

Пушкарь Наталья Владимировна, к.т.н., доцент, профессор кафедры Железобетонных и каменных конструкций, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Одесса.

Пашинский Виктор Викторович, аспирант кафедры Железобетонных и каменных конструкций, Одесская государственная академия строительства и архитектуры, Одесса.

ВЛИЯНИЕ ПЕРЕПАДОВ КЛИМАТИЧЕСКОЙ ТЕМПЕРАТУРЫ НА НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОЕ СОСТОЯНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КАРКАСОВ

INFLUENCE OF CLIMATIC TEMPERATURE DIFFERENCES ON THE STRESS-STRAIN STATE OF REINFORCED CONCRETE FRAMES

АННОТАЦИЯ

Нормативные документы Украины, Российской Федерации и Беларуси позволяют не учитывать воздействия изменений температуры, если их влияние незначительно. Однако оценить степень влияния температурных перепадов можно только по результатам расчета конструкции на эти воздействия. Смоделирован ряд пространственных железобетонных каркасов одноэтажных зданий, на примере которых установлена степень влияния изменений температуры на величину усилий в элементах. По результатам исследования рекомендовано всегда выполнять расчет на воздействия температуры.

ABSTRACT

Regulatory documents of Ukraine, Russia and Belarus allow ignoring the impact of changes in temperature, if their effect is insignificant. However, to evaluate the effect of temperature changes is only possible as a result of the structure analysis of these effects. A range of spacious reinforced concrete frames of single-storey buildings have been modeled, which has made it possible to define the degree of influence of temperature changes on the amount of effort in the elements. As a result of the research it was always recommended to do the calculation of the effect of temperature.

ВВЕДЕНИЕ

Изменения температуры атмосферного воздуха могут вызывать значительные перемещения и внутренние усилия в несущих строительных конструкциях. Строительные нормы и правила СССР [8], а после них и нормативные документы стран СНГ, разрешали не учитывать температурные

воздействия при условии разделения больших в плане зданий температурными швами на блоки ограниченных размеров.

Эта традиция обусловлена сложностью ручного расчета зданий и сооружений на температурные воздействия, особенно в пространственной постановке, примитивностью и неудобствами использования ранее существовавших расчетных программ для ЭВМ и дороговизной машинного времени. Новейшие программные комплексы позволяют смоделировать и рассчитать пространственные строительные конструкции практически любого уровня сложности на любые нагрузки и воздействия, включая температурные. Тем не менее, усилия и перемещения конструкций, вызванные влиянием перепадов температуры, зачастую не учитываются при проектировании. Анализ нормативных документов Украины, Российской Федерации и Беларуси [1, 2, 6, 8, 9, 10] показал, что они разрешают не производить расчет металлических и железобетонных зданий на температурные воздействия, если размеры в плане не превышают предельно допустимых размеров температурного блока либо при несущественном влиянии. Проведенные ранее исследования каркасов с металлическими несущими конструкциями [5, 7] показали, что размеры температурных блоков не всегда оправданы (особенно для зданий с небольшой высотой), а отказ от учета влияния температурных нагрузок может приводить к существенным перенапряжениям несущих конструкций каркаса. Кроме того, положение [6] относительно возможности не учитывать эффекты от температурных воздействий при их незначительном влиянии по сути содержит в себе требование выполнить такой расчет для определения степени влияния.

Целью данной работы является решение вопроса о необходимости учета температурных воздействий при проектировании железобетонных каркасов зданий.

МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Исследование влияния температуры на НДС конструкций проведено на примере одноэтажных каркасных зданий. Такой подход обусловлен простотой конструктивной схемы и массовостью их строительства (производственные здания, склады, торговые центры, павильоны, и т.п.). Рассмотрены каркасы, составленные из колонн с размерами в плане 60x40 см и высотой 9,6 м и ригелей в виде двухскатных железобетонных балок двутаврового сечения. Покрытие выполнено из типовых ребристых железобетонных плит. Пролет здания составляет 18 м, а шаг колонн – 12 м. Таким образом, рассматривается традиционная схема железобетонного каркаса, которая обычно применяется при строительстве одноэтажных зданий. Конструктивные решения со специальными, в том числе эластичными соединениями элементов, могут существенно уменьшить влияние температурных воздействий, однако они редко применяются в массовом строительстве. Кроме того, авторами поставлена задача проанализировать наиболее опасный случай воздействия перепадов температуры на жесткую конструктивную схему каркаса.

В соответствии с двухфакторным планом эксперимента Хартли, в среде программного комплекса Robot Structural Analysis Professional смоделированы и рассчитаны девять каркасов, размеры которых указаны в таблице 1.

Таблица 1

**Основные параметры напряженно-деформированного состояния
железобетонных каркасов**

Номер каркаса	Длина и ширина в метрах	Вариант комбинации усилий	Изгибающие моменты, кН×м		Перемещения, мм	
			M _B	M _L	Δ _B	Δ _L
1	90x84	1	166,51	8,58	0,2	1,9
		2	305,18	64,29	1,8	3,6
		3	269,77	52,39	1,5	3,3
2	18x84	1	465,95	8,58	0,1	5,7
		2	493,78	61,55	1,8	6
		3	481,34	49,68	1,4	6
3	90x36	1	131,11	8,58	0,2	1,4
		2	269,79	31,49	0,9	3,2
		3	234,38	26,42	0,8	2,8
4	18x36	1	358,32	8,58	0,1	4,3
		2	386,14	28,58	0,8	4,7
		3	373,7	23,53	0,7	4,6
5	54x84	1	240,94	8,58	0,2	2,8
		2	324,22	63,6	1,8	3,9
		3	300,29	51,71	1,5	3,7
6	54x36	1	187,81	8,58	0,2	2,2
		2	271,08	30,71	0,9	3,2
		3	247,15	25,63	0,7	3
7	90x60	1	154,71	8,58	0,2	1,7
		2	293,37	47,86	1,4	3,5
		3	257,96	39,36	1,1	3,1
8	18x60	1	429,57	8,58	0,1	5,2
		2	457,4	45,08	1,3	5,6
		3	444,95	36,62	1	5,5
9	54x60	1	223,21	8,58	0,2	2,6
		2	306,48	47,14	1,3	3,7
		3	282,56	38,66	1,1	3,4

В расчетах учтены нагрузки от собственного веса несущих и ограждающих конструкций, снега, ветра на фасад и торец здания, а также температурные перепады при зимнем и летнем замыкании каркаса. Расчетные значения

климатических нагрузок и воздействий приняты характерными для территории Украины: снеговая нагрузка – 1,7 кПа, активное и пассивное давление ветра – 0,62 кПа и 0,38 кПа, перепады температуры при зимнем и летнем замыкании каркаса – +31°C и –39°C. Результаты расчетов обобщены в таблице 1, где для трех комбинаций усилий (1 – без влияния перепадов температуры, 2 – с учетом перепада температуры при зимнем замыкании каркаса, 3 – с учетом перепада температуры при летнем замыкании каркаса) указаны наибольшие в пределах температурного блока:

M_B – изгибающие моменты в колонне (в плоскости рамы);

M_L – изгибающие моменты в колонне (из плоскости рамы);

Δ_B – перемещения карнизного узла поперек здания (в плоскости рамы);

Δ_L – перемещения карнизного узла вдоль здания (из плоскости рамы).

Анализ таблицы 1 показал, что смоделированные каркасы обладают достаточно высокой жесткостью. Вследствие центрального опирания ригелей на колонны изгибающие моменты и перемещения верхушек колонн вызываются только ветровой нагрузкой. Учет температурных воздействий заметно увеличивает перемещения верхних карнизных узлов (оголовков колонн), однако при всех размерах температурных блоков они не превышают предельно допустимой величины, которая согласно ДСТУ [4] равняется 1/150 высоты колонны или 64 мм. Следовательно, перемещения карнизных узлов не являются лимитирующим параметром и поэтому не подвергаются дальнейшему анализу.

АНАЛИЗ РЕЗУЛЬТАТОВ ЧИСЛЕННОГО ЭКСПЕРИМЕНТА

Изгибающие моменты, возникающие в колонне на уровне обреза фундамента от воздействия температурных перепадов, получены достаточно большими, что требует их детального анализа. В таблице 2 указаны изменения изгибающих моментов в плоскости и из плоскости поперечных рам, вызванные действием температурных перепадов при зимнем и летнем замыкании каркасов. Эти изменения выражены в процентах от наибольших изгибающих моментов, вычисленных без влияния температуры и действующих в плоскости рамы. Ветровая нагрузка на торец здания в основном воспринимается связями по колоннам, что дает значения изгибающих моментов из плоскости рам, близкие к нулю. Поэтому увеличение изгибающих моментов в колоннах из плоскости рамы при воздействии температуры выражены в процентах от соответствующих моментов в плоскости рамы.

Для облегчения дальнейшего анализа произведена аппроксимация данных таблицы 2 параболической зависимостью, соответствующей плану эксперимента Хартли [3]:

$$Y = A_0 + A_{B1}B + A_{B2}B^2 + A_{L1}L + A_{L2}L^2 + A_{BL}BL. \quad (1)$$

Таблица 2

**Изменения параметров напряженно-деформированного состояния
несущих конструкций при летнем и зимнем замыкании каркасов**

Номер каркаса	Ширина В, м	Длина L, м	Изменения изгибающих моментов при замыкании летом, %		Изменения изгибающих моментов при замыкании зимой, %	
			M_B	M_L	M_B	M_L
1	90	84	83,3	21,1	62,0	19,4
2	18	84	6,0	12,5	3,3	10,3
3	90	36	105,8	11,7	78,8	11,3
4	18	36	7,8	7,4	4,3	6,3
5	54	84	34,6	19,6	24,6	17,2
6	54	36	44,3	11,3	31,6	10,4
7	90	60	89,6	16,3	66,7	15,3
8	18	60	6,5	9,9	3,6	8,2
9	54	60	37,3	15,4	26,6	13,7

Полученные коэффициенты аппроксимации (1) позволили отобразить зависимости процентов изменения изгибающих моментов от ширины и длины температурного блока в виде поверхностей, изображенных на рисунках 1 и 2. Из рисунков видно, что изгибающие моменты, действующие в плоскости поперечных рам, возрастают при увеличении ширины здания и мало зависят от его длины. Изгибающие моменты, действующие из плоскости поперечных рам, возрастают в основном при увеличении длины здания и в меньшей степени – при увеличении его ширины.

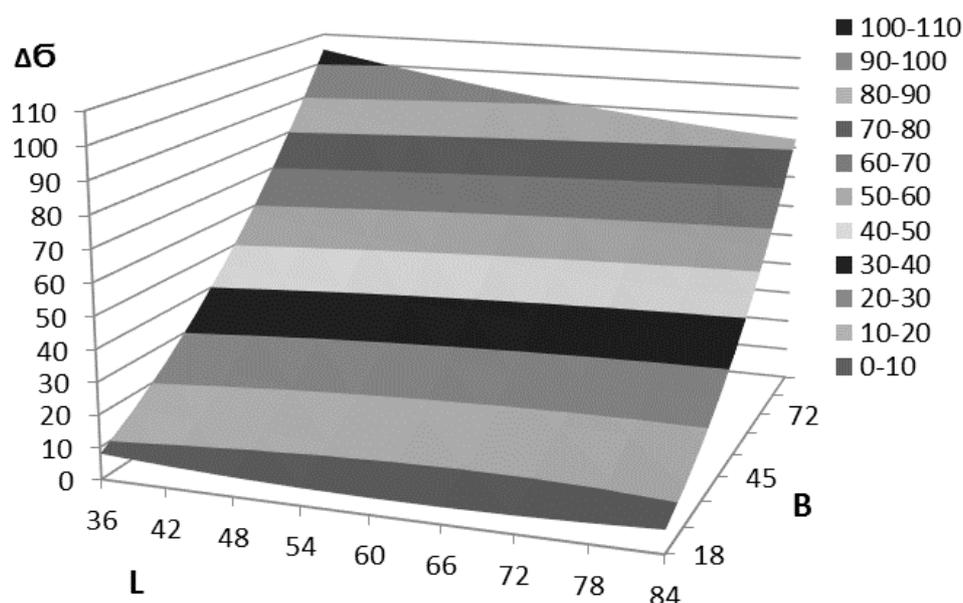


Рисунок 1. Приросты изгибающих моментов в плоскости рамы по формуле (1)

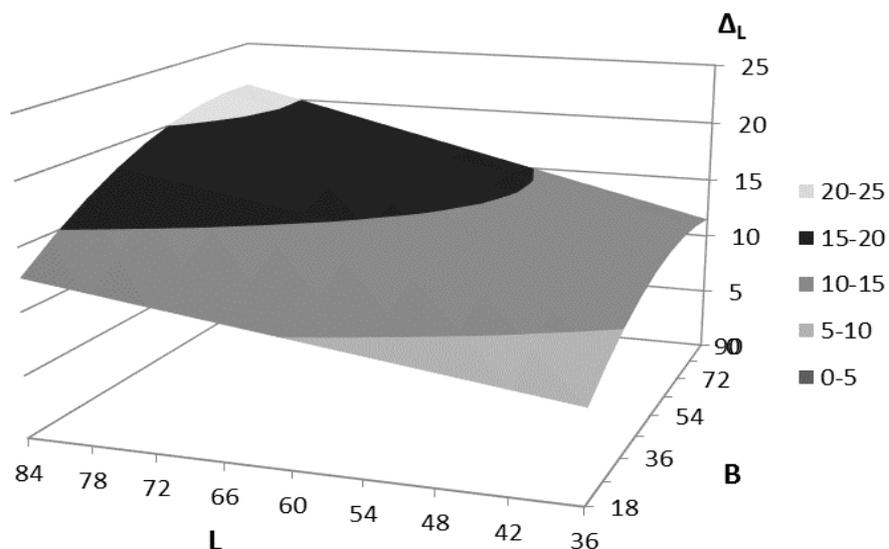


Рисунок 2. Приросты изгибающих моментов из плоскости рамы по формуле (1)

Полученные графики и уравнения (1) позволяют оценить влияние перепадов температуры при различных размерах температурного блока, а также установить максимально допустимые размеры температурного блока, при которых перепады температуры оказывают незначительное влияние. При рекомендуемых пособием [6] размерах температурного блока 60×60 м изгибающие моменты с учетом действия температуры в плоскости рамы возрастают на 45%, а из плоскости рамы – на 16%. Столь значительное увеличение внутренних усилий указывает на необходимость учета температурных воздействий при проектировании каркасов таких размеров в плане или на необходимость уменьшения расстояний между температурными швами.

Согласно ДБН [1] расчет на температурные влияния можно не проводить, если они не превышают 10% от общих усилий. Из рисунка 1 и аппроксимирующей формулы (1) можно установить, что это условие выполняется при ширине температурного блока, не превышающей 24 м. По отношению к изгибающим моментам, действующим из плоскости поперечных рам, превышение 10% допуска наблюдается при таких соотношениях длины и ширины температурного блока: длина 60 м при ширине 18 м, длина 48 м при ширине 24 м, длина 36 м при ширине 36 м. При превышении указанных ограничений воздействие перепадов температуры следует учитывать в расчетах.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Выводы по результатам исследований:

1. Разработанная методика позволяет оценить степень влияния температурных воздействий на напряженно-деформированное состояние элементов железобетонных каркасов.

2. Перепады температуры не оказывают критического влияния на перемещения элементов рассмотренных железобетонных каркасов, но вызывают существенное возрастание усилий в колоннах даже при небольших размерах температурного блока в плане.
3. Рекомендации норм относительно предельных размеров температурного блока для зданий с железобетонным каркасом 60х60 м в ряде случаев завышены и могут не обеспечивать достаточной надежности конструкций, запроектированных без учета температурных воздействий.
4. Полученные результаты справедливы в первую очередь для рассмотренной конструктивной схемы каркасов при действии учтенных в численном эксперименте нагрузок, однако вывод о существенном влиянии изменений температуры на НДС железобетонных каркасов имеет общий характер.
5. При проектировании железобетонных каркасов целесообразно всегда выполнять их расчеты по пространственной схеме с учетом воздействия перепадов температуры.

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ

1. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення
2. ДБН В.2.6-163:2010. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу. К.: Мінрегіонбуд України, 2010.- 202 с.
3. Джонсон Н. Статистика и планирование эксперимента в технике и науке: Методы планирования эксперимента. Пер с англ./ Н. Джонсон, Ф. Лион - М.: Мир, 1981. – 520 с.
4. ДСТУ Б В.1.2-3:2006. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. - К.: Мінбуд України, 2006. – 15 с.
5. Пашинский В.В. Влияние климатической температуры на стальные каркасы одноэтажных зданий / В.В. Пашинский, Н.В. Пушкарь // Новые идеи нового века – 2013. Материалы Тринадцатой Международной научной конференции. В трех томах. – Том 2. – Хабаровск: Издательство ТОГУ, 2013. – С. 409-415.
6. ПОСОБИЕ по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (к СНиП 2.03.01-84).
7. Пушкарь Н.В. Влияние температуры замыкания на НДС стальных каркасов зданий / Н.В. Пушкарь, В.В. Пашинский // Сборник материалов XIV Международной научно-технической конференции «Актуальные проблемы строительства и строительной индустрии». – Тула: ТГУ, 2013. – С. 102-103.
8. СНиП II-23-81* Нормы проектирования. Стальные конструкции. М.: ЦИТП, 1988. – 96 с.
9. СНиП II-23-81* Нормы проектирования. Стальные конструкции. М.: ЦИТП, 2011. – 172 с.
10. ТКП EN 1992-1-1-2009 (02250) Еврокод 2. проектирование железобетонных конструкций. Часть 1-1. Общие правила и правила для зданий.