

В.Н. СИМБИРКИН, канд. техн. наук, А.В. АНАНЬЕВ, инж.
ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко, г. Москва

ЧИСЛЕННЫЙ АНАЛИЗ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ И УСТОЙЧИВОСТИ СТАЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЯ РИЖСКОГО РЫНКА В МОСКВЕ

В статье приведено описание конструктивных решений, принятых в проекте здания торгового павильона «Рижский рынок» в г. Москве, и примененных для их анализа расчетных моделей метода конечных элементов. Выполнено сравнение и анализ результатов численного расчета несущих стальных конструкций здания рынка на прочность, жесткость и устойчивость, выполненного по различным расчетным схемам. Даны рекомендации по моделированию напряженно-деформированного состояния и оценке устойчивости аналогичных конструкций зданий с помощью метода конечных элементов.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, стальные строительные конструкции, элементы переменного сечения, общая и местная устойчивость, метод конечных элементов.

1. Конструктивное решение здания

Проектом здания Рижского рынка, разработанным компанией *Astron Buildings S.A.* (Люксембург), предусмотрено строительство одноэтажного временного торгового павильона с размерами в плане 56.0x17.6 м и высотой в коньке 8.1 м.

Основными несущими конструкциями здания служат поперечные рамы, выполненные из сварных элементов переменного двутаврового сечения (рис. 1), шарнирно опертые на фундаменты и раскрепленные крестообразными вертикальными и горизонтальными связями жесткости по колоннам и покрытию. Соединения элементов рам друг с другом и с фундаментом приняты болтовыми на фланцах. Шаг рам составляет 8 м.

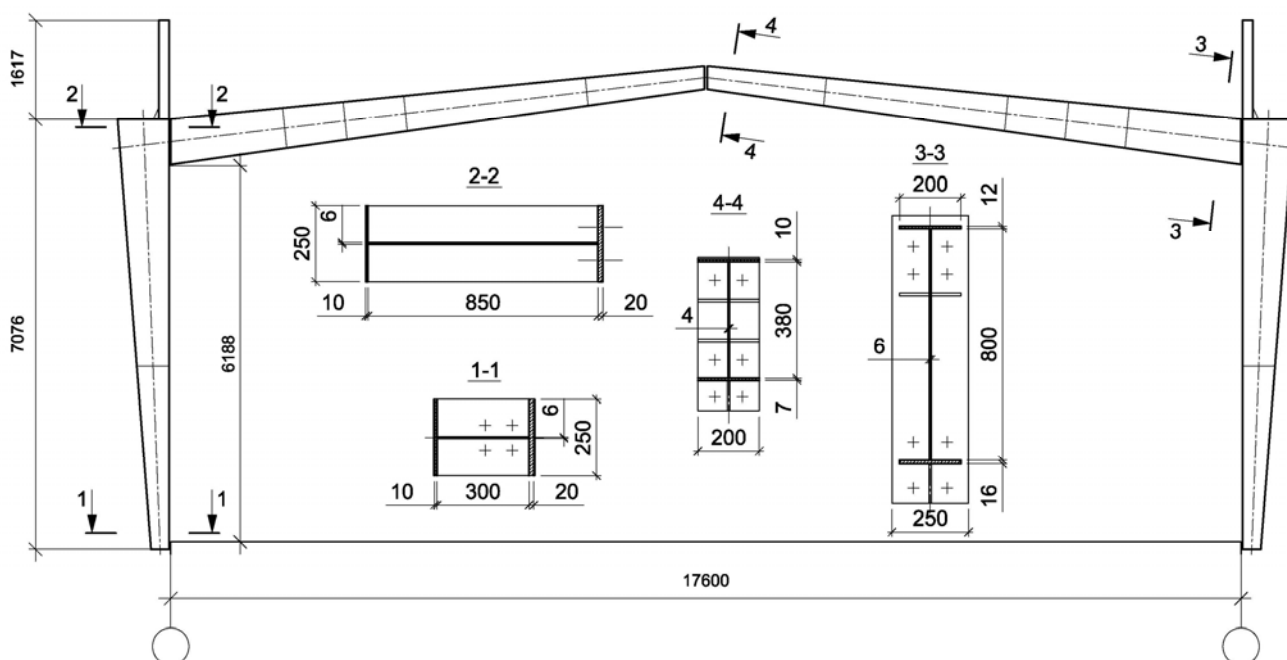


Рис. 1. Конструкция рядовой поперечной рамы здания.

По длине элементов рам высота сечения ригелей изменяется от 395 до 828 мм, а высота сечения колонн – от 324 до 880 мм. Кроме того, изменяется толщина полок (от 6 до 20 мм) и толщина стенки (от 4 до 8 мм) сечений ригелей и колонн.

Связи жесткости расположены в плоскости конструкций кровли и стен в одном среднем пролете здания. По схеме работы связи являются крестовыми, их элементы работают только на растяжение. Элементами связей служат стержни круглого сечения с номинальным диаметром от 18 до 30 мм, шарнирно прикрепляемые к ригелям и к колоннам поперечных рам. При монтаже элементы связей натягиваются при помощи стяжной муфты. Поскольку гибкие элементы связей могут включаться в работу системы здания только в случае сохранения в них растягивающих усилий, величина натяжения стержней

должна обеспечивать выполнение этого условия при любых возможных комбинациях нагрузок и она должна быть указана в проекте и контролироваться инструментально при монтаже конструкций.

Покрытие кровли выполнено из стального профилированного настила по прогонам. Прогоны, устанавливаемые с шагом от 500 до 1500 мм, изготовлены из холодногнутых оцинкованных Z-образных профилей. Прогоны выполнены по неразрезной схеме – они соединяются друг с другом внахлест и крепятся к несущим рамам при помощи болтов.

Все сварные конструкции здания предусмотрено изготовить из легированной стали с пределом текучести 355 МПа, холодногнутые прогоны – из стали с пределом текучести 390 МПа, прокатные элементы – из стали с пределом текучести 235 МПа.

2. Моделирование и расчет конструкций здания

Численное моделирование и расчет напряженно-деформированного состояния несущих конструкций здания рынка выполнено на основе пространственных расчетных схем метода конечных элементов, реализованных в программном комплексе STARK ES (разработчик – ООО «ЕВРОСОФТ», г. Москва).

Проект несущих конструкций здания содержит следующие конструктивные особенности, которые необходимо было учесть при разработке расчетных моделей конструкций здания:

1. Ригели и колонны поперечных рам каркаса здания имеют переменные по их длине поперечные сечения, что затрудняет применение для анализа их устойчивости методики СНиП II-23-81* [1], основанную на методе расчетных длин.
2. Элементы крестообразных связей жесткости имеют большую гибкость, что делает невозможным восприятие ими сжимающих усилий.
3. Гибкость стенки двутавровых сечений сварных балок и колонн поперечных рам каркаса здания превышает предельные значения, установленные в СНиП [1], вследствие чего анализ местной устойчивости стенки невозможен на основе методики СНиП [1].
4. Конструктивными мерами не полностью исключена возможность потери устойчивости элементов рам каркаса по неплоским изгибно-крутильным формам.

Решения этих проблем, основанные на упрощенных аналитических зависимостях, приведены, например, в [2].

Численное моделирование конструкций, используемое в данной работе, осуществлено с учетом указанных их особенностей следующим образом.

Для предварительного анализа напряженно-деформированного состояния и устойчивости конструкций здания рынка была использована пространственная линейно-упругая модель (рис. 2), в которой элементы переменного сечения поперечных рам каркаса представлены стержневыми конечными элементами со ступенчато изменяющейся жесткостью. Число конечных элементов, на которые был разделен каждый конструктивный элемент, принято равным не менее десяти. В дальнейшем такую модель будем называть «стержневой».

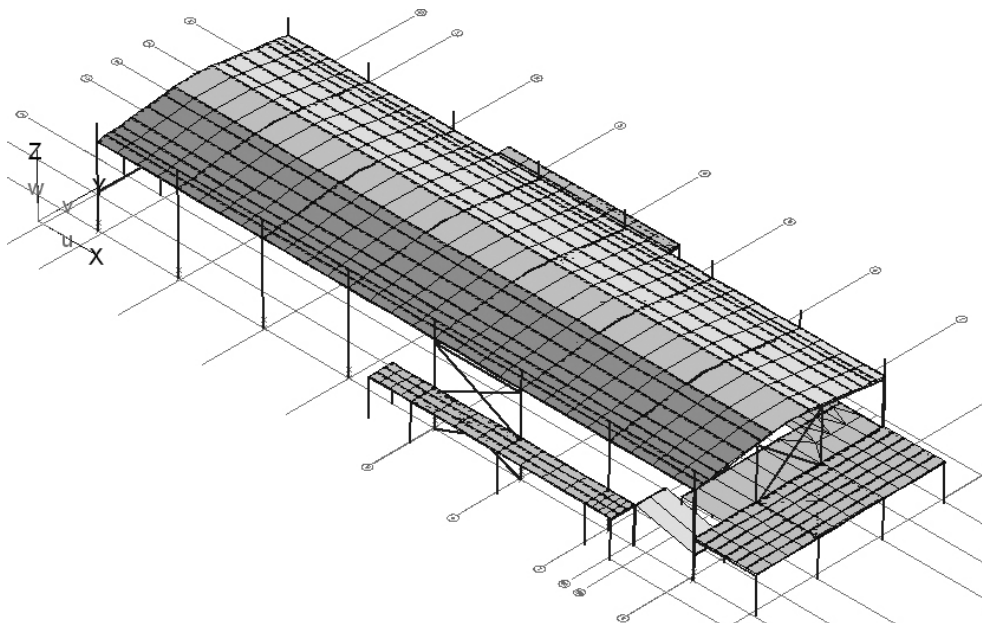


Рис. 2. Стержневая модель каркаса здания.

Элементы связей жесткости по колоннам и покрытию и прогоны также представлены стержневыми конечными элементами, а ограждающие конструкции кровли – конечными элементами плоской оболочки. Для обеспечения работы гибких элементов связей жесткости им задано предварительное натяжение при помощи отрицательных температурных воздействий. Величина предварительного натяжения назначена таким образом, чтобы при всех расчетных комбинациях нагрузок в элементах связей не возникало сжимающих усилий.

Узлы сопряжения ригелей и колонн поперечных рам приняты жесткими, а колонн с фундаментом – шарнирными (безмоментными).

Учитывая особенность 1 рассматриваемой конструкции, при анализе прочности и общей устойчивости несущей системы здания был использован следующий подход. Расчетная схема конструкций здания была построена не по идеальной геометрической схеме, а с учетом начальных возможных отклонений геометрии каркаса (геометрических несовершенств). Величины несовершенств приняты согласно ЕВРОКОД 3 [3] в поперечном направлении равными 1/200 от высоты здания и в продольном направлении равными 1/250 от высоты здания. Статический расчет конструкций произведен по такой расчетной схеме с учетом геометрической нелинейности (по деформированной схеме). Полученные в результате расчета значения перемещений, усилий и напряжений сравнивались с их предельно допустимыми значениями.

Упрощенный расчет, выполненный описанным способом, выявил то, что при полной расчетной нагрузке на каркас возможно развитие пластических деформаций стали в ряде зон конструкций и в болтовых соединениях ригелей с колоннами и в базах колонн. Поэтому дальнейшие уточняющие расчеты следовало выполнять с учетом физической нелинейности деформирования стальных конструкций под нагрузкой.

Кроме того, расчетные модели, в которых несущие поперечные рамы каркаса здания рынка представлены стержневыми конечными элементами общего вида, построенными с использованием гипотезы Бернулли, не позволили оценить местную устойчивость и устойчивость плоской формы изгиба элементов рам.

С целью дополнительного исследования поведения конструкций здания и их устойчивости при действии нагрузки был выполнен расчет конструкций фрагмента каркаса здания по подробной модели (рис. 3), в которой ригели и колонны поперечных рам каркаса здания представлены оболочечными конечными элементами из идеального упругопластического материала.

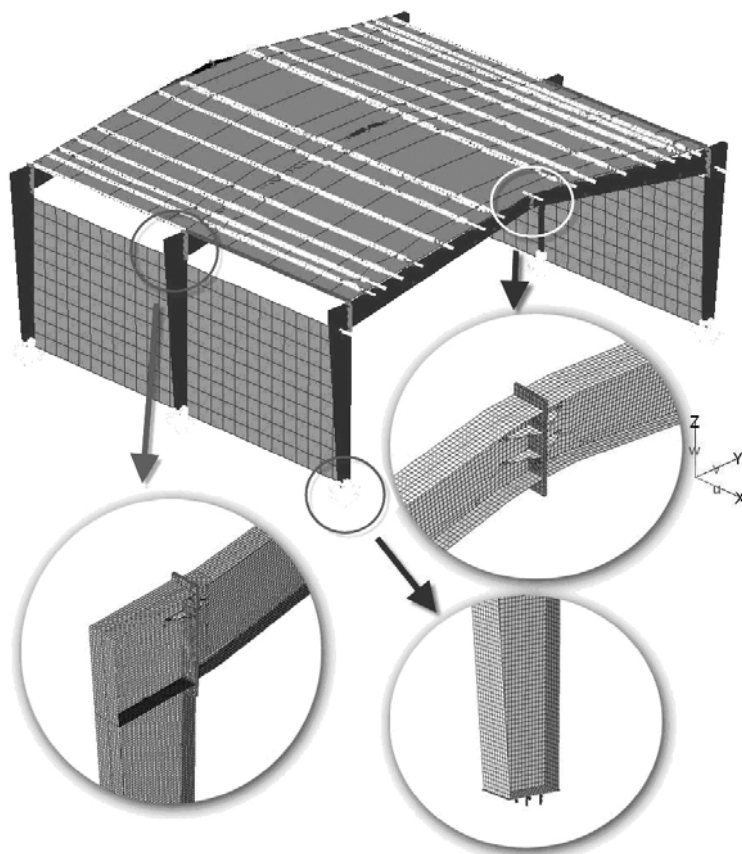


Рис. 3. Оболочечная модель конструкций фрагмента здания.

Влияние жесткости отброшенной части здания на рассматриваемый фрагмент здания учтено за счет задания линейно-упругих связей в продольном направлении. Жесткость связей определена путем статического расчета стержневой модели каркаса отброшенной части здания на единичные нагрузки.

Моделирование узлов сопряжения элементов рам осуществлено с применением билинейных связей (шарниров), ограничивающих передачу усилий на болты сверх их предельной несущей способности. Кроме того, для передачи усилий непосредственно через контакт между фланцами соединяемых элементов установлены односторонние связи, работающие только на сжатие.

В данную расчетную модель были включены элементы покрытия, включающего прогоны и стальной профилированный настил, и элементы стеновых панелей, раскрепляющие конструкции рам из их плоскости. Профилированный настил, примененный в конструкции покрытия и стеновых панелей, представлен ортотропными пластинчатыми конечными элементами с различной жесткостью в двух взаимно перпендикулярных направлениях.

При расчете по оболочечной модели учтены геометрические несовершенства каркаса аналогично тому, как это было сделано при расчете по стержневой модели.

Таким образом, при расчете оболочечной модели конструкций здания учтены все три вида нелинейности работы конструкций – геометрическая, физическая и конструктивная.

Данный расчет позволил осуществить проверку прочности, местной и общей (в т.ч. по неплоским изгибно-крутильным формам) устойчивости (рис. 4) конструкций крайней (торцевой) и рядовой рам каркаса, а также прочности болтовых соединений элементов рам.

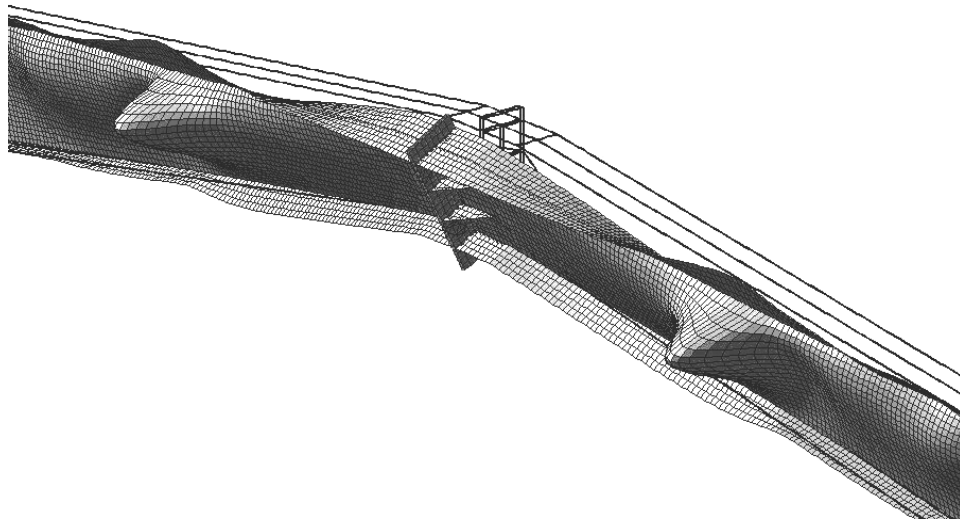


Рис. 4. Форма потери местной устойчивости стенки и устойчивости плоской формы изгиба ригеля рамы.

3. Сопоставление результатов расчета по разным расчетным схемам

С целью выявления степени влияния подробности численного моделирования и учета различных нелинейных эффектов на напряженно-деформированное состояние и устойчивость стальных конструкций здания Рижского рынка была выполнена серия статических расчетов с использованием различных расчетных моделей конструкций. Применены как стержневые модели (см. рис. 2), так и оболочечные (см. рис. 3) расчетные модели. В табл. 1 дано описание рассмотренных расчетных моделей.

Таблица 1

Свойства расчетных моделей

Модель	Пластичность материала		Передача усилий между фланцами в болтовых соединениях ригелей с колоннами и в базах колонн	Геометрическая нелинейность	Несовершенства геометрии
	болтов	элементов рам			
Стержневые модели					
C1	–	–	не моделируется (сопряжение элементов моделируется в одной точке как жесткое или как шарнирное)	–	+
C2	–	–		+	+
C3	–	–		+	–
Оболочечные модели					
O1	–	–	двусторонняя	–	+
O2	–	–	двусторонняя	+	+
O3	–	–	односторонняя (только сжатие)	+	+
O4	+	–	односторонняя (только сжатие)	+	+
O5	+	+	односторонняя (только сжатие)	+	+
O6	+	+	односторонняя (только сжатие)	+	–

Расчеты выполнены при комбинации нагрузжений, в которую входили постоянные, длительные и кратковременная снеговая нагрузки, определенными в соответствии с указаниями СНиП 2.01.07-85* [4].

В табл. 2 приведены расчетные значения вертикальных перемещений ригелей покрытия и поперечных сил в опорных сечениях колонн торцевой и рядовой рам каркаса при полном расчетном значении указанных нагрузок.

Таблица 2

Расчетные параметры напряженно-деформированного состояния элементов рам при полной расчетной нагрузке

Модель	Торцевая (крайняя) рама			Рядовая (средняя) рама		
	Вертикальное перемещение ригеля, мм		Поперечная сила в опорном сечении колонны, кН	Вертикальное перемещение ригеля, мм		Поперечная сила в опорном сечении колонны, кН
	опорное сечение	пролетное сечение		опорное сечение	пролетное сечение	
C1	0.4	38.5	31.1	0.9	84.1	89.5
C2	0.5	38.9	31.1	1.0	85.9	89.8
C3	0.4	38.1	30.2	0.9	87.2	91.8
O1	0.5	33.1	42.5	1.1	76.9	131.6
O2	0.6	33.4	42.6	1.2	78.8	132.7
O3	0.4	36.6	40.9	0.9	86.1	125.4
O4	0.4	36.9	41.0	0.8	88.3	122.8
O5	0.4	36.9	41.0	0.8	88.6	123.3
O6	0.4	36.9	40.8	0.7	88.6	123.0

Из табл. 2 можно видеть, что влияние геометрических несовершенств и геометрической нелинейности на напряженно-деформированное состояние поперечных рам каркаса здания рынка оказалось, как правило, незначительным и только лишь для отдельных параметров оно достигло 20% и 8% соответственно. Учет работы стали болтов и элементов рам за пределом упругости в моделях O4, O5, O6 так же несущественно изменил результаты расчета по сравнению с линейно-упругой моделью O3 (до 17%), что можно объяснить локальностью зон пластичности. Наибольшее влияние на результаты расчета

оказал способ моделирования узлов болтовых соединений элементов конструкций. Так, учет в соединении двусторонней передачи усилий с одного фланца на другой в модели О2, что практически равноценно модели жесткого соединения, привел к уменьшению расчетной величины перемещения ригеля рядовой рамы с 86.1 мм (модель О3) до 78.8 мм. В стержневых моделях С1, С2 и С3 эти узлы были приняты шарнирными и, как показало более подробное их моделирование в оболочечных моделях О3...О6, такое представление узлов оказалось верным.

В целом, сравнивая результаты расчета, полученные по двум типам расчетных моделей – стержневым и оболочечным, можно видеть, что по вертикальным перемещениям рам результаты расчета близки друг к другу. Например, перемещение центра пролета ригеля средней рамы в модели С2 составило 85.9 мм, а в наиболее близкой ей оболочечной модели О3 – 86.1 мм, т.е. различие составило всего 0.2%. В то же время по расчетным величинам горизонтальных опорных усилий в колоннах расхождения между двумя типами моделей оказались достаточно значительными (около 28%). Это можно объяснить следующим. Во-первых, в упрощенных стержневых моделях не было учтено фактически наклонное расположение продольной оси элементов рам переменного сечения. Во-вторых, в этих же моделях узел соединения ригелей с колоннами представлен жестким соединением двух стержневых элементов, расположенным в точке пересечения их центральных продольных осей. Однако фактическое соединение элементов является не точечным, а распределенным. Поэтому в качестве условной точки соединения элементов в стержневых моделях следовало бы принять точку приложения равнодействующей нормальных напряжений в опорном сечении ригеля. Учитывая, что высота двутаврового сечения ригеля, в пределах которой может размещаться данная точка, составляет 828 мм, данный факт может оказать некоторое влияние на величину горизонтальной составляющей реакции опор рамы и, следовательно, на величины поперечных сил в колоннах.

Как и следовало ожидать, наиболее принципиальное различие между двумя рассматриваемыми типами расчетных моделей проявилось в их «отношении» к проблеме устойчивости конструкций. Расчет с использованием оболочечных моделей показал, что наименьшим запасом рассматриваемая конструкция обладает по местной устойчивости стенок двутавровых сечений ригелей и колонн каркаса. Вслед за потерей местной устойчивости стенок следует потеря плоской формы изгиба элементов рам (см. рис. 4). При этом критический параметр нагрузки оказался близким к единице. Дальнейшее закритическое поведение системы трудно поддается численному анализу и, поэтому, оно не рассматривалось. Как и в случае определения параметров напряженно-деформированного состояния, влияние рассмотренных нелинейных эффектов и геометрических несовершенств на запас устойчивости оказался незначительным (до 4%). Расчет по стержневым моделям, не позволяющим выявить местные и изгибно-крутильные формы потери устойчивости, показал гораздо более значительный запас устойчивости конструкций – коэффициент запаса по снеговой нагрузке в линейно-упругой постановке получен равным 11.5.

Кроме того, был рассчитан вариант усиления предложенной конструкции, при котором толщина стенки сечений ригелей и колонн рам была увеличена до выполнения указаний [1]. В этом случае, как показал расчет, местная устойчивость элементов конструкции была бы обеспечена со значительным запасом и коэффициент запаса нелинейной устойчивости системы по снеговой нагрузке повысился бы с 1.0 до 7.5. При этом различие в результатах линейного и нелинейного расчетов при уровне нагружения, соответствующем разрушающей нагрузке, возросло значительно и для отдельных показателей напряженно-деформированного состояния конструкций составило более 20 раз.

Также был выполнен численный анализ устойчивости конструкций здания к «прогрессирующему» разрушению при аварийных воздействиях. Расчетом установлено, что в случае выхода из строя отдельных элементов одной несущей рамы каркаса возможно разрушение некоторых прогонов кровли, опирающихся на поврежденную раму. Основные несущие конструкции здания – поперечные рамы – при этом не разрушаются. Поэтому очевидно, что разрушение прогонов и возможное обрушение участков кровли будет локализовано на малой площади покрытия здания и не распространится за ее пределы. Это свидетельствует об обеспечении требований по предотвращению «прогрессирующего» разрушения всего здания или его значительной части.

4. Выводы

Результаты численного моделирования и расчета несущих стальных конструкций здания Рижского рынка в г. Москве показали следующее:

1. Несмотря на то, что несущие стальные конструкции проектируемого здания рынка не соответствуют ряду указаний СНиП II-23-81* [1], они обладают необходимой прочностью, жесткостью и устойчивостью при основных сочетаниях нагрузок и воздействий, а также устойчивостью к «прогрессирующему» разрушению при их локальном аварийном повреждении.

2. В случае увеличения интенсивности снеговой нагрузки на здание рынка сверх ее расчетного значения возможное разрушение несущей системы начинается с проявления местной неустойчивости стенки сечений колонн и ригелей поперечных рам здания. Поэтому существенное повышение запаса несущей способности системы возможно обеспечить усилением стенки сечений элементов рам путем увеличения толщины стенки или постановки ребер жесткости, подкрепляющих стенку.

3. Численный анализ стальных конструкций, выполненный на основе метода конечных элементов, позволяет оценить напряженно-деформированное состояние и устойчивость конструкций, в том числе в тех случаях, когда это невозможно сделать по методикам строительных норм.

4. Для оценки общей жесткости и устойчивости конструкций могут быть использованы упрощенные расчетные модели, в которых элементы переменного сечения представлены стержневыми конечными элементами со ступенчато изменяющейся жесткостью. При построении таких моделей следует учитывать фактическое положение продольных осей элементов переменного сечения и узлов их соединения.

5. В тех случаях, когда необходимо оценить устойчивость стальных конструкций по локальным и неплоским изгибно-крутильным формам, следует применять оболочечные конечно-элементные расчетные модели. Эти же модели позволяют получить более подробную и более точную информацию о распределении усилий и напряжений в конструкциях здания.

6. Для рассматриваемой конструкции здания рынка учет нелинейных эффектов не привел к существенному уточнению результатов расчета. Главным образом, это объясняется определяющим влиянием местной устойчивости стенок сечений элементов поперечных рам здания на общую устойчивость конструкции здания. В результате несущая способность конструкции исчерпывается при незначительном изменении геометрии и ограниченном пластическом деформировании под нагрузкой. Учет в расчетах нелинейных эффектов, очевидно, является обязательным в тех случаях, когда местная устойчивость элементов и общая линейно-упругая устойчивость конструкции обеспечиваются со значительным запасом. В этих случаях перед потерей конструкцией устойчивости возможно значительное ее деформирование под нагрузкой, приводящее к существенному изменению геометрической формы конструкции и обширному развитию пластических деформаций.

Литература

1. СНиП II-23-81* «Стальные конструкции». – М.: ЦПП, 1998.
2. Катюшин В.В. Здания с каркасами из стальных рам переменного сечения. – М.: Стройиздат, 2005. – 656 с.
3. DD ENV 1993-1-1:1992. Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1.1: General rules and rules for buildings. – BSI, 2000.
4. СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия». – М.: ЦПП, 2003.