

Екатерина Леонардовна КОРШУН,
кандидат технических наук,
доцент кафедры "Железобетонные
и каменные конструкции"
Белорусского национального
технического университета

Александр Евгеньевич ШИЛОВ,
кандидат технических наук,
доцент кафедры
"Железобетонные
и каменные конструкции"
Белорусского национального
технического университета

Владимир Георгиевич КАЗАЧЕК,
доктор технических наук,
профессор,
главный научный сотрудник
ГП "Институт НИПТИС им. Атаева С. С."

Дмитрий Владимирович ШАШОК,
главный конструктор ОАО "Апрель ДЕКО"

СОВЕРШЕНСТВОВАНИЕ НОРМИРУЕМЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОЛОНН ПРИ РАЗЛИЧНЫХ СХЕМАХ НАГРУЖЕНИЯ

CONCRETE COLUMNS UNDER DIFFERENT LOAD COMBINATIONS. IMPROVEMENTS FOR THE NORMATIVE METHOD OF ANALYSIS

В статье рассматривается наиболее рациональный путь совершенствования методов проектирования каркасных систем как разумное сочетание различных методов расчета железобетонных колонн. Это поэтапное уточнение норм в части рекомендаций по расчету сложных стержневых систем с использованием компьютерного моделирования на основе точных методов расчета.

The paper demonstrates that sound combination of various methods of designing reinforced concrete columns is the most rational way of improving methods for designing frame systems. This is step-by-step specification of norms in respect of recommendations on computation of complex bar systems on the basis of computer simulation employing precise computation methods.

ВВЕДЕНИЕ

Повышение надежности проектирования высотных каркасов должно быть достигнуто за счет разработки и совершенствования точных методов расчета, рассматривающих здания как единую физически и геометрически нелинейную систему. В исследованиях, проводимых в БНТУ, развиваются подходы, основанные на шаговом методе последовательных нагружений применительно к металлическим и железобетонным стержневым системам [1–3]. Однако реальное проектирование с использованием точных методов расчета на данном этапе затруднено в силу объективных причин. Эти методы пока следует рассматривать как эталонные, экспертные, в сочетании с нормируемыми подходами, приближенно учитывающими нелинейные свойства конструкций, с использованием существующего программного обеспечения. Разумное сочетание обоих подходов, поэтапное уточнение норм в части рекомендаций по расчету сложных стержневых систем с использованием компьютерного моделирования на основе точных методов расчета — наиболее рациональный путь совершенствования методов проектирования каркасных систем.

Известно, что нормы бывшего СССР не учитывают влияния схемы нагружения на значения расчетных изгибающих моментов в элементах каркасов с учетом продольного изгиба. Развивающие их пособия содержат некоторые расширительные рекомендации для отдельных проектных ситуаций, которые, однако, не подкреплены экспериментальным или теоретическим обоснованием и также не учитывают влияние схемы нагружения.

Отдельными исследованиями выявлено, что схема нагружения (форма эпюры моментов) по длине колонны оказывает влияние на ее несущую способность (при прочих равных условиях), так как значения дополнительных прогибов от силы N и характер распределения момента M по длине зависят от формы эпюры M . В действующих нормах США для учета этих особенностей использован достаточно упрощенный прием, основанный

на введении понижающего коэффициента C_m к значению коэффициента увеличения момента η , определенному для основной схемы нагружения (шарнирно-закрепленный по концам сжатый стержень, нагруженный равными концевыми моментами одного направления). При такой схеме места максимального момента и прогиба совпадают.

К сожалению, строго научного и комплексного экспериментального обоснования предлагаемых эмпирических зависимостей применительно к железобетонным конструкциям в научно-технической литературе авторами не найдено. В то же время очевидно, что ярко выраженная физическая нелинейность деформирования железобетона не может не сказаться на особенностях проявления геометрической нелинейности деформирования каркасов, так как не учет этих явлений в расчетах приводит к существенному перерасходу материалов, что сказалось при разработке СНБ 5.03.01 [4].

Однако исследования, проведенные точными методами расчета, показывают, что требуется дальнейшее совершенствование нормируемых методов расчета колонн в составе каркасов зданий, так как существующие рекомендации не всегда с необходимой достоверностью отражают особенности нелинейного поведения смещаемых или несмещаемых стержневых железобетонных систем с гибкими элементами.

ИССЛЕДОВАНИЕ РАБОТЫ СТОЕК С ШАРНИРНЫМ ЗАКРЕПЛЕНИЕМ НЕСМЕЩАЕМЫХ ОПОР

С использованием изложенных в [1–3] подходов совершенствование нормируемого метода расчета выполняли поэтапно. На первом этапе рассматривали отдельные стойки с несмещаемыми опорами. Анализировали характер изгиба по длине стоек с ростом нагрузки при различных схемах нагружения и условиях закрепления концов. Сопоставляли результаты численных исследу-

дований точным методом с расчетами несущей способности нормируемым методом. После его корректировки и уточнения для отдельных стоек выполняли аналогичные исследования простых и сложных смещаемых и несмещаемых рам.

Покажем результаты проведенного анализа для шарнирно-закрепленных стоек, загружаемых по трем схемам (рис. 1). Рассматривалось несколько вариантов расчета стоек с помощью коэффициента увеличения момента η . Недостатком подхода, рекомендуемого нормами США, является то, что он разработан и (в основном) предназначен для стоек, загружаемых опорными моментами без поперечной нагрузки, а влияние формы эпюры моментов на расчетное значение параметра η учитывается эмпирическим коэффициентом C_m .

Для случая с поперечной нагрузкой нормы ASI-318 рекомендуют принимать $C_m = 1,0$ вне зависимости от величины и схемы поперечной нагрузки. Очевидно, что при этом для стоек данного, достаточно распространенного класса (крановые колонны, колонны многоэтажных зданий, воспринимающие нагрузки в пролете от стеновых панелей, ветра, подпора грунта в подвальных помещениях, технологические поперечные нагрузки и т. п.) в расчетах таким способом при наличии далее небольшой поперечной нагрузки ($C_m = 1$) резко возрастают расчетные моменты по сравнению со схемой без поперечной нагрузки ($C_m < 1$). Для устранения этого недостатка в СНБ 5.03.01 [4] при любой схеме нагружения расчетные моменты для колонны определяются как большее из двух значений: $M_{on} \cdot \eta_{on} \cdot C_m \geq M_{on}$ и $M_{np}^{max} \cdot \eta_{np}$, где M_{np}^{max} — максимальный момент в пределах средней трети длины колонны; η_{np} — коэффициент, соответствующий максимальному моменту.

Расчет несущей способности колонн с учетом данных положений показал неплохую сходимость с точным расчетом, в том числе и для случаев с поперечной нагрузкой, которые в данной статье не рассматриваются. Тем не менее, как и в нормах США, фактическая эпюра моментов по длине колонны в предельной стадии с учетом деформированного состояния при таком подходе остается неизвестной, и место расчетного (максимального) момента четко не определено. Поэтому авторы предлагают усовершенствованный подход, который на примере шарнирно закрепленных стоек иллюстрирует рис. 2.

В любой точке по длине колонны полное значение изгибающего момента по длине определяют умножением упругого момента на коэффициент η , эпюры распределения которого зависят от условий закрепления. Кроме того, необходимо учитывать, что в СНБ 5.03.01 [4], по аналогии со СНиП 2.03.01* [5], величина критической силы N_c зависит от упругого момента в рассматриваемом сечении. Поэтому на границах средней трети длины колонны значение η необходимо вычислять по соответствующим упругим моментам, а в сечениях, расположенных в пределах крайних третей, определять по интерполяции вплоть до опорных сечений, принимая в них $\eta = 1$ при шарнирном закреплении концов (см. рис. 2), а при защемлении одного из концов — постоянное значение $\eta > 1$ по всей длине рассматриваемой трети длины колонны. Такой подход наряду с изложенными выше преимуществами позволяет, зная расчетную эпюру моментов в предельном состоянии, обоснованно назначать места обрыва рабочих стержней, строить эпюры материалов и т. д.

Построенные таким способом эпюры моментов по длине рассчитанных шарнирных стоек в предельной

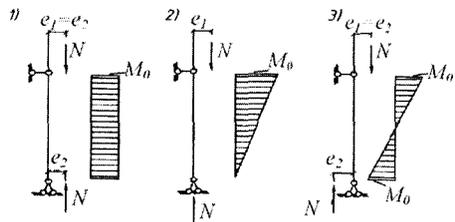


Рис. 1. Схемы загрузки стоек:
1 — основная схема;
2 — схема с односторонним эксцентриситетом;
3 — схема с разнозначными равными эксцентриситетами

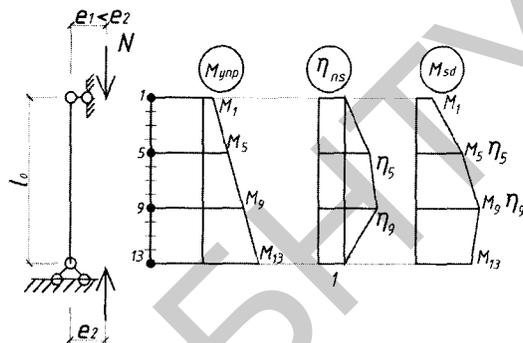


Рис. 2. Схема определения изгибающих моментов по длине колонны с учетом продольного изгиба на примере шарнирно закрепленной стойки (схема 1а)

стадии приведены на рис. 3 и 4, в целом, близки к эпюрам, полученным точным методом в момент потери устойчивости процесса деформирования. Рассмотрим, насколько точно выявленные закономерности оцениваются расчетом несущей способности колонны по нормам с использованием концепции "устойчивой" прочности, как влияют схемы загрузки на несущую способность колонн, определенную по уточненному нормируемому расчету, а также насколько результаты этих расчетов соответствуют точному (эталонному) методу.

Варьировались следующие параметры: гибкость $\lambda = l_0/h = 10; 25; 40; 60$; эксцентриситет $e_0/h = 1/3; 2$ и процент армирования $\mu = 0,2 \%; 2,0 \%$. Размеры сечения колонны приняты 40×40 см, арматура класса S500, бетон класса по прочности на сжатие $C^{26}/_{30}$.

Был выполнен полный факторный эксперимент с перебором всех вариантов сочетания указанных параметров. На рис. 3 и 4 приведены усилия и относительные моменты по длине колонны при предельной нагрузке, определяемой потерей устойчивости или разрушением наиболее напряженного сечения по нелинейному и по уточненному нормируемому методам расчета.

Полученные данные позволили выявить определенную закономерности.

1. В основной схеме загрузки прогибы колонн при предельных нагрузках близки к синусоиде. Их значения зависят от всех анализируемых параметров, но больше всего — от гибкости.

2. При схеме 2, рис. 1 (с треугольной начальной эпюрой моментов) при прочих равных условиях несущая способность значительно выше, чем при схеме 1, рис. 1 (на 25%–70%). Эпюра прогибов по длине несимметричная и место максимального момента расположено на расстоянии $(0,1-0,5)l$ от опоры с начальным моментом в зависимости от конкретного сочетания начальных параметров. Меньшие значения наблюдаются при больших начальных эксцентриситетах ($2h$) и малых процен-

тах армирования. Эпюра изгибающих моментов близка к треугольной (т. е. максимальный момент практически равен опорному) при малых гибкостях ($\lambda = 10$) и, что интересно, при больших гибкостях ($\lambda = 40$) в сочетании в большими эксцентриситетами, а при гибкости $\lambda = 60$ — в сочетании с большим эксцентриситетом ($e_0 = 2h$) и малым процентом армирования $\mu = 0,2\%$. Это, в последних отмеченных случаях, обусловлено небольшим абсолютным значением предельной нагрузки N , что в значительной мере компенсирует рост эффектов геометрической нелинейности с увеличением гибкости. Важно, что наибольшее отличие фактических эпюр моментов от линейных имеет место в элементах со средней ($\lambda = 25$) и, частично, с повышенной ($\lambda = 40$) гибкостью, где точка максимального момента смещается в пролет чуть ли не до середины высоты, и при этом пролетный момент до двух раз превышает опорный. Схема 1а, рис. 2 (с неравными концевыми эксцентриситетами) занимает промежуточное положение между схемой 1 и схемой 2 (см. рис. 1) как по характеру деформирования под нагрузкой, так и по значению несущей способности (при прочих равных условиях). Эффекты, отмеченные для схемы 2 (см. рис. 1), проявляются и в схеме 1 (см. рис. 1), но еще существеннее. Так, при $\lambda = 10$, $\mu = 2\%$, $e_0 = h/3$ максимальный изгибающий момент в стадии разрушения наблюдается приблизительно в середине пролета, а не у опоры. В схеме 2 (см. рис. 1) такое явление имеет место, только начиная с гибкости $\lambda = 25$.

3. При схеме 3 (см. рис. 1) повышение несущей способности по сравнению со схемой 1 (см. рис. 1) еще более значительно (30%–250%). Характер влияния переменных параметров подобен схеме 2 (см. рис. 1). Однако, учитывая косимметричную эпюру прогибов и моментов, характер проявления эффектов геометрической нелинейности более четкий. При малых ($\lambda = 10$) и средних ($\lambda = 25$) гибкостях эпюры моментов близки к линейным, и опорный момент при предельных нагрузках остается максимальным. При высоких ($\lambda = 40$) и очень высоких гибкостях ($\lambda = 60$) эпюры ощутимо искривляются, и моменты на приопорных участках длины (0,05–0,15) могут быть примерно равны, но также не превышают опорных.

В таблице 1 представлены данные, характеризующие влияние схемы загрузки на несущую способность рассчитанных точным методом колонн для всех вариантов сочетаний их расчетных параметров. Значение коэффициента k представляет отношение несущей способности колонн, испытанных (рассчитанных) при схемах 2 и 3 (см. рис. 1) загрузки, к несущей способности, рассчитанной по основной схеме 1 (см. рис. 1). Для значений k в таблице 1: верхняя цифра — для схемы 1а, рис. 2 (с неравными концевыми эксцентриситетами), средняя — для схемы 2 (см. рис. 1), нижняя — для схемы 3 (см. рис. 1).

Анализ данных, представленных в таблице 1, позволяет сделать следующие выводы:

— влияние схемы загрузки возрастает с увеличением гибкости почти для всех ситуаций;

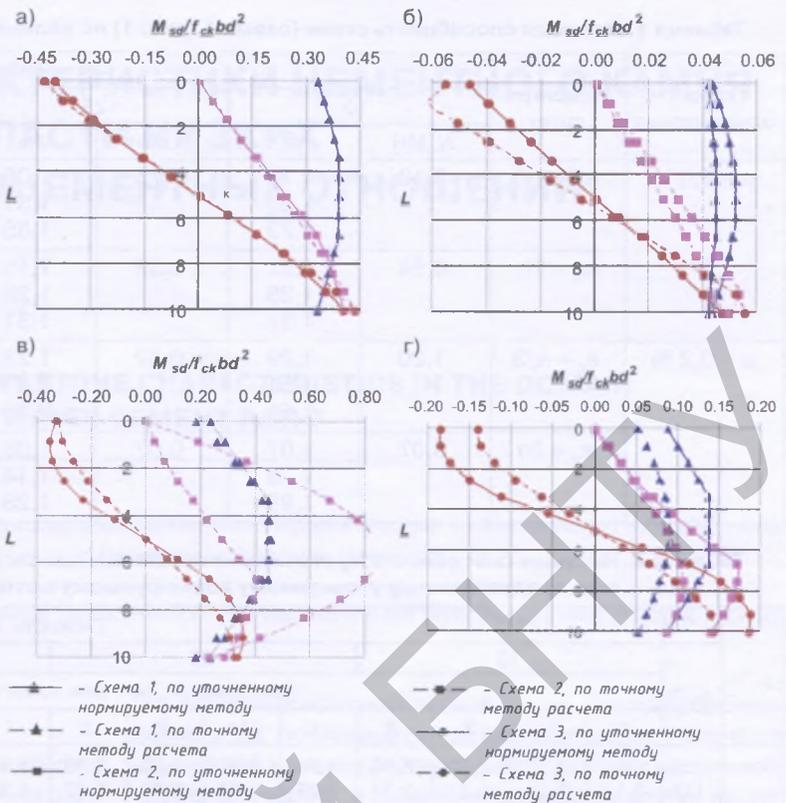


Рис. 3. Графики изменения относительных моментов по высоте колонны для трех схем загрузки при гибкости $\lambda = 25$:
 а — при $\mu = 2,0\%$, $e_0 = 2h$ м;
 б — при $\mu = 0,2\%$, $e_0 = 2h$ м;
 в — при $\mu = 2,0\%$, $e_0 = h/3$ м;
 г — при $\mu = 0,2\%$, $e_0 = h/3$ м

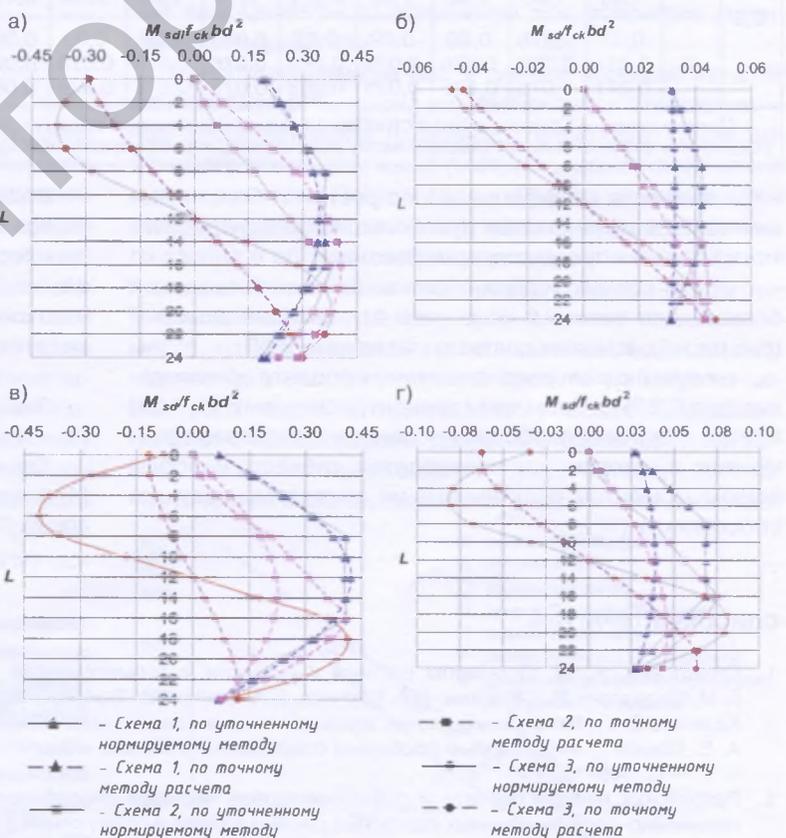


Рис. 4. Графики изменения относительных моментов по высоте колонны для трех схем загрузки при гибкости $\lambda = 60$:
 а — при $\mu = 2,0\%$, $e_0 = 2h$ м;
 б — при $\mu = 0,2\%$, $e_0 = 2h$ м;
 в — при $\mu = 0,2\%$, $e_0 = h/3$ м;
 г — при $\mu = 2,0\%$, $e_0 = h/3$ м

Таблица 1. Несущая способность стоек (схема 1, рис. 1) по нелинейному расчету и значение коэффициента k

Процент армирования	Эксцентриситет	Гибкость $\lambda = l/h$							
		10		25		40		60	
		$N, \text{МН}$	k	$N, \text{МН}$	k	$N, \text{МН}$	k	$N, \text{МН}$	k
$\mu = 2,0 \%$	$e_0 = h/3$	3,10	1,13	1,75	1,08	1,10	1,04	0,66	1,06
			1,23		1,31		1,13		1,29
			1,23		1,85		1,61		1,88
	$e_0 = 2h$	0,58	1,21	0,52	1,15	0,42	1,21	0,32	1,16
			1,25		1,25		1,41		1,50
			1,31		1,31		1,50		2,10
$\mu = 0,2 \%$	$e_0 = h/3$	1,20	1,29	0,52	1,23	0,36	1,22	0,27	1,24
			1,51		1,41		1,50		1,71
			1,61		2,35		2,60		2,42
	$e_0 = 2h$	0,07	1,07	0,07	1,08	0,06	1,06	0,05	1,08
			1,28		1,14		1,16		1,40
			1,28		1,28		1,33		1,40

Таблица 2. Несущая способность N_u стоек по четырем схемам загрузки по точному (нелинейному) расчету и по предлагаемому уточненному нормируемому методу расчета

$\mu, \%$	e_0/h	Гибкость λ															
		10				25				40				60			
		Значение $N_u, \text{МН}$, для номера расчетной схемы															
		1	1a	2	3	1	1a	2	3	1	1a	2	3	1	1a	2	3
2,0	1/3	3,1	3,35	3,80	3,80	1,75	1,90	2,25	3,20	1,10	1,15	1,25	1,80	0,66	0,70	0,74	1,161
		3,17	3,37	3,37	3,37	2,27	2,48	2,78	3,27	1,30	1,43	1,58	1,91	0,674	0,694	0,715	0,754
		3,17	3,37	3,37	3,37	2,27	3,11	2,75	3,11	1,30	1,59	1,48	1,59	0,674	0,798	0,715	0,754
	2	0,58	0,7	0,70	0,70	0,52	0,60	0,66	0,70	0,420	0,51	0,60	0,64	0,32	0,37	0,46	0,62
		0,63	0,651	0,65	0,65	0,535	0,636	0,65	0,65	0,426	0,49	0,57	0,648	0,299	0,353	0,374	0,468
		0,63	0,651	0,65	0,65	0,502	0,643	0,578	0,65	0,426	0,653	0,57	0,648	0,299	0,493	0,374	0,438
0,2	1/3	1,20	1,55	1,80	1,80	0,52	0,64	0,86	1,48	0,36	0,44	0,56	0,92	0,27	0,335	0,42	0,61
		1,56	1,80	1,80	1,80	0,852	1,06	1,34	1,80	0,464	0,559	0,688	0,968	0,251	0,271	0,294	0,335
		1,56	1,80	1,80	1,80	0,852	1,16	1,26	1,54	0,464	0,713	0,688	0,712	0,251	0,318	0,294	0,332
	2	0,07	0,075	0,09	0,09	0,07	0,066	0,08	0,09	0,060	0,064	0,07	0,08	0,05	0,054	0,07	0,07
		0,071	0,076	0,076	0,076	0,068	0,076	0,076	0,076	0,063	0,075	0,076	0,076	0,051	0,063	0,078	0,076
		0,071	0,076	0,076	0,076	0,068	0,076	0,076	0,076	0,063	0,076	0,076	0,076	0,051	0,076	0,076	0,076

Примечание — Первая цифра в столбце для каждой расчетной схемы — значения N_u , определенные по нелинейному расчету, в середине — определенные по предлагаемому уточненному нормируемому методу расчета, последняя — определенные по СНБ 5.03.01 [4].

— значения коэффициента k с ростом гибкости увеличиваются интенсивнее при больших эксцентриситетах и меньших процентах армирования;

— при прочих условиях значения коэффициента k больше для схемы 3 (см. рис. 1), чем для схемы 2 (см. рис. 1), и может достигать величины 2,60;

— случай с малыми значениями процента армирования ($\mu = 0,2 \%$) и большими эксцентриситетами ($e_0 = 2h$) близки к случаям слабоармированных изгибаемых элементов, в которых, как оказывается, гибкость и форма эпюры моментов практически не влияют на несущую способность (N_u).

В коротких элементах при небольших нагрузках появляется текучесть растянутой арматуры и исчерпывается прочность, а в гибких — на начальных этапах загрузки, вне зависимости от схемы загрузки, резко снижается жесткость и происходит потеря устойчивости с практически одновременным появлением текучести арматуры.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Как следует из данных таблицы 2, расчет по нормам [4] с предлагаемыми уточнениями дает в целом достаточно близкие к точному методу расчета результаты.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

- Сидорович, Е. М. Принципы расчета физически и геометрически нелинейных железобетонных стержневых систем / Е. М. Сидорович, В. Г. Казачек, А. А. Крючков, Е. А. Чистяков // Вопросы строительства и архитектуры. — 1986. — № 15. — С. 32–36.
- Казачек, В. Г. Нелинейный расчет железобетонных рам с различными схемами армирования / В. Г. Казачек, Е. Л. Коршун, А. Е. Шилов // Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: тр. Междунар. конф. — Минск, 1997. — Т. 1, ч. 1. — С. 148–155.
- Разработка метода расчета и оценки резервов несущей способности и долговечности проектируемых и существующих нелинейно-деформируемых каркасных систем зданий и сооружений с предложениями по совершенствованию нормативных документов в данной отрасли: сб. науч. тр. II Междунар. науч.-практ. семинара по реализации задач ГПОФИ "Строительство и архитектура", Минск, 19–21 сентября 2007 г., в 3 т. / В. Г. Казачек, Д. В. Шашок, Е. Л. Коршун; под ред. Б. М. Хрусталева, С. Н. Леоновича. — Минск: БНТУ, 2007. — Т. 1. — С. 132–148.
- Бетонные и железобетонные конструкции: СНБ 5.03.01-02. — Введен 01.07.2003. — Минстройархитектуры, 2003. — 144 с.
- Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01-84*. — Введен 01.01.1986.

Статья поступила в редакцию 31.01.2011.