

## Учет погрешности монтажа при расчете крупнопанельных зданий

*Д.т.н., профессор, заведующий кафедрой Н.И. Ватин;  
профессор В.Д. Кузнецов;  
соискатель Е.С. Недвига\**

*ФГБОУ ВПО Санкт-Петербургский государственный политехнический университет*

**Ключевые слова:** строительные конструкции; железобетонные конструкции; сборные железобетонные элементы; крупнопанельные здания и сооружения; погрешность монтажа; несоосность несущих конструкций; смещение и переломы осей элементов

Многоэтажные жилые дома – наиболее массовый вид строительства в крупных городах. Большая часть многоэтажной жилой застройки возводится из индустриальных строительных элементов, изготовленных на домостроительных комбинатах. Такие крупнопанельные многоэтажные здания из сборного железобетона имеют большое количество узловых сопряжений (стыков), которые в соответствии с принятой системой разрезки здания на элементы располагаются, как правило, в наиболее напряженных зонах. При этом на практике погрешности при устройстве стыков сборных элементов определяются следующими моментами:

- повышенная деформативность вследствие обмятия бетона по контактным поверхностям и трещинообразования, податливости сварных соединений арматуры и закладных деталей [1];
- неточности геометрических параметров в узлах сопряжения конструктивных элементов, т.е. снижение необходимой прочности и геометрической неизменяемости сооружения [2];
- многочисленные нарушения при монтаже сборных железобетонных конструкций, составляющие более 50% случаев от общего числа зарегистрированных нарушений в панельных зданиях [3]. При этом основное количество нарушений относится к реализации узлов сопряжения и опирания.

В связи с этим встает вопрос о необходимости учета погрешности монтажа сборных элементов в расчетной схеме при изучении напряженно-деформированного состояния системы.

### *Стыки в крупнопанельных зданиях*

Стены в крупнопанельных зданиях выполняют двоякую функцию: участвуют в пространственной работе и «собирают» с перекрытий нагрузку, передавая ее основанию. Несущие стены подавляющего большинства разновидностей крупнопанельных зданий проектируются с горизонтальными платформенными стыками панелей [4].

Опыт строительства и эксплуатации зданий повышенной этажности [5] ослабил некоторое недоверие к стыкам платформенного типа, но и подтвердил, что свобода монтажа, достигаемая при применении стыков этого типа, приводит к неизбежным нарушениям точности установки конструкций, разного вида случайным эксцентриситетам, которые, суммируясь с отклонениями, допускаемыми при изготовлении панелей, могут существенно повлиять на положение равнодействующей силового потока в стене [6].

В горизонтальном стыке происходит непосредственная передача на нижестоящую панель местной вертикальной нагрузки от перекрытий и всей вышележащей нагрузки от стеновой панели [7].

Начальные эксцентриситеты приложения нагрузки к стыку характеризуют неточность установки стеновых панелей (случайные эксцентриситеты), неравномерность опирания панелей при неодинаковой толщине плит перекрытий, естественную неоднородность материала стен и т. д.

Расчетные эксцентриситеты сжимающих усилий устанавливаются в процессе деформации стены в результате ее напряженного состояния. Именно эти эксцентриситеты необходимо вводить в расчет при проверке прочности отдельных стеновых панелей. Их величина зависит от начальных эксцентриситетов, от жесткости стеновых панелей и перекрытий, образующих стык, и от степени неравномерного обмятия раствора в зазорах стыка [8].

### *Погрешность монтажа*

Наличие отклонений от допустимых значений увеличивает трудоемкость работ и сроки монтажа, а главное, снижает требуемую точность установки конструкций. В [9] прописаны предельные отклонения от совмещения ориентиров при установке сборных крупнопанельных элементов.

Для построения некоей обобщенной оценки качества конструкции необходимо ввести весовые коэффициенты для свертки отдельных контролируемых параметров в интегральный критерий качества.

Ватин Н.И., Кузнецов В.Д., Недвига Е.С. Учет погрешности монтажа при расчете крупнопанельных зданий

Значения весовых коэффициентов характеризуют (должны характеризовать) важность соответствующих параметров для физической сущности рассматриваемой задачи. Однако важность зачастую не поддается объективной оценке, что ставит практически непреодолимую преграду на этом способе интеграции.

Одним из возможных выходов из указанного противоречия может служить подход, основанный на использовании представления об энтропии [3]. Пусть состояние конструкции описывается  $k$ -мерным вектором параметров  $X = \{X_1, X_2, \dots, X_k\}$ , тогда в  $k$ -мерном пространстве параметров каждому из различных состояний конструкции соответствует определенное состояние энтропии. Если считать, что достижение допустимого предела по любому из параметров соответствует критическому уровню качества конструкции, даже при номинальных значениях прочих параметров, то энтропию, соответствующую граничной точке, принимаем в качестве обобщенного критерия оценки качества.

Энтропия определяется числом возможных состояний объекта  $N$  и вероятностью их появления  $p_i$ :

$$H(X) = - \sum_{i=1}^N p_i \cdot \log(p_i). \quad (1)$$

Предполагая, что вероятности появления ошибки по любому параметру одинаковы, получим, что  $H(X) = \log(N)$ . В рамках рассматриваемой задачи количество возможных состояний определяется числом контролируемых параметров и числом различных интервалов  $n$ , выделяемых каждому параметру. Последнее число определяется применяемыми способами измерений и является метрологической характеристикой контроля, для  $i$ -го параметра оно равно  $n_i = \frac{\Delta a_i}{\delta_i}$ , где  $\Delta a_i$  – область допустимых значений  $i$ -го параметра, а  $\delta_i$  – погрешность измерения этого параметра. Для уравнивания информационной значимости параметров можно принять равное количество интервалов  $n_0 = \min(n_{oi})$ , и с учетом возможности представления граничного значения будем иметь  $n = n_0 + 1$ .

Общее число возможных состояний конструкции оказывается равным  $N = n^k$ , и ему соответствует энтропия  $H_0(X) = \log(n^k)$ . Если при контроле оказалось, что текущее состояние  $i$ -го параметра характеризуется уровнем  $n_{ii}$ , то текущее значение энтропии, которое служит интегральным показателем качества, равно:

$$H_t(X) = \log \prod_{i=1}^k (n - n_{ii}). \quad (2)$$

Этот показатель следует сравнивать с предельным значением, в качестве которого принимается состояние, когда один из параметров достиг своего предельно допустимого отклонения, а прочие – имеют номинальные значения. В этом случае число возможных состояний  $N_{\text{lim}} = (n - n_0)n^{k-1} = n^{k-1}$ , и величина энтропии

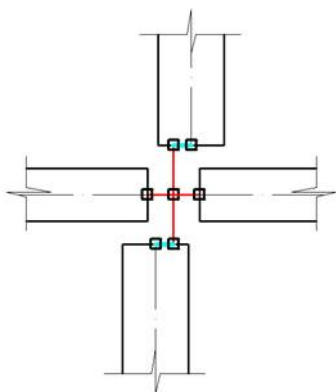
$$H_{\text{lim}}(X) = \log(n^{k-1}). \quad (3)$$

Если  $H_t(X) > H_{\text{lim}}(X)$ , то конструкция удовлетворяет требованиям качества.

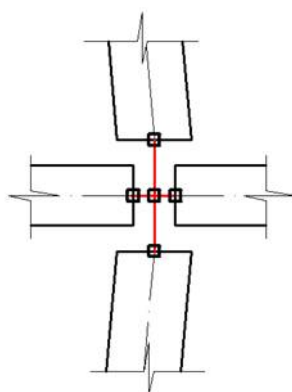
Так как при неточности монтажа сборных элементов конструкции изменяется работа системы в целом, то следует проверить необходимость учета данного параметра при изучении напряженно-деформированного состояния системы.

### Описание исследуемых моделей

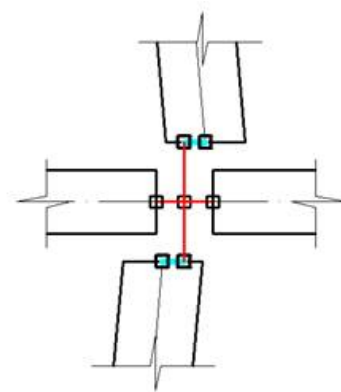
Исследование влияния погрешности монтажа на работу конструкции проводилось на примере 25-этажной секции сборного железобетонного здания. В работе рассматривается несколько аналогичных моделей исследования. В качестве идеализированной модели с точки зрения погрешности монтажа панелей представлена модель 1. В ее расчетной схеме неточности в реализации узлов опирания и сопряжения панелей не отражены. Вертикальные несущие элементы работают на центральное сжатие. Модель 1 является исходной для моделей 2-11. В расчетных схемах моделей 2-11 объекта исследования учитываются смещения, отклонения вертикальных панелей от проектного положения.



**Рисунок 1а. Смещение вертикальных панелей от проектного положения, применяемое в моделях 2-5**



**Рисунок 1б. Отклонение от вертикального положения стеновых панелей без возможного смещения панелей в уровне платформенного стыка**



**Рисунок 1в. Отклонение от вертикального положения стеновых панелей с учетом возможного смещения панелей в уровне платформенного стыка**

Типы расчётных моделей сведены в табл. 1.

**Таблица 1. Типы расчётных моделей**

	Без учета неточности	Вертикальные элементы, получившие отклонения от проектного положения	Смещение осей панелей	Переломы осей панелей	Смещение + переломы осей панелей
Расчёт МКЭ (ПО Scad)	Модель 1	Стеновые панели 2 этажа по осям 2-7, 9-11, 13-16	модель #2	модель #5	модель #9
		Стеновые панели 2,3 этажей по осям 2-7, 9-11, 13-16	модель #3	модель #6	модель #10
		Стеновые панели 2 – 4 этажей по осям 2-7, 9-11, 13-16	-	модель #7	модель #11
		Стеновые панели 2 – 24 этажей по осям 2-7, 9-11, 13-16	модель #4	модель #8	-

Работу стыков в расчетной схеме моделируем введением специальных конечных элементов конечной жесткости [10]. Данные элементы позволяют смоделировать как линейную, так и угловую податливость связи относительно осей X, Y, Z глобальной системы координат. Податливость стыка задается через назначение жесткости упругим связям по шести степеням свободы. В результате расчета вычисляются усилия в связях, наложенных вдоль соответствующих осей общей системы координат [11].

### *Нагрузки от погрешностей монтажа сборных элементов*

Неизбежные ошибки при выносе разбивочных осей на перекрытие, при установке и выверке панелей, перемещения элементов при сварке монтажных соединений приводят к массовым отклонениям положения от идеального соответствия проекту. В результате погрешностей монтажа оси панелей оказываются ломаными. Кроме этого, в стыках появляются некоторые смещения осей. Переломы и смещения осей (рис. 1) по воздействию на здание эквивалентны приложению к панелям дополнительных нагрузок.

Преобладание переломов или смещений осей панелей зависит от способа исправления погрешностей в ходе монтажа здания. Если при монтаже совмещаются грани панелей и исправление накопленной ранее ошибки достигается выведением верха монтируемого элемента в проектное положение, то преобладают переломы осей колонн. Там же, где предпочтение отдается вертикальности и соблюдению проектного положения каждого вновь монтируемого элемента, преимущественно бывают смещения осей [12].

Переломы осей и их смещения приводят к дополнительным изгибающим моментам в панелях.

На рис. 2 представлено изменение значений нормальных напряжений в панелях нижнего сборного этажа в зависимости от количества этажей с деформированными панелями.

Отклонения законченных монтажных конструкций от проектного положения ведет к увеличению напряжений. С ростом числа отклонений наблюдается дальнейшее увеличение значений. Наихудший случай – при одновременном переломе и смещении осей панелей.

### Напряжения $\sigma_x$ в стеновых панелях

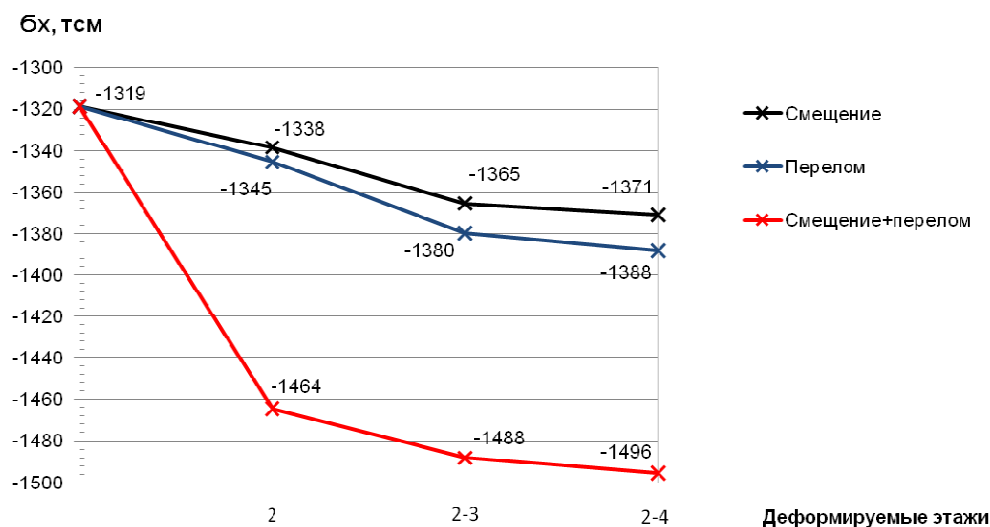


Рисунок 2. Напряжения в стеновых панелях

Согласно Пособию к СНиП [13] для прямоугольных бетонных сечений (без расчетной продольной арматуры) прочность стены проверяется по формуле:

$$N \leq R_{bw} A_w \varphi_c, \quad (4)$$

где  $R_{bw}$  – расчетная прочность стены при сжатии;

$A_w$  – площадь горизонтального сечения стены;

$\varphi_c$  – коэффициент, определяемый по формулам Пособия к СНиП [12].

Из формулы 1 находим условие прочности для напряжения:

$$N / A_w \leq R_{bw} \varphi_c, \quad (5)$$

$$N / A_w \leq 1361 \text{ тс/м}^2.$$

В соответствии с рис. 2 можно сделать вывод о том, что смещения и переломы осей несущих панелей при монтаже увеличивают значения нормальных напряжений, превышающие предельно допустимые для внецентренножатых бетонных элементов.

### Максимальный момент $M_x$ в вертикальных несущих конструкциях

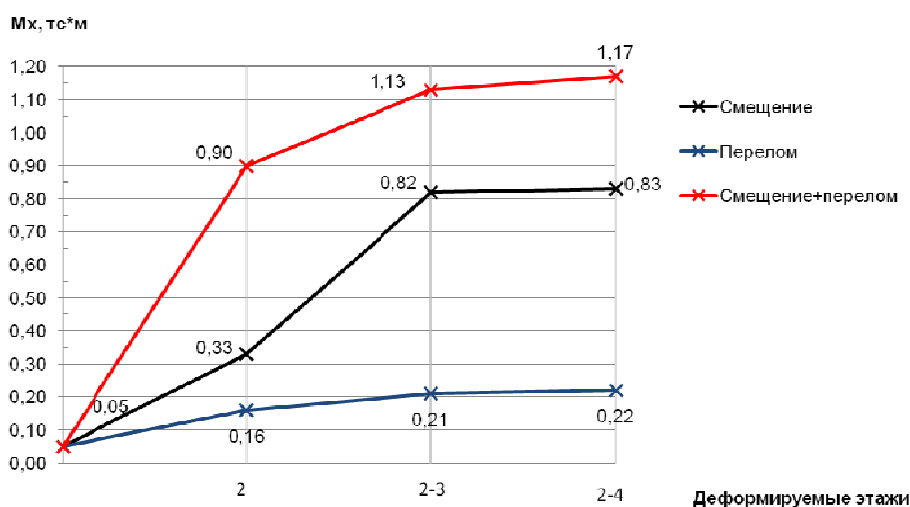


Рисунок 3. Изгибающий момент в стеновых панелях

Аналогичные выводы сделаны по результатам анализа значений изгибающего момента в панелях нижнего сборного этажа в зависимости от количества этажей с деформированными панелями. На рис. 3

показано, что значения моментов растут при появлении дефектов и продолжают расти с увеличением их числа.

Активный рост значений наблюдается в панелях при смещении, а также при одновременном смещении и переломе осей.

Наибольшее значение изгибающего момента в 20 раз превышает первоначальное.

Расчет изгибаемых бетонных элементов должен производиться из условия:

$$M \leq R_{bt} W_{pl}, \quad (6)$$

где  $W_{pl}$  – момент сопротивления.

$$M \leq 1,1 \text{ тс*м.}$$

Изделие не проходит проверку прочности.

По абсолютной величине значение не критично, т.к. сборный элемент, заармированный конструктивно, сможет воспринять такое значение изгибающего момента.

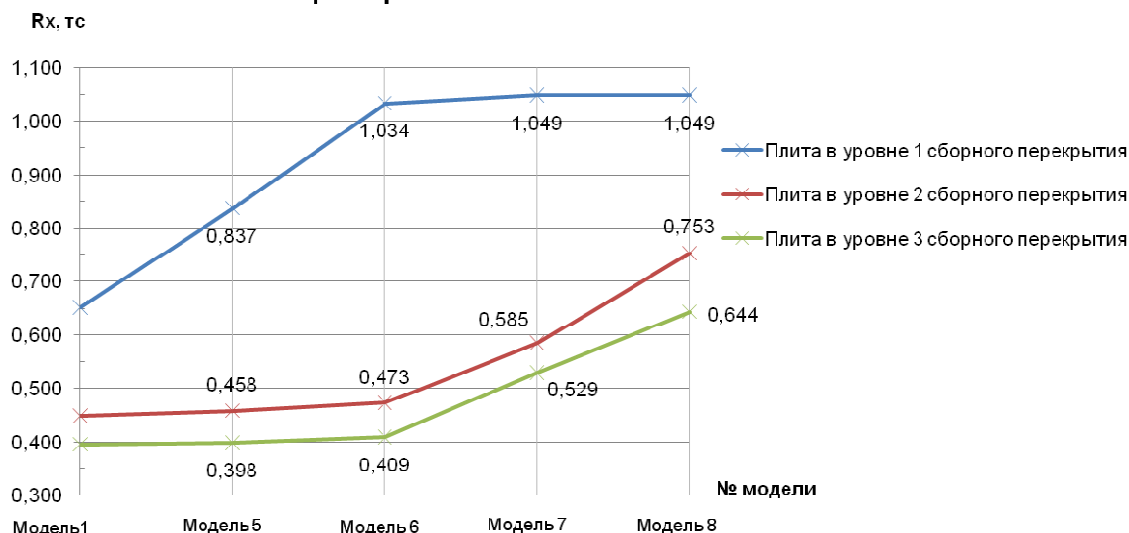
Гораздо значительнее воздействие погрешностей монтажа на диски перекрытий. Возникающие вследствие переломов и смещений осей панелей горизонтальные нагрузки в плоскости перекрытий нижних этажей здания обычно намного превосходят усилия от ветра. Так как горизонтальные нагрузки от переломов и смещений осей пропорциональны сжимающим усилиям в панелях, то их наибольшее воздействие проявляется в нижних этажах здания и убывает снизу вверх.

Это подтверждается при рассмотрении усилий в стыках плит перекрытий.

При смещении осей стеновых панелей максимальные усилия в узлах увеличиваются при смещении панелей в уровне 2 нижних этажей на 8%, а при смещении панелей всех сборных этажей – на 20%.

При переломе осей стеновых панелей максимальные горизонтальные усилия в узлах увеличиваются в уровне нижнего сборного перекрытия на 50%. Перелом осей вышележащих панелей несущественно влияет на значение усилий (рис. 4). В случае отклонений обоих видов результаты аналогичны графику для переломов.

**Горизонтальные усилия  $R_x$   
в уровне плит перекрытий  
при переломе осей стеновых панелей**



**Рисунок 4. Горизонтальные усилия в узлах нижней сборной плиты перекрытия при переломе осей панелей**

## Выводы

Сборность конструкции крупнопанельных зданий оказывает существенное влияние на работу конструкции. Повышенная податливость соединений между сборными элементами приводит к уменьшению жесткости конструкции, усложняет распределение напряжений по сечениям [14].

При расчете крупнопанельных зданий стыковые соединения являются наиболее ответственными зонами, а смещение осей панелей приводит к изменению работы стыкового соединения, к значительному увеличению горизонтальных усилий в стыках плит перекрытий. Поэтому важно не только произвести расчет всей конструкции в целом, но и вычислить податливости соединений каждого стыка [15].

В пособии к СНиП [13] погрешность монтажа при расчете конструкций вводится в формулу эксцентриситета. Но на практике значения погрешности монтажа, а значит и эксцентриситета продольной силы, больше значения случайного эксцентриситета. В связи с этим требуется проверять работу конструкции с учетом неточности монтажа, т.к. при переломе осей панелей значения нормальных напряжений и изгибающих моментов в панелях на нижних этажах здания превосходят допустимые для данной конструкции.

## Литература

1. Общие положения к техническим требованиям по проектированию жилых зданий высотой более 75 метров. Положения. Введ. 17-05-2002. М. : Москомархитектура, 2002. 64 с.
2. Knisel S., Mota J., Vacis D., Vacis S. Conceptual design approach for three different typologies of precast structures // 2-nd Specialty Conference on The Conceptual Approach to Structural Design Milaan, Italy, 2003. P. 545.
3. Перельмутер А. В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций. 3-е изд. М. : Изд-во АСВ, 2007. 256 с.
4. Лишак В. И. Расчет бескаркасных зданий с применением ЭВМ. М. : Стройиздат, 1977. 176 с.
5. Дроздов П. Ф. Расчет многоэтажных крупнопанельных зданий, опирающихся на колонны или рамы и податливое основание // Бетон и железобетон. 1967. №4. С. 41-44.
6. Косицин Б. А. Статический расчет крупнопанельных и каркасных зданий. М. : Стройиздат, 1971. 215 с.
7. Васильков Б. С., Володин Н. М. Расчет сборных конструкций зданий с учетом податливости соединений. М. : Стройиздат. 1985. 144 с.
8. Карабанов Б. В. Учет геометрической нелинейности при проектировании многоэтажных каркасно-панельных зданий // Бетон и железобетон. 1980. №11. С. 26.
9. СНиП 3.03.01-87. Несущие и ограждающие конструкции. М. : ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
10. Перельмутер А. В. Криксунов Э. З., Карпиловский В. С., Маляренко А. А. Интегрированная система для расчета и проектирования несущих конструкций зданий и сооружений SCAD Office. Новая версия, новые возможности // Инженерно-строительный журнал. 2009. №4. С. 10-12.
11. Петросов Д. В., Кузнецов В. Д. Особенности расчета и монтажа зданий с неполным каркасом // Инженерно-строительный журнал. 2008. №2. С. 17-26.
12. Ханджи В. В. Расчет многоэтажных зданий со связевым каркасом. М. : Стройиздат. 1977. 187 с.
13. Пособие к СНиП 2.08.01-85 по проектированию жилых зданий. Вып. 3 / ЦНИИЭП жилища Госкомархитектуры. М. , 1986. 122 с.
14. Дроздов П. Ф., Себекин И. М. Проектирование крупнопанельных зданий. М. : Стройиздат, 1967. 280 с.
15. Мамин А. Н. Учет податливости сопряжений сборных элементов каркаса при проектировании транспортных зданий и сооружений // Наука и техника транспорта. 2004. № 3. С. 14-21.

*\*Екатерина Сергеевна Недвига, Санкт-Петербург, Россия*

*Тел. моб.: +7(911)252-00-35; эл. почта: nck@bk.ru*

## Installation errors in calculating large-panel buildings

**N.I. Vatin;  
V.D. Kuznetsov;  
E.S. Nedviga,**

*Saint-Petersburg State Polytechnical University, Saint-Petersburg, Russia  
+7(911)252-00-35; e-mail: nck@bk.ru*

### Keywords

building structures; concrete structures; precast concrete elements; large-panel construction; installation error; misalignment of bearing structures; offsetting and fractures of element axes

### Abstract

Every year the problem of civil and erection work quality gets sharper in Russia. The article is devoted to solving the identified problem not from the point of organizational and technological aspects of building but from the point of design and calculation.

The paper considers the influence of offsetting and axes fractures of wall panels in the process of its installation into large-panel building. Comparative analysis of design schemes that takes into account different types of errors in installation is done.

The structure calculation taking into account errors of details installation was made. Obtained efforts in structural elements exceeded allowable values prescribed in the standard documentation. Conclusions about need to consider installation errors (caused by a deviation from the design of vertical structures) in design model were made, including calculation in the CAD software.

### References

1. *Obshchiye polozheniya k tekhnicheskim trebovaniyam po proyektirovaniyu zhilykh zdaniy vysotoy boleye 75 metrov* [Generalities to technical requirements for design of residential buildings of height more than 75 meters]. 17-05-2002. Moscow : Moskomarkhitektura, 2002. 64 p.
2. Knisel S., Mota J., Vacis D., Vacis S. Conceptual design approach for three different typologies of precast structures. *2nd Specialty Conference on The Conceptual Approach to Structural Design*. Milan, Italy, 2003. P. 545.
3. Perelmuter A. V. *Izbrannyye problemy nadezhnosti i bezopasnosti stroitelnykh konstruksiy* [Selected problems of reliability and security of structures]. Moscow : ASV, 2007. 256 p.
4. Lishak V. I. *Raschet beskarkasnykh zdaniy s primeneniym EVM* [Computer-aided calculation of frameless buildings]. Moscow : Stroyizdat, 1977. 176 s.
5. Drozdov P. F. *Beton i zhelezobeton*. 1967. No. 4. Pp. 41-44.
6. Kositsin B. A. *Sticheskiy raschet krupnopanelnykh i karkasnykh zdaniy* [Static calculation of large-panel buildings and frame buildings]. Moscow : Stroyizdat, 1971. 215 p.
7. Vasilkov B. S., Volodin N. M. *Raschet sbornykh konstruksiy zdaniy s uchetom podatlivosti soyedineniy* [Calculation of building prefabricated structures taking into account the junction flexibility]. Moscow : Stroyizdat. 1985. 144 p.
8. Karabanov B. V. *Beton i zhelezobeton*. 1980. No. 11. P. 26.
9. *SNiP 3.03.01-87. Nesushchiye i ograzhdayushchiye konstruksii* [Bearing and envelope structures]. Moscow : TsITP Gosstroya SSSR, 1987.
10. Perelmuter A. V. Kriksunov E. Z., Karpilovskiy V. S., Malyarenko A. A. *Magazine of Civil Engineering*. 2009. No. 4. Pp. 10-12.
11. Petrosov D. V., Kuznetsov V. D. *Magazine of Civil Engineering*. 2008. No. 2. Pp. 17-26.
12. Khandzhi V. V. *Raschet mnogoetazhnykh zdaniy so svyazevym karkasom* [Calculation of multistorey buildings with braced framing]. Moscow : Stroyizdat. 1977. 187 p.
13. *Posobiye k SNiP 2.08.01-85 po proyektirovaniyu zhilykh zdaniy* [Manual to SNiP 2.08.01-85 on design of residential buildings]. Vyp. 3 / TsNIIIEP zhilishcha Goskomarkhitektury. Moscow , 1986. 122 p.
14. Drozdov P. F., Sebekin I. M. *Proyektirovaniye krupnopanelnykh zdaniy* [Design of large-panel buildings]. Moscow : Stroyizdat, 1967. 280 s.
15. Mamin A. N. *Nauka i tekhnika transporta*. 2004. No. 3. S. 14-21.

**Full text of this article in Russian: pp. 35-40**