

**ПОВЫШЕНИЕ КАЧЕСТВА ПОДГОТОВКИ СТУДЕНТОВ  
СПЕЦИАЛЬНОСТИ «ПРОМЫШЛЕННОЕ  
И ГРАЖДАНСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»**  
(г. Минск, БНТУ — 24.05.2011)

УДК 624.04.012.45

**РАСЧЕТ ГИБКИХ СЖАТЫХ ЭЛЕМЕНТОВ С УЧЕТОМ  
ПРОДОЛЬНОГО ИЗГИБА ПО НОРМАМ РАЗНЫХ СТРАН**

*ШИЛОВ А.Е., МИРНЫЙ Д.А.*

Белорусский национальный технический университет  
Минск, Беларусь

***ВВЕДЕНИЕ***

Руководствуясь решением Главы государства, а также постановлением Совета Министров Республики Беларусь “О приведении в соответствие с Европейскими нормами и стандартами национальных технических правовых актов” в области строительства с 01.01.2010 на территории РБ введена в действие Белорусская редакция EN 1992-1-1 “Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций” [2]. Особенность нынешней ситуации заключается в том, что в настоящее время одновременное действие вышеуказанных двух нормативных документов по проектированию ЖБК узаконено информационным письмом Министерства архитектуры и строительства РБ от 12.03.2010. Следует отметить, что многие положения по расчету ЖБК достаточно гармонизированы, однако и есть определенные различия, в частности, по вопросу учета продольного изгиба при расчете гибких сжатых железобетонных элементов. Авторами статьи сделана попытка анализа положений [1] и [2], а также сопоставления результатов расчета с учетом влияния продольного изгиба для центрально-нагруженной железобетонной колонны при варьировании гибкости и величин продольных сил, а также для

внецентренно-нагруженной железобетонной колонны при варьировании величин продольных и поперечных нагрузок. Для более полной объективности выполнен анализ учета продольного изгиба для вышеуказанных расчетных варьируемых ситуаций по СП 52-101-2003 [3] и Пособия к СП 52-101-2003 [4]. Таким образом, результатом выполненной работы явилось сопоставление положений нормативных документов [1], [2], [3], [4] по учету продольного изгиба, что является в настоящее время актуальным и достаточно проблемным вопросом.

*Анализ учета влияния продольного изгиба по СП 52-101-2003, Пособию к СП 52-101-2003, СНБ 5.03.01-02, ТКП EN 1992-1-1-2009 для центрально-нагруженной колонны при варьировании гибкости и величин продольных сил.*

В качестве базового варианта была принята колонна многоэтажного здания со следующими параметрами: высота в свету 4 м; сечение 400x400 мм; бетон класса C20/25; арматура класса S400; интенсивность переменной нагрузки 1,2 кПа. Расчетная схема колонны приведена на рис. 1.

Варьировались следующие параметры: высота в свету 4, 6, 8 м; интенсивность переменной нагрузки 1,2, 1,5, 1,8 кПа. Результаты расчетов приведены на рис. 2 и 3.

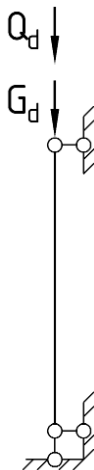


Рис. 1 Расчетная схема колонны многоэтажного здания

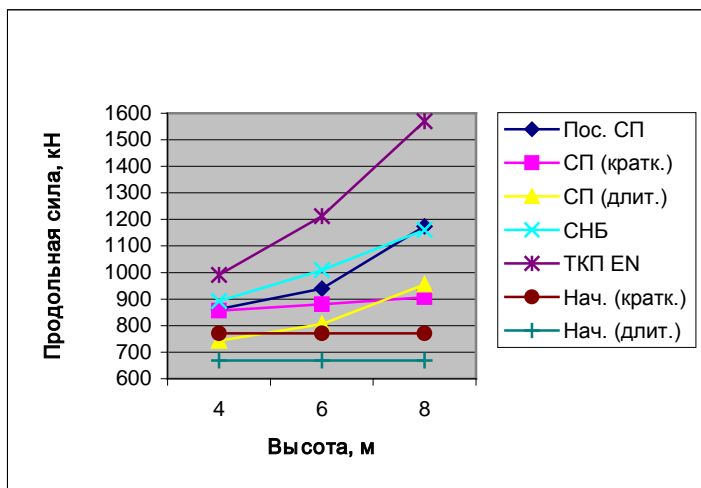


Рис. 2. Зависимость между высотой центрально-нагруженной колонны и величиной продольной силы при учете продольного изгиба

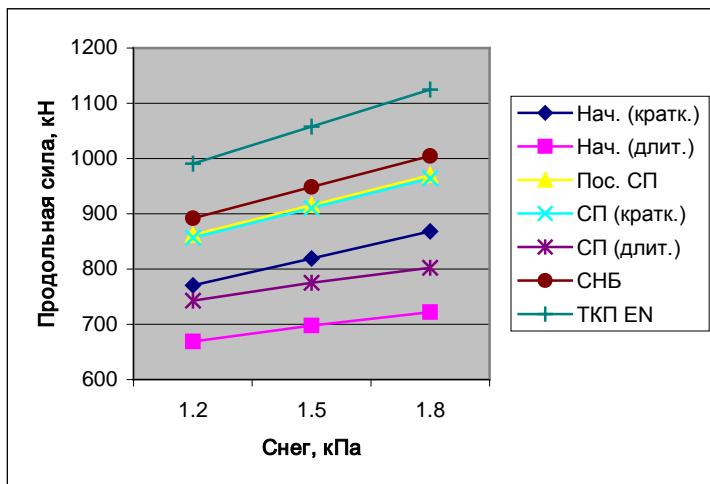


Рис. 3. Зависимость между интенсивностью переменной нагрузки на центрально-нагруженную колонну и величиной продольной силы при учете продольного изгиба

Анализ результатов позволяет сделать следующие выводы:

1) При изменении высоты колонны и неизменной величине нагрузки наиболее резкое увеличение внутреннего усилия получается при расчете по ТКП EN (28,54%, 57,25%, 103,73%), наименьшее – по СП (11,11%, 14,29%, 17,65%). При этом следует помнить, что в ТКП EN, в отличие от СП и СНБ, не содержится отдельной методики расчета центрально-сжатых элементов, а имеется общий порядок расчета. Поэтому приведенные для ТКП EN данные отражают увеличение изгибающего момента, разделенного на эксцентриситет для приведения к продольной силе. Таким образом, по ТКП EN даже для центрально-сжатых элементов на проверку армирования будет влиять совместное действие увеличенного изгибающего момента и продольной силы.

2) При изменении высоты колонны на расчет по СП 52-101-2003 значительное влияние оказывает характер переменной нагрузки (кратковременная или длительная), т.к. от этого зависит величина коэффициента  $\varphi$ . При учете нагрузки как длительной расчет по СП дает большее увеличение внутреннего (11,11%, 20,48%, 42,86%), чем при учете нагрузки как кратковременной (11,11%, 14,29%, 17,65%). При этом следует отметить, что при определенных условиях даже при уменьшенной величине длительной нагрузки по сравнению с кратковременной, учет продольного изгиба дает конечное усилие для длительной нагрузки большее, чем для кратковременной. Так, для длительной нагрузки начальное продольное усилие в 668,54 кН дает увеличение до 955,057 кН, тогда как для кратковременной нагрузки эти значения составляют 770,74 кН и 906,75 кН соответственно. Расчет по пособию к СП дает большее увеличение продольного усилия (11,82%, 21,92%, 52,37%), при этом для определения коэффициента  $\varphi$  достаточно знать отношение усилия от длительной нагрузки к полному усилию в сечении.

3) При изменении интенсивности переменной нагрузки наибольшее увеличение внутреннего усилия получается при расчете по ТКП EN (28,54%, 29,10%, 29,63%), наименьшее – по СП (11,11%, 11,11%, 11,11%). При этом необходимо отметить, что относительное изменение величины внутреннего усилия при расчете по каждому из нормативных документов практически постоянно, о чем свидетельствует параллельность графиков.

*Анализ учета влияния продольного изгиба по СП 52-101-2003, Пособию к СП 52-101-2003, СНБ 5.03.01-02, ТКП EN 1992-1-1-2009 для внецентренно-нагруженной колонны при варьировании величин продольных и поперечных сил.*

В качестве базового варианта была принята колонна крайнего ряда одноэтажного производственного здания (ОПЗ) со следующими параметрами: высота в свету 6 м, сечение 400x400 мм; бетон класса С20/25; арматура класса S400; интенсивность переменной продольной нагрузки (снег) 1,2 кПа; интенсивность переменной поперечной нагрузки (ветер) 0,23 кПа. Расчетная схема поперечной рамы ОПЗ приведена на рис.4. Статический расчет производился с применением ПК Лиры по недеформированной схеме.

Варьировались следующие параметры: интенсивность переменной продольной нагрузки (снег) 1,2, 1,5, 1,8 кПа; интенсивность переменной поперечной нагрузки (ветер) 0,23, 0,48, 0,73 кПа. Результаты расчетов приведены на рис. 5,6 и 7.

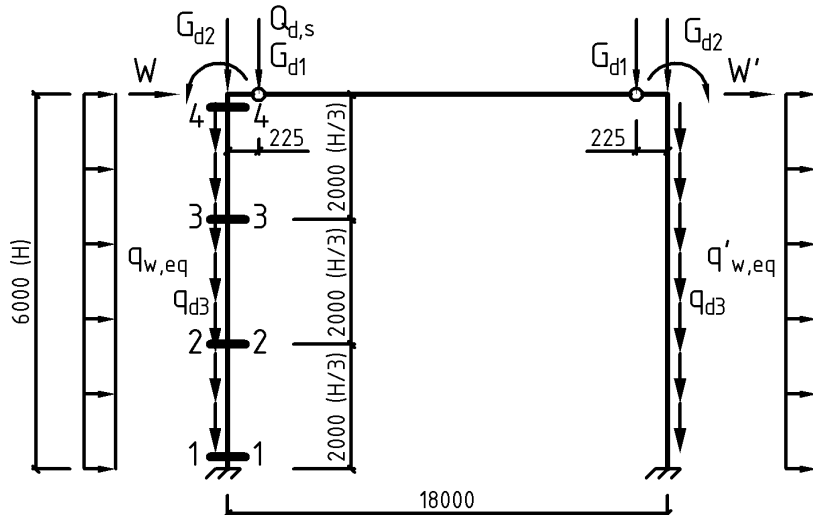


Рис. 4. Расчетная схема поперечной рамы ОПЗ

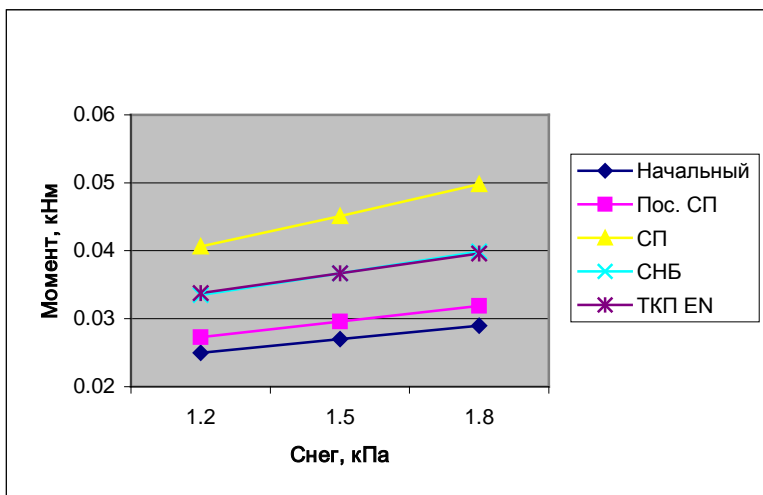


Рис. 5. Зависимость между интенсивностью переменной продольной нагрузки (снег) на внецентренно-нагруженную колонну и величиной изгибающего момента в сечении 2-2 при учете продольного изгиба

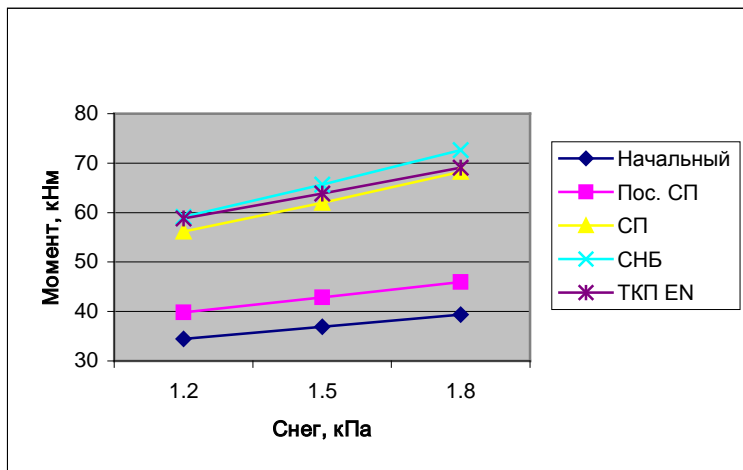


Рис. 6. Зависимость между интенсивностью переменной продольной нагрузки (снег) на внецентренно-нагруженную колонну и величиной изгибающего момента в сечении 3-3 при учете продольного изгиба

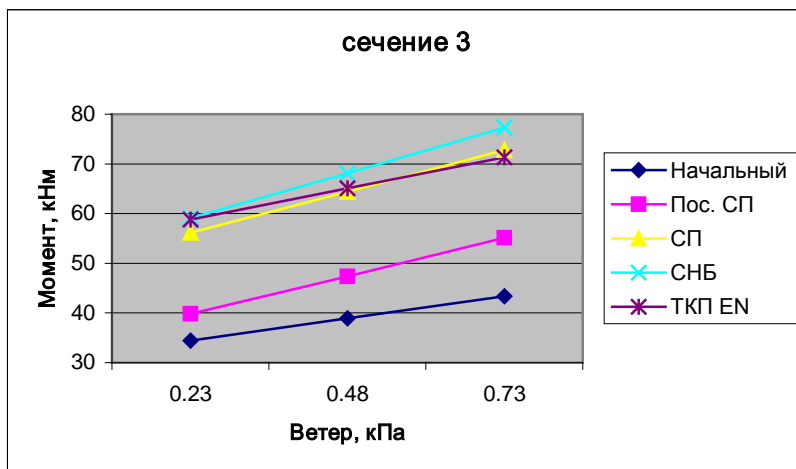


Рис. 7. Зависимость между интенсивностью переменной поперечной нагрузки (ветер) на внецентренно-нагруженную колонну и величиной изгибающего момента при учете продольного изгиба

Анализ результатов позволяет сделать следующие выводы:

1) При изменении интенсивности продольной переменной нагрузки наибольшее увеличение изгибающего момента для сечения 2-2 получается при расчете по СП (62,56%, 67,04%, 71,72%), наименьшее – по Пособию к СП (9,20%, 9,63%, 10,00%). Расчеты по СНБ (34,00%, 35,93%, 37,59%) и по ТКП EN (35,12%, 35,93%, 36,55%) дают практически одинаковые результаты. Для сечения 3-3 наибольшее увеличение изгибающего момента получается при расчете по СНБ (71,65%, 77,83%, 84,47%), наименьшее – по Пособию к СП (15,56%, 16,12%, 16,72%). Также для данного сечения результаты расчетов по ТКП EN (70,59%, 73,03%, 75,42%) и по СП (62,91%, 67,96%, 73,34%) близки к результатам расчета по СНБ. Следует отметить, что для расчета сечения 2-2 было выбрано сочетание без момента от горизонтальной нагрузки, а для сечения 3-3 – сочетание с моментом от горизонтальной нагрузки. Этим можно объяснить результаты расчета по Пособию к СП, поскольку при определении коэффициентов  $\eta_v$  и  $\eta_h$  принимались различные коэффициенты приведенной длины (0,7 для  $\eta_v$  и 1,5 для  $\eta_h$ ). Для расчетов по СП и СНБ был принят коэффициент 1,5, а для расчета по ТКП EN – 0,7. Из

этого следует, что при расчете по ТКП EN на величину критической силы заметное влияние оказывает определение жесткости сечения.

2) При изменении интенсивности поперечной переменной нагрузки наибольшее увеличение изгибающего момента получается при расчете по СНБ (71,65%, 75,06%, 78,35%), наименьшее – по Пособию к СП (15,56%, 21,72%, 27,13%). Также результаты расчетов по ТКП EN (70,59%, 67,32%, 64,58%) и по СП (62,91%, 65,42%, 67,97%) близки к результатам расчета по СНБ. Результаты расчета по Пособию к СП могут быть объяснены в данном случае небольшими величинами изгибающих моментов от горизонтальных нагрузок по сравнению с моментами от вертикальных нагрузок.

### ***ЛИТЕРАТУРА***

1. Конструкции бетонные и железобетонные. Нормы проектирования: СНБ 5.03.01.-02 / МАиС Республики Беларусь. – Минск, 2002.
2. ТКП EN 1992-1-1-2009 Еврокод 2. Проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила для зданий и сооружений / МАиС Республики Беларусь. – Минск, 2010.
3. Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры: СП 52-101-2003 / НИИЖБ Госстроя России. – М., 2004.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона без предварительного напряжения арматуры (к СП 52-101-2003) / ОАО ЦНИИ Промзданий. – М., 2005.
5. Васильев, Б.Ф. Железобетонные колонны одноэтажных производственных зданий / Б.Ф. Васильев, А.Я. Розенблюм. – М.: Стройиздат, 1974. – 198 с.
6. Коршун, Е.Л. Совершенствование нормируемых методов расчета железобетонных колонн при различных схемах нагружения / Е.Л. Коршун, А.Е. Шилов, В.Г. Казачек, Д.В. Шашок // Строительная наука и техника – Минск, 2011. – № 1(34).