенная форма записи, предлагаемая в [1], представлена в двух вариантах (5) и (6), в которых используются номинальные значения геометрических параметров, а коэффициент η уже включен в γ_M :

$$R_d = R\left\{\frac{X_{ki}}{\gamma_{Mi}}; a_{nom}\right\}; \quad (5)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{X_{ki}; a_{nom}\}. \quad (6)$$

В нормах США, Канады и некоторых других стран использована формула, аналогичная формуле (6) и записанная в несколько упрощенной форме [10]. Устанавливается, что коэффициент γ_{Rd} должен подбираться (калиброваться) в совокупности с коэффициентами надежности по нагрузке таким образом, чтобы назначенная нормами вероятность неразрушимости конструкции была обеспечена с минимальным запасом. Строго говоря, каждый коэффициент безопасности учитывает изменчивость лишь одного исходного параметра и, с математической точки зрения, если надежность конструкции является функцией многих переменных, каждый коэффициент определяется частной производной этой функции по соответствующему аргументу. В нормах большинства стран использована запись вида (5), хотя очевидно, что принятие за основу как при проектировании, так и при оценке пригодности к эксплуатации существующих конструкций в рамках полувероятностного метода расчета более приемлема форма (6), в которой так называемые расчетные характеристики материалов как таковые не присутствуют.

Для обоснования этого тезиса рассмотрим рекомендуемые методы калибровки параметров безопасности. В [1] рекомендуется калибровать параметры безопасности так, чтобы расчетный индекс надежности конструкции β был максимально близок к нормированному β_t . Очевидно, что в разных расчетных ситуациях оптимальные значения γ_{mi} будут различны. Для обоснованного назначения унифицированного значения коэффициентов безопасности необходимо провести многочисленные исследования с перебором типов и параметров конструкций, видов и схем загрузки и т.д. [1, 11]. В общем, процедура калибровки должна позволять решать оптимизационную задачу, дающую "наилучшее" сочетание всех параметров безопасности как со стороны нагрузки, так и со стороны конструкции с учетом занормированных (близких к реальным) статистических характеристик всех переменных параметров. По сути, это сложнейшая оптимизационная задача, которую можно пытаться решать разными методами, например, используя методы FORM или SORM [1, 3, 12, 16, 17], а также с применением аппарата математического программирования. Должен быть проведен полный факторный математический эксперимент

с применением предлагаемых нормами линейных и нелинейных моделей сопротивления конструкций. Такая работа ведется в рамках Европейских организаций, но пока находится в начальной стадии, т.к. рассматриваются лишь простейшие виды напряженных состояний, нагружений и т.д. (см. например [13]). Как правило, первоначально приближенно калибруют параметры сечений, а, зафиксировав их, калибруют коэффициенты надежности и сочетаний нагрузок для получения общего индекса надежности, близкого к нормируемому.

Пока рано делать какие либо обобщения, однако очевидно, что чем больше в формулах коэффициентов, которые надо калибровать, тем более неопределенные решения будут получаться. Известно, что в оптимизационных задачах вблизи оптимального значения целевой функции (при достаточно пологих кривых) можно получать множество наборов сочетания искомых коэффициентов, дающих близкий к "наилучшему" результат. Не вполне ясной представляется и сама идеология совершенствования процесса уточнения расчета надежности путем постепенного накопления сведений о статистической изменчивости все большего количества переменных параметров и, соответственно, их учета в расчетных зависимостях. Строго говоря, каждый такой этап уточнения должен сопровождаться полной "перекалибровкой" всего набора частных коэффициентов, так как они все совместно влияют на конечную расчетную надежность. Вообще в методе "частных коэффициентов" (как ты их не называй – коэффициенты надежности, безопасности и т.п.) основная цель – обеспечить "разумный" запас несущих свойств конструкций. Излишняя дифференциация параметров безопасности приводит к мнимой "солидности" расчета, а иногда и к потере смысла. В структуре приближенных формул норм с многочисленными эмпирическими зависимостями расчетные характеристики переплетаются в тесный клубок, многократно повторно учитываются и для устранения этого "двойного налогообложения" приходится вводить различные значения некоторых параметров для сопоставления с испытаниями и для проектирования.

Вопрос реальной надежности конструкции при этом остается достаточно запутан, и искусственное обнаучивание в данном случае вредно, т.к. создает только видимость "надежности" расчетного аппарата. Например, не логично полагать, что обеспеченность расчетных сопротивлений материалов в формулах типа (5) одинакова с обеспеченностью расчетного сопротивления сечения и тем более всей конструкции, изготовленной из этих материалов. Очевидно, что вероятность совпадения в одном сечении минимальных характеристик бетона и арматуры намного меньше, чем для отдельных материалов. В левой, нагрузочной части выражения (1) сходное обстоятельство учитывается коэффициентом (ψ). Сечение железобетонного элемента является внутренне "статически не-

определимым" и при оценке его надежности следует в общем случае использовать подходы, разрабатываемые для многоэлементных систем. Предпочтительными здесь, по видимому, являются решения для задач с параллельным соединением элементов (системы с резервированием), позволяющие учитывать повышенную надежность таких систем, так как выход из строя одного из элементов (за который условно можно принять, например достижение максимума сопротивления бетона, крайне сжатого волокна сечения, работающего с градиентом напряжений) приводит лишь к перераспределению усилий без потери работоспособности. При этом надежность системы оказывается существенно выше надежности любого отдельного элемента. Очевидно, что отсутствие теоретических решений этой задачи для железобетонных сечений не должно являться причиной игнорирования самого свойства их повышенной "живучести".

При использовании выражения (6) для правой части (1) это свойство сечений из нескольких материалов может быть логично учтено в значении коэффициента γ_{Rd} , аналогичного по форме, но несколько другого по содержанию в сравнении с коэффициентом m в формуле (2). Данный коэффициент может быть выражен в мультипликативной форме для учета, в том числе и других факторов, обеспечивая в целом требуемый запас со стороны конструкции. При качественно откалиброванном значении γ_{Rd} в выражении (6) появляется возможность логично скорректировать излишние запасы со стороны существующих конструкций и таким образом устранить отмеченные в [9] противоречия между результатом расчета конструкции по нормам, свидетельствующим о ее перегрузке, и ее фактическим хорошим состоянием. Таким образом, сблизятся результаты такого расчета с результатами, полученными полностью вероятностными методами (например, методами статистического моделирования), особенно если в них учесть статистическую изменчивость большего числа переменных параметров, чем это обычно принимается. Очевидно, что при калибровке только одного коэффициента безопасности сечения (конструкции) γ_{Rd} алгоритм калибровки будет упрощен и разброс результатов будет меньше, чем при традиционном подходе. Необходимо учитывать также тот факт, что при прочих равных условиях надежность конструкции (например, балки) при переменной эпюре моментов (например, треугольной) будет ощутимо выше, чем при постоянной, т.к. опять же вероятность совпадения минимальных характеристик материалов и максимального значения усилия в первом случае меньше чем во втором. Выражение (6) может быть использовано и для расчета нелинейно деформируемых стержневых систем, где несущая способность (предельная нагрузка по прочности или устойчивости) определяется с использованием в расчетных моделях нормативных характеристик материалов и затем окончательно вводится общий коэффициент запаса. Большой опыт про-

ектирования с использованием данного подхода был наработан в СССР при проектировании типовых каркасов промышленных зданий [14].

Таким образом, регулировать надежность конструкций в целом также более удобно и логично калибровкой одного единственного коэффициента γ_{Rd} , а не модификацией коэффициентов безопасности "по материалу", которые, как уже отмечено, для железобетонных конструкций не имеют четкого физического смысла. В связи с вышеизложенным не вполне корректными представляются детально-регламентированные приложениям А к нормам [2] предложения по снижению коэффициентов γ_{mi} для бетона и арматуры в зависимости от уровня контроля за производством железобетонных конструкций и тем более в зависимости от известной конкретной изменчивости геометрических параметров сечений. Высокая стабильность свойств материалов обычно учитывается тем, что для получения гарантированной прочности (класса) материала при производстве корректируют в сторону уменьшения его среднюю прочность. Интегральный учет уровня контроля за производством или за эксплуатацией при проектировании или обследовании корректировкой коэффициента γ_{Rd} также более логичен, чем корректировкой коэффициентов безопасности бетона и арматуры. Следует иметь в виду, что зарубежные предложения по конкретному учету изменчивости исходных параметров в формулах при проектировании основаны на статистических данных, полученных в условиях высокой культуры производства, и неприемлемы в наших условиях. С другой стороны, неверной представляется сложившаяся у нас идеология обеспечения геометрической точности в строительстве. Значения технологических допусков на изготовление и монтаж конструкций установлены в отечественных стандартах в несколько раз меньше, чем за рубежом, в полном отрыве от реальных возможностей конкретных производств и, соответственно, практически не контролируются и не регулируются. Номинальные размеры назначены в типовых сериях или индивидуальных проектах исходя из прочностных расчетов, принципов унификации, архитектурных соображений и т.д., но не подтверждены расчетом точности сборки здания, который, кстати, регламентирован действующими НТД. В результате, в натуре повсеместно не соблюдаются установленные функциональные допуски на геометрическую точность монтажа конструкций, например, на такой параметр, как глубина площадок опирания плит покрытия на стропильные фермы. Данные узлы постоянно приходится усиливать. В системе стандартов ISO номинальные размеры конструкций являются результирующим параметром, назначаемым в проекте на основе расчета геометрической точности, выполняемого с учетом реальных, гарантированных производителем допусков на изготовление и монтаж.

Таким образом, предлагается использовать общую запись для определения расчетного сопротивления сечения (конструкции) в нормах,

как для проектирования, так и для оценки существующих конструкций вида (6), но в несколько скорректированной форме:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R\{\eta_i X_{ki}; a_{nom}\}, \quad (7)$$

где в скобках задействованы, наряду с номинальными геометрическими параметрами (a_{nom}), гарантированные, статистически контролируемые нормативные сопротивления материалов X_{ki} вместе с коэффициентами условий работы η_i , учитывающими конкретные особенности условий работы материалов, не поддающиеся на данном этапе развития теории расчета аналитическому описанию. Коэффициент безопасности конструкций γ_{Rd} может в мультипликативной форме интегрально учитывать изменчивость геометрических характеристик (γ_h); неточность расчетной модели (γ_{mod}); коэффициент сочетания материалов (ψ_R); коэффициент γ_t , интегрально учитывающий гарантированный уровень контроля за производством изделий (но не материалов!) или эксплуатации, а также корректирующий коэффициент γ_c , обеспечивающий требуемую общую надежность конструкции (окончательно калибруемая часть коэффициента γ_{Rd}):

$$\gamma_{Rd} = \gamma_h \gamma_{mod} \gamma_t \psi_R \gamma_c. \quad (8)$$

Коэффициент ψ_R по смыслу должен быть переменным и иметь значения $\psi=1$ при центральном сжатии или растяжении, а для других напряженных состояний (с градиентом напряжений и т.п.), где взаимодействие бетона и арматуры в обеспечении общей надежности конструкции приобретает достаточно сложные формы, значения ψ_R должны быть меньше 1. Продуманная калибровка коэффициента γ_c позволит сблизить результаты полuverоятностного и полностью вероятностного методов расчетов, "снять" существующие противоречия, возникающие при диагностике конструкций, и избежать достаточно надуманной (в свете изложенных выше соображений) модификации частных коэффициентов безопасности по материалам в процессе обследования, предлагаемой в работе [5].

При расчете существующих конструкций учет фактической изменчивости свойств не абстрактной (проектируемой), а реальной конструкции, и на ее основе модификация параметров безопасности в практике обследования значительно затруднены чисто техническими сложностями. Специалисты по обследованию хорошо знают, что выполнить многократные (достаточные, для получения не слишком большой погрешности при статистической обработке) измерения многих параметров практически невозможно. Это относится, например, к высоте сечения плит перекрытий и покрытий, ригелей с опиранием плит на консоли (серии ИИ-60; ИИ-04; 1.020 и т.д.), к параметрам надпорного армирования неразрезных ригелей, к расположению арматуры при многорядном армировании,

к степени коррозии арматуры и деструкции бетона по глубине сечения, которые в различных ситуациях существенно отличаются по длине (высоте) элемента, и по разным плоскостям конструкции в зависимости от их "близости" к агрессивному воздействию и т.д. Практически невозможно проконтролировать качество ванной сварки в омоноличенных стыках и, соответственно, учесть реальную податливость узловых соединений конструкций и т.д.

Есть много не до конца решенных методических вопросов при определении прочностных характеристик бетона. Например, выпиливать достаточное количество кернов из конструкций покрытия технически не реально. При неразрушающих методах контроля (кроме известных условий, связанных с необходимостью их "привязки" к разрушающим испытаниям и т.д.) коэффициент вариации следует определять векторной суммой коэффициентов вариации показаний прибора и вариации самого метода [15]. При этом результирующее значение C_v получается достаточно большим и расчетное сопротивление может оказаться ниже нормируемого. Часто определить прочность бетона в сжатой зоне (а она может значительно отличаться от прочности в растянутой зоне) вообще технически невозможно, так как она скрыта сопрягаемыми конструкциями. Проблема еще и в том, что при обследовании мы получаем фактические данные на конкретную дату, а сделать достаточно объективный прогноз изменения прочностных, весовых, деформативных и других характеристик бетона, "пирога" ограждающих конструкций и т.п. весьма сложно. Например, весовые и теплотехнические характеристики утеплителя зависят от его влажности, которая может значительно изменяться в связи с естественным износом и несвоевременным ремонтом рулонного покрытия, его неконтролируемыми механическими повреждениями, что является обычным явлением в наших условиях. При наличии объективных данных об изменчивости достаточно большого количества параметров несложных конструкций при простых нагрузках в принципе возможна оценка их надежности на вероятностной основе, которая, однако, справедлива лишь на конкретную дату обследования. Методов обоснованного прогноза изменения надежности "на перспективу", пригодного для практического применения, пока не разработано.

Все это указывает на необходимость наличия достаточно большого запаса несущей способности конструкций для "непредвиденных обстоятельств", который в рамках полувероятностного метода расчета, используя запись вида (7), в отдельных случаях можно в небольших пределах регулировать коэффициентом безопасности сечения γ_{Rd} (с учетом, например гарантируемого владельцем уровня последующей эксплуатации), а не модификаций коэффициентов безопасности материалов. В частности, в нормах США [10] некоторая корректировка общего "коэффициента

запаса" сечения \varnothing допускается только в случае простейших напряженных состояний и при наличии полной объективной информации о геометрических параметрах сечений и прочностных характеристиках материалов. Следует изучить возможность некоторого снижения коэффициентов безопасности для отдельных нагрузок при расчете конструкций существующих зданий с учетом предполагаемого остаточного срока их службы.

В заключение можно привести мнение авторов [6], которые считают, что, не смотря на то, что некоторые специалисты склонны использовать различные значения коэффициентов безопасности при проектировании и обследовании железобетонных конструкций, в настоящее время по этому вопросу нет единого мнения и приемлемой методологии. В такой ситуации важнейшим условием принятия правильного решения при оценке пригодности существующей конструкции являются инженерный опыт и квалификация специалистов экспертной организации. Трудно не согласиться с этим суждением. Очевидно, что намеченная в Республике Беларусь на 2010 г. отмена лицензирования в области изысканий, проектирования и производства работ в строительной отрасли с туманными перспективами его замены сертификацией, по крайней мере не улучшит ситуацию с надежностью зданий и сооружений, особенно в условиях объявленного на 2010 г. перехода на Европейские нормы в строительстве. В условиях отсутствия реальной конкуренции и дефицита финансов при выборе подрядчика определяющим (как и сейчас) будет минимальная заявляемая стоимость работ, а не их качество. Безусловно, лучшее из заработанного за рубежом в обсуждаемой области (но не все подряд) следует использовать при совершенствовании нормативных и рекомендательных документов, обязательно соблюдая при этом осторожность и постепенность, тщательно изучая возможные последствия, не создавая при этом противоречий и сложностей в структуре действующей нормативной базы и учитывая реальные возможности потребителей норм при их практическом использовании с учетом специфики современного этапа.

Библиографический список

1. General principles on reliability for structures: - ISO 2394:1998(E). – Введ. 01.06.1998. – Geneve: International Organization for Standardization, 1998. – 82 p.
2. Eurocode-2. Design of concrete structures. Part 1. General rules and Rules for building: EN 1992-1:2001 (Final Draft). – Brussels: European Committee for Standardization, 2001, October. – 230 p.
3. Basis of structural design. Assessment of existing structures: ISO 13822:2001. – International Organization for Standardization. – 35 p.
4. Eurocode. Basis of structural design: EN 1990:2001. - Brussels: European Committee for Standardization, 2001. - 87 p.

5. CONTECVET: A validated user's manual for assessing the residual service life of concrete structures. – GEOCISA, 2004. - 205 p.
6. Strength Evaluation of Existing Concrete Buildings: ACI 437R-91 – ACI committee 1997. – 437 c.
7. Тур В.В., Пецольд Т.М. Зарубежный опыт оценки технического состояния существующих железобетонных конструкций // Строительная наука и техника. – 2006. - №2. – С. 17-21.
8. Пецольд Т.М., Тур В.В. и др. Обеспечение требований безопасности при проектировании железобетонных конструкций по нормам СНБ 5.03.01. "Конструкции бетонные и железобетонные"/Вестник БГТУ, Строительство и архитектура, 2002. - №1. – С. 49-564.
9. Многоуровневая система оценки надежности железобетонных конструкций эксплуатируемых зданий и сооружений / В.В. Тур, Т.М. Пецольд, В.В. Малыхо, Д.М. Марковский // Строительная наука и техника. -2007. - №4. С. 4-19.
10. ACI Committee 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318 R-02), American Concrete Institute, Formington Hills, Mi, 2002, - p. 444.
11. Faber M., Sorensen J. Reliability Based Code Calibration. Paper for JCSS. Aalborg University, 2002. - p. 1-17.
12. Ditlevesen O., Madsen H. Structural Reliability Methods. Technical University of Denmark. July 2005. 345 p.
13. Holicky M., Markova J. Calibration of Reliability Elements for a Column. JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration. Clokner Institute STU in Prague. -2002. -p. 1-13.
14. Васильев Б.Ф., Роземблум А.Я. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий (расчет и конструирование). – М.: Стройиздат, 1974. - С.258.
15. Правила обследования несущих строительных конструкций, СП 13-102-2003, Госкомитет РФ по строительству и жилищно-коммунальному комплексу (Госстрой России) М.: -2004. - с.27.
16. Probabilistic Model Code (12th Draft). Part 1 – Basis of Design: - Joint Committee of Structural Safety – JCSS-OSTL/DIA/VROU – 10-11-2000. – 57 p.
17. Sorensen J., Calibration of Partial Safety Factors in Danish Structural Codes. JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration. University of Alborg. 2000. p. 1-9.