

УДК 624.014.001.24

**Вячеслав Игнатьевич ДРАГАН,**  
кандидат технических наук, первый проректор  
Брестского государственного технического университета,  
главный инженер проекта

**Анатолий Викторович МУХИН,**  
кандидат технических наук,  
профессор кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Игорь Владимирович ЗИНКЕВИЧ,**  
кандидат технических наук,  
доцент кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Виталий Алексеевич ЛЕБЕДЬ,**  
кандидат технических наук,  
доцент кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Леонид Григорьевич ГОЛОВКО,**  
старший преподаватель кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Николай Николаевич ШАЛОБЫТА,**  
старший преподаватель кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Андрей Брониславович ШУРИН,**  
ассистент кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Вадим Викторович ЛЮСТИБЕР,**  
аспирант кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

**Александр Владимирович МИГЕЛЬ,**  
магистрант кафедры строительных конструкций  
Брестского государственного технического университета

## КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ И ОСНОВНЫЕ РЕЗУЛЬТАТЫ РАСЧЕТОВ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО МЕТАЛЛИЧЕСКОГО ПОКРЫТИЯ ЛЕТНЕГО АМФИТЕАТРА В Г.ВИТЕБСКЕ

## STRUCTURAL DESIGN AND MAIN CALCULATION RESULTS OF LARGE SPAN METAL ROOFING FOR SUMMER AMPHITHEATRE IN VITEBSK

В статье рассмотрено конструктивное решение и приведены теоретические исследования несущей способности металлического покрытия летнего амфитеатра в г. Витебске.

Покрытие представляет собой большепролетную комбинированную систему, состоящую из пространственной стержневой цилиндрической оболочки регулярной структуры и подкрепляющих ее с внутренней и внешней сторон и по контуру арками, заземленными в фундаментах. Конструктивное решение покрытия не имеет аналогов в практике отечественного металлостроительства, а нормативная база в части определения нагрузок и воздействий на подобные сооружения не имеет указаний, что потребовало экспериментально-теоретического обоснования проектных решений.

Подробно описано запатентованное конструктивное решение узла металлической структуры системы "BrGTU", позволившей перекрыть пролет 120.014 м. Исследовано напряженно-деформированное состояние сооружения с использованием трех расчетных конечноэлементных моделей с различной степенью детализации и с учетом особенности работы конструкций. Выполнен анализ работы структурной оболочки, вертикальных и наклонных арок. Показано обеспечение всеми элементами покрытия несущей способности и общей устойчивости сооружения в целом при действии проектных нагрузок и воздействий.

*This paper considers a structural design and presents the theoretical studies of bearing capacity of the metal roofing for summer amphitheatre in Vitebsk.*

*The roofing is a large span combined system consisting of a spatial rod cylindrical shell of regular structure and supported from inside and outside and on contour by the arches fixed in foundations. The structural design of the roofing does not have analogues in the practice of home metal construction and there is no instructions concerning determination of loads and impacts on buildings of the similar type in the normative base. Thus, the experimental-theoretical studies were needed for justification of the design decisions.*

*The patented structural design of the metal structure point of "BrGTU" system, which allowed overlapping 120.014 m span, has been described in details. The stress-strained state of the construction has been studied by using three final element models with various degrees of details and taking account of the structure performance peculiarities. The analysis of the structural shell performance as well as vertical and inclined arches performance has been made. It has been shown that all elements of the roofing provide load-bearing capacity and overall stability of the construction under design loads and impact conditions.*

**ВВЕДЕНИЕ**

Сравнительно недавно специалистами Брестского государственного технического университета (БрГТУ) был разработан узловой элемент конструкций регулярной структуры, который получил название узла системы "БрГТУ". Узловой элемент обладает новизной и защищен патентами на изобретение [1–4]. В короткие временные сроки были запроектированы покрытия в виде структурных конструкций системы "БрГТУ" для нескольких объектов: покрытие театра эстрады в г. Бресте (размеры в плане 18.0x22.5 м, высота плиты 1.060 м, размер ячеек 1.5x1.5 м) [5], покрытие ледовой арены в г. Пружаны (размеры в плане 39.0x63.0 м, высота плиты 3.0 м, размер ячеек 3.0x3.0 м) [6, 7], кафе на трассе Брест-Минск-граница РФ (размеры в плане 18.0x24.0 м, высота плиты 1.5 м, размер ячеек 1.5x1.5 м). Перед внедрением нового узла в практику строительства проводились экспериментальные испытания и теоретические исследования напряженно-деформированного состояния отдельных узловых элементов, а также фрагментов структурных плит. Как правило, проводились натурные испытания покрытий возведенных объектов. Полученные данные подтвердили правильность принятой методики расчета и высокую надежность конструкций системы "БрГТУ". Опыт, приобретенный при возведении вышеназванных объектов, использовался при проектировании большепролетного покрытия над трибунами летнего амфитеатра в г. Витебске.

**КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ**

Покрытие летнего амфитеатра запроектировано в металлических конструкциях заводского изготовления

и представляет собой комбинированную стержневую систему. Данная система состоит из усеченной двумя наклонными плоскостями пространственной стержневой цилиндрической оболочки регулярной структуры и подкрепляющих ее девяти вертикальных арок (пять нижних и четыре верхних), двух наклонных арок, а также двух решетчатых колонн из круглых труб, расположенных за трибунами (рисунки 1–3).

Пространственная жесткость покрытия обеспечивается защемлением арок и колонн в фундаментах, совместной работой всех элементов покрытия.

Пролет нижних вертикальных арок составляет 120.014 м, ширина покрытия переменная и изменяется от 24.0 м на опорах до 71.0 м в средней части покрытия. Высота подъема осей нижних вертикальных арок от точки входа в фундамент 18.5 м, высота покрытия по осям арок 3.32 м.

Главная роль для создания архитектурной привлекательности и конструктивной целесообразности сооружения отводится структурной оболочке системы "БрГТУ" (рисунок 4). Радиус нижней поясной сетки оболочки по центрам узлов  $R_{\text{низ}} = 106.975$  м, радиус верхней поясной сетки по центрам узлов  $R_{\text{верх}} = 109.485$  м, высота сечения оболочки 2.51 м, размер ячеек верхней поясной сетки 3.0x3.0 м, нижней поясной сетки 3.0x2.931 м.

Структурная оболочка выполняет несколько функций:

- воспринимает внешние нагрузки по всей площади покрытия и передает опорные реакции на колонны, вертикальные и наклонные арки;
- обеспечивает совместную работу колонн, вертикальных и наклонных арок;
- выполняет функцию решетки пространственной арки, образованной нижними и верхними вертикаль-

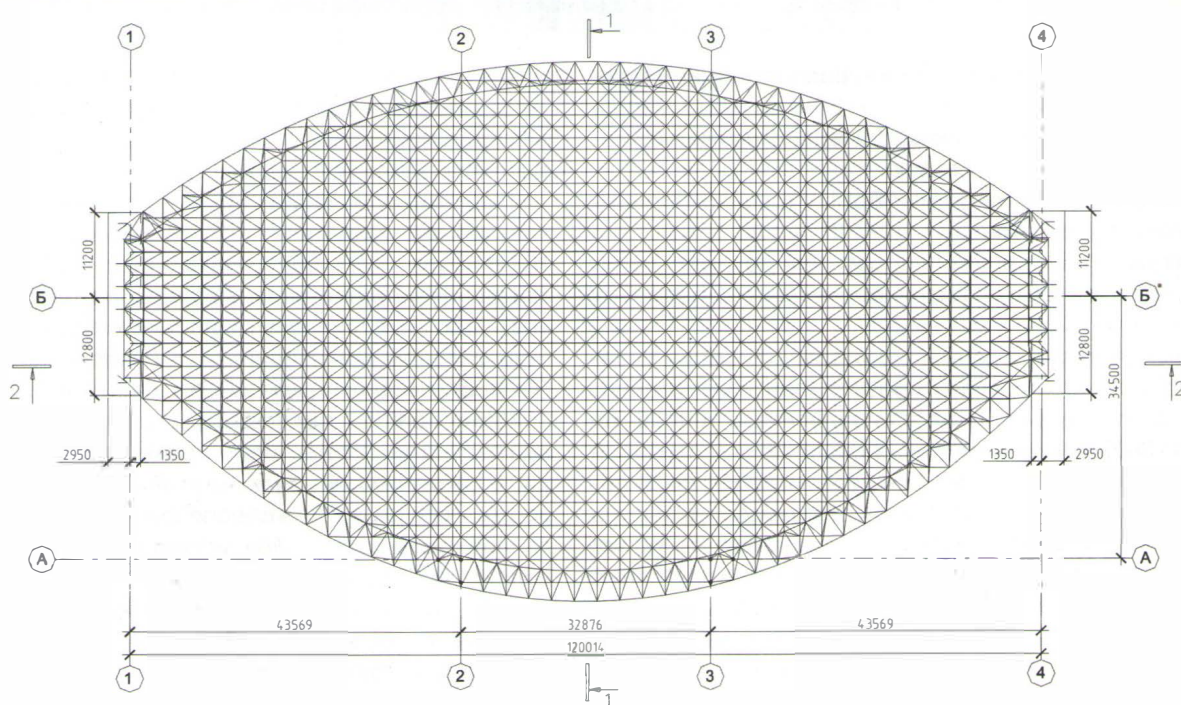
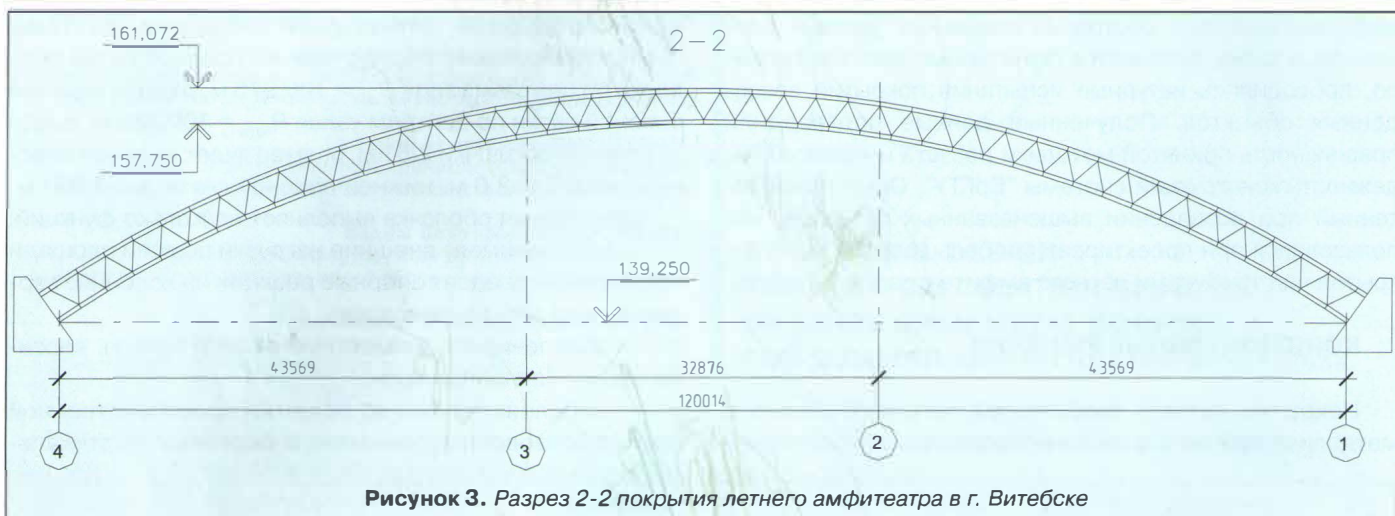
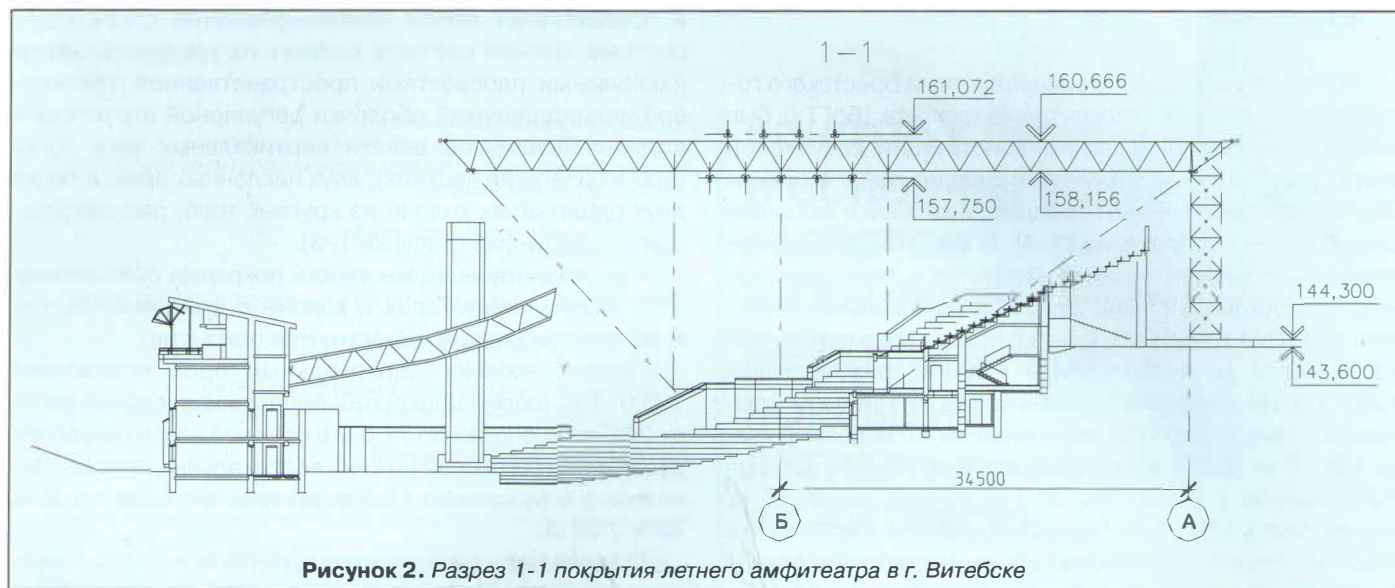


Рисунок 1. План покрытия летнего амфитеатра в г. Витебске





ными арками и частью оболочки, расположенной между ними;

— обеспечивает устойчивость из вертикальной плоскости поясов наклонных арок.

Узловой элемент системы "БргТУ" (рисунок 5) изготавливается в два этапа.

**1 этап** — изготовление сборочных деталей (полусфер, металлических сферических шайб, резиновых шайб).

Полусферы с наружным радиусом 106 мм изготавливаются путем горячего прессования из листового проката толщиной 16 мм из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19282. Толщина листа определяется величиной максимального усилия, воспринимаемого узлом. В полусферах сверлятся отверстия необходимого диаметра под болты. Диаметр отверстия назначается на 1,0 мм больше диаметра болта, что обеспечивает свободную сборку узлов структуры. По торцам полусфер снимается фаска, необходимая для сварки. Внутренние и наружные сферические шайбы толщиной 10 мм изготавливаются из листовой стали со сферической поверхностью с радиусом, равным внутреннему и наружному радиусу шара соответственно.

**2 этап** — сборка узловой элемента.

В отверстия со стороны полости полусфер 1 устанавливаются на сферических шайбах 2 и 3 крепежные высокопрочные болты 4 по ГОСТ 22353 класса точности В диаметром 30 мм (М30) с наименьшим временным сопротивлением 120 кН/см<sup>2</sup> из стали марки 30ХЗМФ по ГОСТ 4543. На каждый болт надевается внутренняя 2 и наружная 3 шайбы, а также закручиваются две гайки: силовая гайка 5 и контргайка 6. В качестве силовой гайки принята высокопрочная гайка по ГОСТ 22354 диаметром 30 мм (М30) из стали марки 30ХЗМФ по ГОСТ 4543. Шайбы устанавливаются между головками болтов и внутренней поверхностью шара, а также между силовыми гайками и наружной поверхностью шара. Для обеспечения герметичности узла под наружную шайбу устанавливается резиновая шайба. Полусферы свариваются стыковым швом с разделкой кромок полуавтоматической или автоматической сваркой в среде углекислого газа.

Вращение болтов при сборке и вкручивание в специальные гайки стержней производится посредством поворота застопоренных силовой гайки и контргайки. Важную роль в данном узле играют шайбы со сфериче-





Рисунок 4. Структурная оболочка системы "БрГТУ"

ской поверхностью. При закручивании силовой гайки происходит центрирование оси стержня на центр узла.

Усилие сжатия воспринимается узловым элементом в следующей последовательности. Усилие с болта передается через резьбу на силовую гайку, а с нее на наружную шайбу с вогнутой поверхностью, плотно прилегающей к стенке шара. Усилие растяжения передается непосредственно с болта на внутреннюю шайбу и далее через выпуклую поверхность шайбы на стенку шара. Диаметр шара, толщина стенки шара, диаметр болтов и класс прочности болтов назначаются исходя из величины усилий, действующих в стержнях, используя принцип равнопрочности всех элементов рассматриваемого узла структуры. При этом необходимо учитывать, что толщина и диаметр шайбы существенно влияют на несущую способность узла.

Стержневой элемент системы "БрГТУ" (рисунок 6) представляет собой круглую трубу 1, в торцах которой устанавливаются и привариваются по контуру круглые гайки 2 с резьбовым отверстием. Для покрытия амфитеатра специальные гайки изготавливались с резьбой М30 высотой 35 мм из стали марки 09Г2С по ГОСТ 19282. Для изготовления типовых стержней сис-

темы "БрГТУ" использовались горячекатаные трубы сечением 114x8 и 127x8 мм.

Наличие всего двух сечений типовых стержней структуры определялось незначительной разницей усилий в элементах оболочки, а также требованиями унификации и поточного заводского изготовления. Узловые и стержневые элементы системы "БрГТУ" поставлялись на строительную площадку в виде отправочных марок полной заводской готовности. Благодаря этому монтаж структурной оболочки осуществлялся без применения сварки и дополнительных элементов, что значительно упростило и ускорило возведение конструкций.

Сопряжение узлов структуры с вертикальными арками выполняется по всей длине с шагом 3.0 и 2.931 м для верхних и нижних арок соответственно. Передача усилий на узлы арки осуществляется через крестовые столики, выполненные из листовой стали толщиной 10 мм. Столики устанавливаются между узлом арки и расположенным над ним узлом структуры и фиксируются в проектное положение монтажными сварными швами (рисунок 7).

В местах подхода элементов структурной оболочки к наклонным аркам сопряжение выполнено с помощью



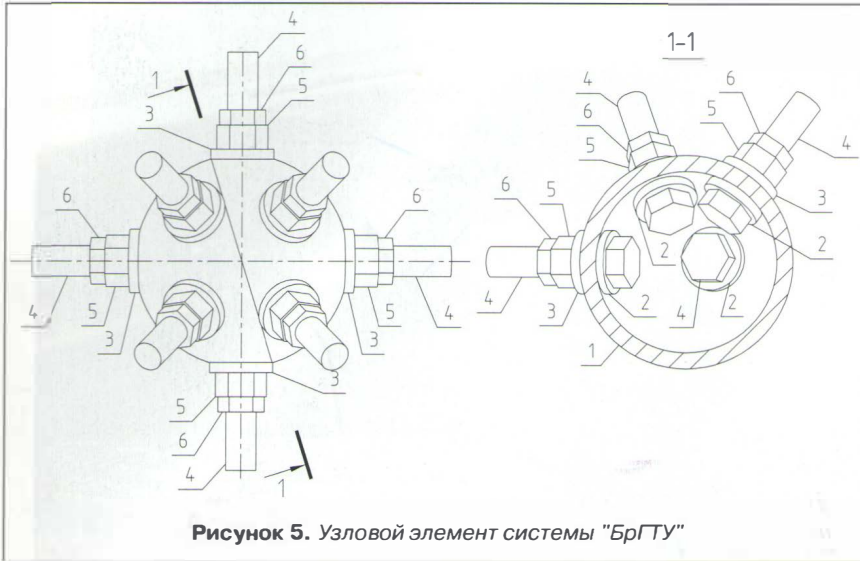


Рисунок 5. Узловой элемент системы "БрГТУ"

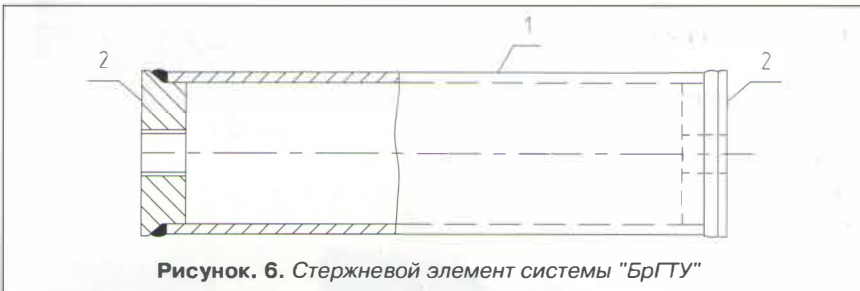


Рисунок 6. Стержневой элемент системы "БрГТУ"

дополнительных раскосов и доборного пояса (рисунок 8). Дополнительные раскосы изготавливаются в виде стержневых элементов из круглых труб сечением 114x8, 114x12, 114x14, 121x12 мм с прорезями на краях. В прорези на монтаже устанавливаются ребра из листовой стали толщиной 10, 16 и 20 мм с возможностью перемещения вдоль стержня. Одно ребро приваривается к типовому узловому элементу структурной оболочки, а

другое — к полюсу шару со стенкой толщиной 16 мм, установленному на наклонной арке. Шар крепится к плите узла наклонной арки с помощью четырех ребер толщиной 10 мм. Доборный пояс структуры выполнен из круглой трубы сечением 114x8 мм, один из торцов которой приваривается к типовому узлу структуры, а второй через полусферу к плите узла наклонной арки.

Основными конструктивными элементами, обеспечивающими восприятие и передачу на фундаменты нагрузок и воздействий на покрытие, являются вертикальные арки. Шаг вертикальных арок составляет 3.0 м, причем верхние вертикальные арки смещены относительно нижних на полшага — 1.5 м.

Вертикальные арки опираются на монолитные железобетонные фундаменты через консоли, которые представляют собой сталежелезобетонные элементы, жестко защемленные в теле фундамента на глубину 1.5 м и выступающие на 0.4 м над поверхностью фундамента. Сталежелезобетонный элемент состоит из усиленной ребрами трубы сечением 720x10 мм, внутреннее пространство которой армируется и заполняется бетоном.

Узел сопряжения вертикальных арок и консолей (рисунок 9) выполнен в виде фланцевого соединения на высокопрочных болтах диаметром 30 мм (М30) с наименьшим временным сопротивлением 120 кН/см<sup>2</sup>.

Вертикальные арки выполнены в виде пучков, состоящих из трех криволинейных труб сечением 273x10 мм, объединенных между собой в местах примыкания структуры планками и диафрагмами. Планки из листовой стали длиной 400 мм последовательно соединяют между собой три трубы, образуя в сечении жесткий треугольник, который работает совместно с диафрагмой и может рас-

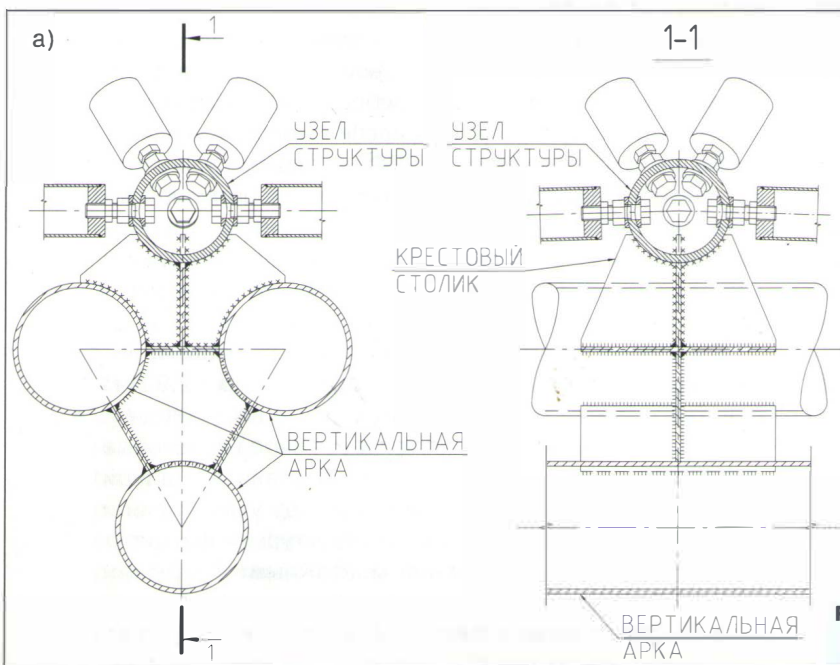


Рисунок 7. Узел сопряжения структуры с вертикальной аркой. а — чертежи КМ; б — на монтаже





загрузка 5 — снег по варианту 2 схемы 2, максимум слева [8];

загрузка 6 — снег по варианту 2 схемы 2, максимум справа [8];

загрузка 7 — температура, нагрев;

загрузка 8 — температура, охлаждение;

загрузка 9 — ветер вдоль покрытия слева;

загрузка 10 — ветер поперек покрытия от сцены;

загрузка 11 — пульсационная составляющая ветра от сцены;

загрузка 12 — ветер поперек покрытия к сцене;

загрузка 13 — пульсационная составляющая ветра к сцене.

При определении снеговой нагрузки учитывался возможный снос снега с расположенной на более высокой отметке площади введением увеличивающего коэффициента 1,4. Температурные воздействия прикладывались ко всем стержням системы, учитывался температурный разогрев величиной  $\Delta t = 53,3$  °C и охлаждение величиной  $\Delta t = (-49,5)$  °C с учетом солнечной радиации.

Конечноэлементное моделирование напряженно-деформированного состояния комбинированной системы покрытия (рисунок 11) выполнялось с помощью различных программных комплексов с использованием стержневых конечных элементов. При проектировании и анализе рассматривались три отдельные конечноэле-

ментные модели, при этом осуществлялся переход от более простых моделей к сложным, учитывающим отдельные особенности работы конструкции.

Статические и динамические расчеты конструкций каркаса производились при помощи вычислительного комплекса "LIRA 9.2" (ID 508517361, сер. № 5473) и контролировались по методикам, изложенным в нормативных документах [10].

В первой модели составные сквозные сечения поясов вертикальных и наклонных арок описывались сплошными стержневыми конечными элементами эквивалентной жесткости. При этом кривизна названных элементов на участках между узлами не учитывалась. Учет влияния податливости планок и диафрагм узлов арок производился введением эквивалентной сдвиговой податливости конечных элементов. Для описания структурной оболочки использовались пространственные стержневые конечные элементы с шестью степенями свободы в узле (10 КЭ). Податливость узлов структурной оболочки учитывалась введением упругоподатливых связей по концам стержневых элементов. В противном случае структурная оболочка рассматривалась как шарнирно-стержневая система. Опорные сечения вертикальных и наклонных арок объединялись оболочечными конечными элементами (44 КЭ или 41 КЭ), обеспечивающими совместное деформирование по-



Рисунок 10. Опоры наклонных арок



крытия с фундаментами. Податливость свайного основания учитывалась введением одноузловых конечных элементов с заданной жесткостью в вертикальном и горизонтальном направлениях, чем учитывалось влияние перемещений фундаментов на распределение усилий в конструкции покрытия.

Вторая модель имеет следующие изменения, позволяющие учесть особенности действительной работы большепролетной конструкции. Вертикальные и наклонные

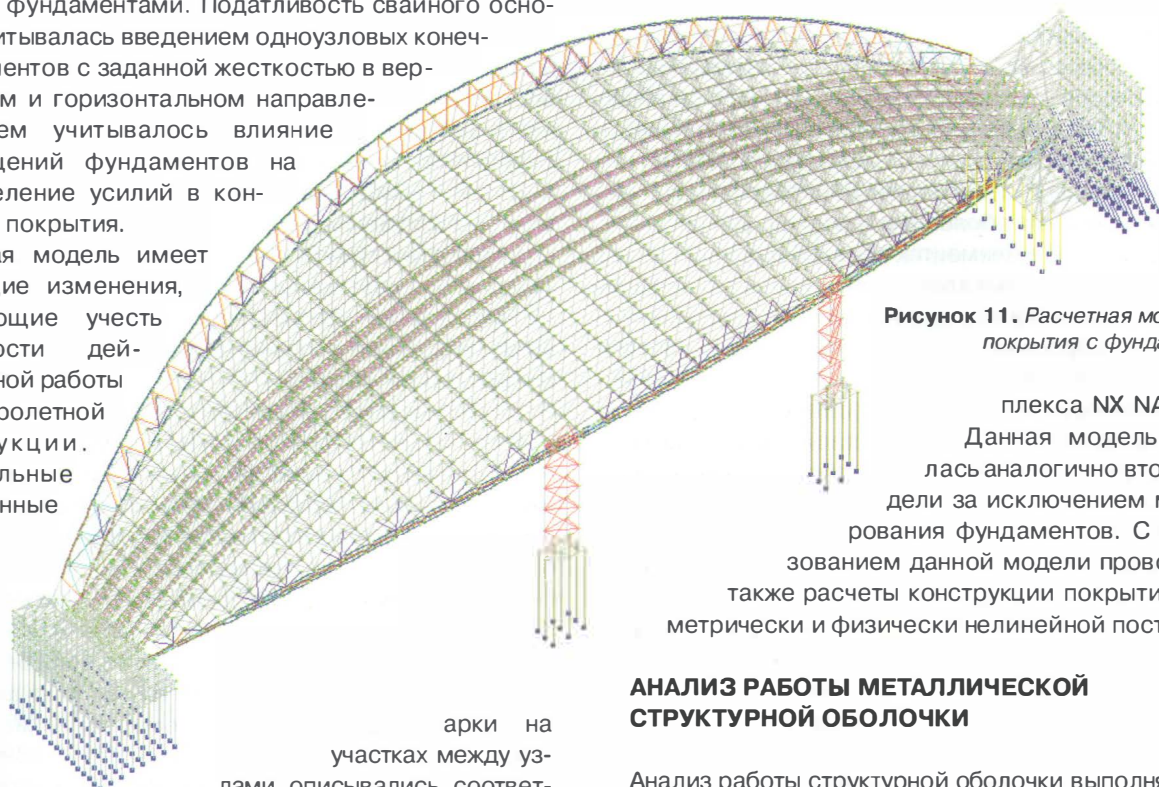


Рисунок 11. Расчетная модель покрытия с фундаментами

плекса NX NASTRAN. Данная модель строилась аналогично второй модели за исключением моделирования фундаментов. С использованием данной модели проводились также расчеты конструкции покрытия в геометрически и физически нелинейной постановке.

арки на участках между узлами описывались соответственно тремя или двумя стержнями. Для описания криволинейности стержней каждая панель разбивалась на четыре отрезка равной длины. Жесткие узлы арок заменялись одним стержнем эквивалентной жесткости. Для полного формирования жесткого узла концы ветвей арок соединялись стержнями большой жесткости с концами стержней эквивалентной жесткости. Ребра, прикрепляющие узлы структуры к вертикальным аркам, заданы стержнями крестового сечения эквивалентной жесткости. Усиленные панели опорных секций и опорные сталежелезобетонные консоли вертикальных арок, а также опоры и усиленные пояса опорных секций наклонных арок описаны стержневыми элементами с эквивалентной жесткостью, заданной численно. Ветви и решетка сквозных колонн описаны стержневыми конечными элементами. Узлы опирания структуры на ветви колонн, допускающие горизонтальные перемещения, заданы конечным элементом, моделирующим упругую связь между узлами (55 КЭ). Податливость узлов структурной оболочки моделировалась введением по концам стержневых элементов вставок длиной 50 мм с жесткостными характеристиками, рассчитанными на основании данных, полученных при испытаниях узлов системы "БргТУ".

Фундаменты сооружения моделировались с помощью пластин, имеющих достаточно большую жесткость, а сваи были представлены стержнями с жесткостными характеристиками, соответствующими экстремальным значениям, полученным при испытаниях на вертикальные и горизонтальные нагрузки.

С целью выявления форм потери устойчивости конструкции и критических сил была разработана третья конечноэлементная модель для вычислительного ком-

### АНАЛИЗ РАБОТЫ МЕТАЛЛИЧЕСКОЙ СТРУКТУРНОЙ ОБОЛОЧКИ

Анализ работы структурной оболочки выполняется по критерию использования несущей способности элементов нижней поясной сетки, элементов раскосной решетки и элементов верхней поясной сетки. Для удобства анализа вся оболочка условно разбита на три части:

1 часть — консольный фрагмент оболочки, расположенный между наклонной аркой над сценой и крайними вертикальными арками;

2 часть — часть структуры в пределах вертикальных арок;

3 часть — фрагмент оболочки, расположенный между наклонной аркой над колоннами и крайними вертикальными арками.

1 часть. Наиболее нагруженными элементами для этой части являются продольные стержни верхней поясной сетки с максимальным процентом использования несущей способности 73,4. Практически все раскосы нагружены на величину до 18,0 %. Раскосы, расположенные над наклонной аркой и вблизи крайних вертикальных арок, передают опорные реакции от консольного фрагмента оболочки и имеют большие усилия, а процент использования несущей способности достигает 79,0. В нижней поясной сетке наиболее нагруженными элементами являются продольные стержни, примыкающие к поясу наклонной арки. Процент использования для этих стержней находится в пределах 50–85, а для остальных поясов обоих направлений не превышает 35. Большие усилия в примыкающих стержнях объясняются включением поясов структуры в совместную работу с поясом наклонной арки и передачей опорных усилий.

2 часть. В этой части оболочки наиболее нагруженными элементами являются раскосы, расположенные в приопорной зоне (процент использования находится в



пределах 48–79). По сравнению с ними менее нагружены раскосы пролетной части (процент использования не превышает 33), которые, однако, более нагружены, чем раскосы консольной части. Большие усилия в стержнях второй части по сравнению с элементами первой части объясняются работой раскосов оболочки как элементов решетки пространственной арки, образованной самими раскосами, поясами оболочки и вертикальными арками. Величины усилий в элементах верхней поясной сетки в пределах вертикальных арок по абсолютным значениям меньше усилий в поясах, расположенных в первой части. Однако, теперь максимально нагруженными элементами являются пояса поперечного направления. Процент использования несущей способности для этих элементов не превышает 50, а для остальных находится в пределах 25–37. Меньшие усилия в продольных стержнях объясняются работой вертикальных арок, воспринимающих большую часть усилий. Как и для верхней сетки, наиболее нагруженными элементами нижней сетки являются пояса поперечного направления (использование несущей способности до 50 %), а для остальных стержней анализируемая величина находится в пределах 18 %–34 %.

**3 часть.** В этой части оболочки, как и для двух других частей, наиболее напряженными являются элементы структуры, подходящие к поясам наклонной арки. Максимальные величины использования несущей способности составляют: для элементов нижней поясной сетки 97,5 %, для элементов раскосной решетки 94,4 %, для элементов верхней поясной сетки 73,4 %. Кроме этого, максимально нагруженные нижние пояса и раскосы оболочки расположены возле колонн, так как передают опорные реакции от покрытия на вертикальные стойки. Для наименее напряженных элементов величины использования несущей способности не превышают: для нижних поясов — 18 %, для раскосов — 17 %, для верхних поясов — 13 %.

Таким образом, все элементы структурной оболочки отвечают требованиям прочности и устойчивости. Максимально нагруженный элемент имеет 97,5 % использования несущей способности.

#### АНАЛИЗ РАБОТЫ ВЕРТИКАЛЬНЫХ АРОК

Анализ распределения усилий для вертикальных арок выполнен для первой расчетной схемы, то есть для случая, когда сечение арок из трех труб заменяется одним стержнем эквивалентной жесткости. При анализе рассмотрена работа наиболее нагруженных крайних (со стороны сцены) нижней и верхней вертикальных арок. Характер распределения усилий в других арках аналогичен, а значение усилий в большинстве случаев несколько меньше, чем в крайних арках.

Пульсационная составляющая ветровой нагрузки вызывает усилия в элементах покрытия на порядок меньше усилий от остальных загрузок, поэтому из дальнейшего анализа указанные загрузку исключаются.

Прежде всего, следует отметить, что практически для всех загрузок, как для верхних, так и нижних вер-

тикальных арок максимальные изгибающие моменты  $M_y$  в вертикальной плоскости и сопутствующие им максимальные поперечные силы  $Q_z$  располагаются в приопорной части арок. Это связано с тем, что конструктивное решение и соответствующая ему расчетная схема сопряжения арок покрытия с фундаментом приняты жестким. Резкое снижение значений изгибающих моментов и поперечных сил свидетельствует о включении в работу структурной оболочки и уменьшении влияния защемления вертикальных арок в фундаментах.

Такой характер распределения усилий в вертикальных арках потребовал дополнительного усиления их сечений на приопорных участках.

Сопоставление усилий целесообразно проводить относительно усилий от постоянных нагрузок.

Постоянная нагрузка вызывает максимальный изгиб нижних и верхних вертикальных арок у опор с растяжением нижних волокон. Максимальный момент для нижней арки  $M_y = 89.09$  кН·м, для верхней —  $M_y = 63.82$  кН·м. На расстоянии около 3.0 м от опор после включения в работу структурной оболочки изгибающие моменты в вертикальной плоскости уменьшаются приблизительно на 70 %. Продольные сжимающие усилия в арках распределены по пролету более равномерно, но максимальные их значения (для нижней арки  $N = (-689)$  кН, для верхней —  $N = (-547)$  кН) достигаются на опорах.

Нагрузка от технологического оборудования вызывает распределение усилий в арках аналогичное загрузке постоянной нагрузкой, но значения усилий значительно меньше.

Характер усилий от снеговой нагрузки, равномерно распределенной по покрытию, такой же, как и для постоянной нагрузки, но величина усилий значительно выше. Максимальный момент для нижней арки  $M_y = 326.3$  кН·м, для верхней —  $M_y = 214.0$  кН·м. Продольное сжимающее усилие для нижней арки максимально у опор ( $N = (-913.8)$  кН), для верхней — в середине пролета ( $N = (-756.3)$  кН), но сопоставимо с усилием на опорах ( $N = (-741.2)$  кН).

При неравномерном загрузке покрытия снеговой нагрузкой (загрузка 5 — максимальный снег слева и загрузка 6 — максимальный снег справа) значения продольных сжимающих сил несколько меньше, чем при загрузке равномерно распределенной снеговой нагрузкой (загрузка 3), а изгибающий момент больше у той опоры, у которой сосредоточен максимум снега.

При максимальной снеговой нагрузке слева (загрузка 5) максимальный изгибающий момент в нижней вертикальной арке расположен у левой опоры ( $M_y = (-439.2)$  кН·м) и вызывает растяжение верхних волокон. На противоположной опоре изгибающий момент вызывает растяжение нижних волокон. Максимальная сжимающая продольная сила наблюдается на левой опоре ( $N = (-720.6)$  кН), а максимум продольной силы в пролетной части арки ( $N = (-513.3)$  кН) имеет место приблизительно в трети пролета со стороны противоположной опоры.

Для верхней вертикальной арки (загрузка 5) характер распределения изгибающих моментов такой же, как и



для нижней арки, но максимальный момент меньше ( $M_y = -269.8$ ) кН·м). Максимальная сжимающая продольная сила ( $N = -618.2$ ) кН расположена в четверти пролета от левой опоры, а продольная сила на правой опоре ( $N = -509.4$ ) кН почти в 2 раза больше, чем на левой опоре.

Значения максимальных изгибающих моментов в опорных участках арок при действии ветра вдоль покрытия приблизительно в 2 раза больше моментов от постоянных нагрузок, но величины продольных сил значительно меньше.

При ветре справа вдоль покрытия в нижней вертикальной арке изгибающий момент на левой опоре вызывает растяжение нижних волокон ( $M_y = 180.7$  кН·м), а на правой опоре — верхних волокон ( $M_y = -215.2$ ) кН·м). Продольная сила от ветра справа вызывает сжатие нижней арки на правой опоре ( $N = -161.4$ ) кН и в пролетной части левой половины арки ( $N = -166.0$ ) кН). В пролетной части правой половины арки имеет место небольшое растяжение ( $N = 81.38$  кН).

Для верхней вертикальной арки ветер справа вдоль покрытия (загрузка 4) также как и для нижней вертикальной арки вызывает на левой опоре растяжение нижних волокон ( $M_y = 105.8$  кН·м), а на правой опоре — верхних волокон ( $M_y = 133.0$  кН·м). Продольная сила вызывает сжатие на левой опоре ( $N = -133.2$ ) кН и в пролетной части правой половины арки ( $N = -195.5$ ) кН). В пролетной части левой половины арки наблюдается растяжение ( $N = 100.7$  кН).

Загрузка покрытия ветровой нагрузкой поперек пролета (загрузка 10 — ветер от сцены и загрузка 12 — ветер к сцене) не вызывает существенных изгибающих моментов в вертикальной плоскости арок, но несколько увеличиваются сжимающие усилия.

Температурный нагрев (загрузка 7) или охлаждение (загрузка 8) вызывают в вертикальных арках усилия, сопоставимые с усилиями от постоянной нагрузки. При температурном охлаждении величины усилий по сравнению с температурным нагревом имеют практически одинаковые абсолютные значения, но противоположны по знаку.

При температурном нагреве (загрузка 7) наблюдаются максимальные изгибающие моменты на опорах нижней ( $M_y = 134.8$  кН·м) и верхней ( $M_y = 237.5$  кН·м) вертикальных арок с растяжением нижних волокон. Нагрев покрытия вызывает отрыв нижней вертикальной арки от фундамента ( $N = 352.0$  кН), и в то же время на опоре верхней вертикальной арки имеет место сжатие ( $N = -297.9$ ) кН). При охлаждении (загрузка 8) наблюдается противоположная картина.

#### АНАЛИЗ РАБОТЫ ЭЛЕМЕНТОВ НАКЛОННЫХ АРОК

При анализе рассмотрена работа наиболее нагруженных опорных секций С4 покрытия наклонной арки Ар2.

Сопоставление усилий проводилось относительно усилий от постоянных нагрузок ввиду полной адекватности их значений к реально действующим в эксплуатируемой конструкции.

Постоянная нагрузка вызывает усилия сжатия в верхнем и нижнем поясах секции С4, которые в верхнем поясе на длине секции уменьшаются незначительно на 15 % ((-431)–(-369) кН), а в нижнем — снижаются на этом же протяжении на 35 % ((-834)–(-541) кН). Восходящий опорный раскос растянут усилием 92 кН, а наиболее сжат усилием (-65) кН последний раскос секции.

Конструкции узлов сопряжения поясов на фланцевых соединениях с высокопрочными болтами с опорными стойками, заземленными в фундаментах, обеспечивают восприятие изгибающих моментов, которые достигают максимумов в опорных узлах и резко уменьшаются по длине секции ввиду наличия опорной оболочки, располагающихся примерно в третях ее пролета вплотную к верхним поясам наклонной арки Ар2. Изгибающие моменты  $M_z$  в верхнем и нижнем поясах равны 13 кН·м в нижнем поясе, и от 26 кН·м — в верхнем поясе секции Ар2-С4. Наибольший изгибающий момент  $M_y = 43,5$  кН·м действует в заземленном узле верхнего пояса в опорной конструкции, что определяется конструктивной схемой наклонной арки и отсутствием подкрепления в этой зоне структурной оболочкой. На длине секции в верхнем поясе  $M_y$  снижается до 0,8 кН·м. В нижнем поясе в заземленном узле опорной конструкции изгибающий момент  $M_y = 27$  кН·м, и по длине секции пояса  $M_y$  снижается до 1,9 кН·м, что объясняется включением в работу структурной оболочки.

Усилия в секции Ар1-С4 от технологической нагрузки (загрузка 2) ниже почти на порядок, чем усилия от постоянной нагрузки, и их распределение качественно соответствует распределению усилий от постоянной нагрузки. Соответственно абсолютные значения продольных сил варьируются в пределах от 17,5 кН в опорном раскосе до 3,1 кН в последнем раскосе секции. Максимальное значение  $M_z = 3,2$  кН·м имеет в заземлении нижнего пояса в опорной конструкции, а  $M_y = 5,9$  кН·м, соответственно, в верхнем поясе.

Распределение продольных сил в раскосах секции Ар2-С4 от температурного нагрева (загрузка 7) существенно больше усилий от постоянной нагрузки. Соответственно абсолютные значения продольных сил варьируются в пределах от 252,4 кН в опорном раскосе секции до (-58,9 кН) в четвертом. Усилие от температурного воздействия в опорном раскосе в 2,8 раза превышает усилие в нем от постоянной нагрузки. Максимальное значение  $M_z = 87$  кН·м имеет в заземлении нижнего пояса в опорной конструкции, а  $M_y = 116,1$  кН·м, соответственно, в опорном узле верхнего пояса, что в несколько раз выше значений от постоянной нагрузки. Распределение продольных сил в раскосах секции Ар1-С4 от температурного нагрева (загрузка 7) не соответствует качественно распределению усилий от постоянной нагрузки. Соответственно абсолютные значения продольных сил варьируются в пределах от (-257,3) кН в опорном раскосе до 60,5 кН в четвертом раскосе секции. Продольные усилия в нижнем поясе знакопеременны по длине нижнего пояса от 35,7 кН в заземлении до (-494,4) кН в последней его панели. В верхнем поясе усилие сжатия в заземлении составляет (-934) кН и



снижается по длине до величины 250 кН. Необходимо отметить, что наибольшими моментами при данном воздействии в заземлении поясов на опорах являются  $M_y$  и они больше моментов  $M_z$ .

Распределения усилий от температурного охлаждения (загрузка 8) соответствуют усилиям от температурного нагрева, но противоположны ему по знакам. Значительные усилия от температурных воздействий и несоответствие картины распределения усилий в Ар1-С4 связаны с отличием в схеме решетки секций и наличием в пролете дополнительных опор структурной оболочки вблизи поясов арки.

Загрузки от снеговой нагрузки (загрузки 3, 5, 6) создают усилия в элементах Ар2-С4 арки Ар2 одного порядка с усилиями от постоянной нагрузки. При загрузке 3 (снег по всему пролету) усилие растяжения в опорном раскосе составляет 104 кН, что примерно соответствует усилию в нем от постоянной нагрузки, равному 92 кН. При загрузке 5 (максимальный снеговой мешок слева) в опорном раскосе появляется усилие сжатия (-205) кН. Величины продольных усилий в поясах при загрузке 3 (снег по всему пролету) превышают величины продольных усилий от постоянной нагрузки, причем в силу ее особенностей уменьшаются по длине нижнего пояса от опорного узла с (-1141) кН до (-774) кН. По длине верхнего пояса картина аналогичная с убыванием от (-635) кН до (-342) кН. Опорный узел верхнего пояса загружен при снеговом мешке слева (загрузка 5) моментом  $M_z = 93$  кН·м. В опорном узле нижнего пояса при этом же загрузке  $M_z = 120,4$  кН·м. Величины изгибающих моментов резко уменьшаются по длине секции на два порядка, иллюстрируя явление "краевого эффекта".

При расчете на ветровые воздействия (загрузки 4, 9-13) вместе со средней нагрузкой учитывалась также пульсационная составляющая для направлений поперек сооружения. Наибольшее влияние для сооружения ветер создает при направлениях воздействия вдоль сооружения (загрузки 4, 9). Направления ветрового воздействия поперек сооружения и их пульсационные составляющие создают усилия в элементах на порядок меньшие по величине и не являются расчетными для крайних секций наклонной арки Ар2. Продольные усилия в элементах секции от ветровых нагрузок догружают их и по значениям соизмеримы с усилиями от постоянной нагрузки. При загрузке 9 (ветер слева вдоль сооружения) усилие в крайней опорной панели равно (-359) кН, что составляет 43 % от постоянной нагрузки, но резко убывает по величине на порядок по длине секции. В верхнем поясе при загрузке 4 (ветер справа) продольное усилие составляет (-210) кН и резко убывает по длине пояса от опоры. В нижнем поясе усилие растяжения 64 кН по длине пояса меняет знак и в крайней панели принимает значение (-63) кН. Усилия в раскосах изменяются в пределах от (-76) кН (загрузка 9) до 28,1 кН (загрузка 4). В силу особенностей ветровых воздействий продольные усилия в раскосах секции по абсолютным значениям изменяются в небольших пределах при загрузке 9.

## ИССЛЕДОВАНИЕ ОБЩЕЙ УСТОЙЧИВОСТИ КОНСТРУКЦИИ ПОКРЫТИЯ

Расчеты общей устойчивости конструкции покрытия выполнены в упругой постановке.

Отметим, что практически во всех известных комплексах для конечноэлементного моделирования конструкций задача устойчивости решается в классической постановке для упругой системы и в предположении, что все приложенные к системе внешние нагрузки (следовательно, и внутренние силы) растут пропорционально одному и тому же параметру  $\lambda$ .

Матрица жесткости системы при этом  $A(\lambda) = A_0 - B(\lambda)$  состоит из обычной матрицы жесткости  $A_0$  и диагональной матрицы "толкающих" реакций  $B(\lambda)$ , которые определяются сжимающими силами в стержнях и напряжениями сжатия в конечных элементах оболочечного типа, если таковые присутствуют в системе. То есть, значения параметра  $\lambda$ , при которых матрица жесткости системы  $A(\lambda)$  перестает быть положительно определенной, являются критическими. Таким образом, задача устойчивости сводится к задаче на собственные значения  $A(\lambda)$ .

В комплексе "SKAD" определяется только первый (минимальный) параметр  $\lambda$ , который и представляется как коэффициент запаса устойчивости системы. Это достаточно хорошо применимо к простым системам. В сложных системах, таких как запроектированная конструкция покрытия летнего амфитеатра, первые параметры  $\lambda$ , полученные таким образом, могут характеризовать состояния, когда не равны "0" узловые перемещения в локальных местах конструкции, что можно характеризовать как потерю устойчивости отдельными элементами конструкции. Причем, потеря "отпорности" системой, характеризуемая параметрами  $\lambda$ , может быть вызвана не только самой механикой системы, но и погрешностями в ее конечноэлементном моделировании, о чем многократно упоминается в соответствующей литературе по МКЭ. В комплексе "LIRA" версии 9.2 разработчиками было предусмотрено получение первых трех собственных значений матрицы  $A(\lambda)$ , следовательно, первых трех критических сил и форм потери устойчивости системы.

На первом этапе расчеты выполнялись при помощи вычислительного комплекса "LIRA 9.2". Рассчитывалось несколько конечно-элементных моделей: модель № 1 — первоначальная, с представлением арок в виде сплошных стержней эквивалентной жесткости; модель № 2 — стержневая модель, в которой ветви арок представлены отдельными стержнями с учетом их кривизны в пределах панели; модель № 3 — модифицированная из модели № 2 введением в узлы структуры конечных элементов, учитывающих податливость узлов конструкции.

Расчеты модели № 1 показали, что потери общей устойчивости системы не происходит, а имеет место местная потеря устойчивости краями структурной оболочки с подкрепляющими арками. Величина критического параметра (коэффициента запаса) при этом составляет порядка 19.



Для модели № 2 как и для первого варианта имеет место локальная потеря устойчивости отдельными элементами. Первоначально теряют устойчивость наиболее нагруженные сжатые раскосы наклонной арки АР-2. При этом коэффициент запаса устойчивости составляет 1,673. Учет податливости узлов структурной оболочки несколько снижает коэффициент запаса до величины 1,498. С целью выявления формы потери общей устойчивости конструкции и определения критических сил, ей соответствующих, в схеме № 2 были удалены раскосы наклонных арок. Произведенные при этом расчеты показали, что происходит потеря общей устойчивости верхнего пояса наклонных арок по S-образной кривой с коэффициентом запаса по первой форме 5,134.

Потери устойчивости структурной оболочки и вертикальных арок происходят при значительно больших величинах критических сил.

Для определения критических сил при большей степени дискретизации модели был проведен анализ сооружения на потерю устойчивости первого рода, выполненный для всех возможных комбинаций рас-

четных нагрузок с использованием NX NASTRAN. Анализ потери устойчивости для форм от 1 до 20 показал, что потери устойчивости системы в целом при низших формах не происходит. Потеря устойчивости наблюдается для отдельных элементов, начиная с одного и заканчивая их группой. При высших значениях критических параметров  $\lambda$  (NASTRAN) наблюдается потеря устойчивости группой элементов прямых или наклонных арок.

Расчеты устойчивости и анализ их результатов при дискретизации расчетных моделей показали, что потери устойчивости конструкции в целом не происходит ни в одной из моделей.

#### ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Анализ напряженно-деформированного состояния покрытия с учетом совместной работы комбинированной системы и основания фундаментов подтверждает обеспечение несущей способности всеми элементами покрытия при действии проектных нагрузок.

#### СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Узел соединения полых стержней пространственного каркаса: пат. № 2682 / В.И. Драган, В.Н. Пчелин, Н.Н. Шалобыта; патентовладелец УО "Брестский государственный технический университет". — 2006.
2. Пространственный каркас из полых стержней: пат. № 3167 / В.И. Драган, В.Н. Пчелин, Н.Н. Шалобыта; патентовладелец УО "Брестский государственный технический университет". — 2006.
3. Узел соединения поясов и раскосов пространственного каркаса из полых стержней: пат. № 3168 / В.И. Драган, В.Н. Пчелин, Н.Н. Шалобыта; патентовладелец УО "Брестский государственный технический университет". — 2006.
4. Узел соединения пространственного каркаса из полых стержней: пат. № 3244 / В.И. Драган, В.Н. Пчелин, Н.Н. Шалобыта; патентовладелец УО "Брестский государственный технический университет". — 2006.
5. Драган, В.И. Экспериментальные исследования работы структурной конструкции с узловым соединением "БрГТУ" / В.И. Драган, Н.Н. Шалобыта // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. ст. XIV междунар. науч.—практ. сем., 22–23 июня 2006. — Минск. — С. 133–138.
6. Люстибер, В.В. Исследование напряженно-деформированного состояния структурной плиты с предварительно напряженными затяжками // Перспективы развития новых технологий в строительстве и подготовке инженерных кадров Республики Беларусь: сб. ст. XIV междунар. науч.—практ. сем., 22–23 июня 2006. — Минск. — С. 151–161.
7. Драган, В.И. Натурное испытание металлической структурной плиты покрытия ледовой арены в г. Пружаны / В.И. Драган, В.В. Люстибер // Строительство и архитектура. — 2007. — № 1. — С. 17–22.
8. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85 / Госстрой СССР. — М.: ЦИПТ Госстроя СССР, 1988. — 36 с.
9. Нагрузки и воздействия: Изменение № 1 к СНиП 2.01.07-85. — Приказ Министерства архитектуры и строительства Республики Беларусь от 18 июня 2004, № 166.
10. Стальные конструкции: СНиП II-23-81\* / Госстрой СССР. — М.: ЦИПТ Госстроя СССР, 1991. — 96 с.

Статья поступила в редакцию 17.05.07.