

А.Б. ШУРИН, Н.Н. ШАЛОБИТА

Брестский государственный технический университет

ИССЛЕДОВАНИЕ ДЕЙСТВИТЕЛЬНОЙ РАБОТЫ БОЛЬШЕПРОЛЕТНОГО КОМБИНИРОВАННОГО СТРУКТУРНОГО ПОКРЫТИЯ С УЧЕТОМ ПОДАТЛИВОСТИ УЗЛОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ

В статье разработана методика статического расчета большепролетного комбинированного покрытия с включением в работу прогонов и профилированного настила, и с учетом действительной работы узловых соединений структурной плиты. Достоверность методики подтверждена сравнением теоретических данных с результатами натуральных исследований.

ВВЕДЕНИЕ

Комбинированное структурное покрытие универсального спортивного комплекса «Виктория» разработано на кафедре строительных конструкций УО БрГТУ в 2004 году, и представляет собой квадратную в плане структурную плиту, состоящую из двух складок $66 \times 66 \times 93$ м, соединенных в коньке, и создающие два ската с уклонами в 15° (рис. 1).

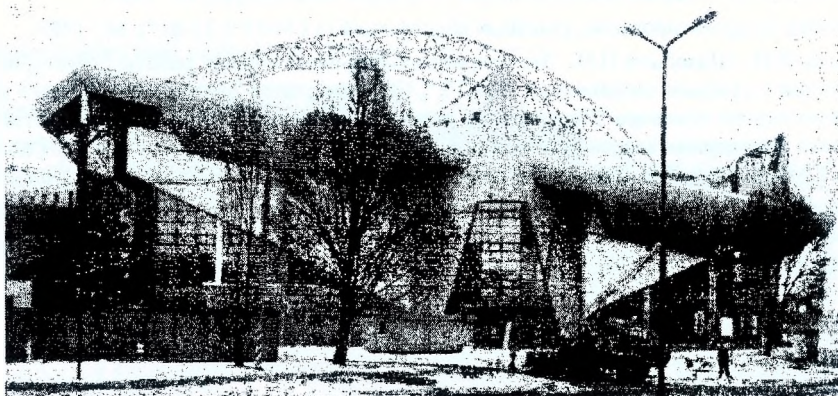


Рис. 1. Общий вид комбинированного покрытия дворца для игровых видов спорта «Виктория» в г. Бресте

В средней части структурная плита поддерживается двумя металлическими арками пролетом $80,62$ м. По контуру она опирается на четыре диафрагмы

жесткости и сталежелезобетонные колонны, установленные с шагом 6 м. Конструкция покрытия более подробно описана в [1, 2].

Достоинством комбинированного покрытия является совместная работа арок и структурной плиты, которая обеспечивается тем, что затяжки арок являются одновременно нижним поясом структуры и тем самым увеличивают изгибную жесткость покрытия. Структурная плита жестко связана с затяжкой и с опорными узлами арок, и включается в работу на восприятие распора арок, что приводит к уменьшению прогибов покрытия и снижению продольных усилий в элементах арок (рис. 4а).

Во избежание провисания затяжки под собственным весом и весом структурной плиты арочная система дополнена подвесками. Отличительной особенностью покрытия является наличие фаркопов в подвесках арок, позволяющих регулировать прогиб покрытия [1, 2]. Численными исследованиями установлено, что высота подъема затяжки, при котором расход металла на 1 м^2 покрытия будет наименьшим, составляет $20 \div 30 \text{ мм}$ (рис. 2). При дальнейшем натяжении подвесок усилия в стержнях структурной плиты выравниваются, в то время как в элементах арок усилия изменяются линейно.

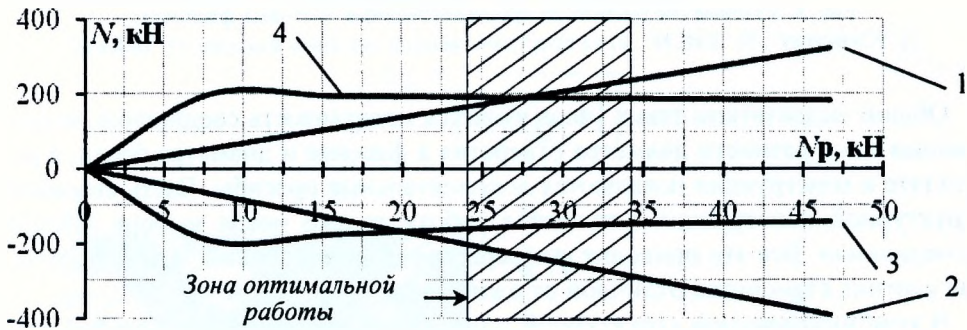


Рис. 2. График зависимости максимальных усилий в элементах комбинированной конструкции N от усилия натяжения подвесок N_p : 1 - в затяжке, 2 - в опорном стержне арки, 3 - максимальные сжимающие в структуре, 4 - максимальные растягивающие в структуре

1. УЧЕТ ПОДАТЛИВОСТИ БОЛТОВЫХ СОЕДИНЕНИЙ СТРУКТУРНОЙ КОНСТРУКЦИИ

Существенным недостатком некоторых применяемых узловых соединений структурных конструкций является их повышенная податливость, и приводящая к искажению напряженно-деформированного состояния и дополнительным прогибам. В соответствии с этим, узловые элементы структурных конструкций можно классифицировать по степени их локальной податливости на две группы. К первой группе можно отнести узловые элементы, локальной податливостью которых при расчетах можно пренебречь. Это узлы, выполненные на монтажной сварке и узлы системы "Меро", "Веймар", "МАрХИ",

БрГТУ. *Вторая группа* - это, как правило, узловые элементы на пространственных листовых фасонках с болтовыми соединениями, работающими на срез и смятие (рис. 3). Структурные конструкции с такими соединениями легко собираются, и имеют менее жесткие допуски на изготовление.

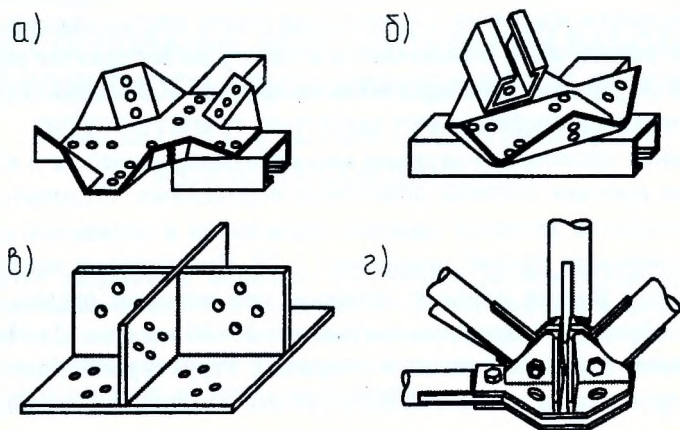


Рис. 3. Узловые соединения на пространственных листовых фасонках: а) "Юнистрат". б) "КИСИ". в) на пространственной листовой фасонке. г) "Веймар"

Общим недостатком таких узлов является податливость соединения, возникающая из-за разности диаметра отверстия в фасонке и диаметра болта, в результате в конструкции появляются дополнительные прогибы. Часть стержней структурной конструкции вступает в работу только после выбора зазоров в соединении. Все это приводит к перераспределению усилий, и действительная картина становится отличной от ожидаемой.

В комбинированной структурной плите покрытия применен узловой элемент, представленный на рисунке 3г.

Анализ проведенных авторами исследований податливости показал, что все они были проведены на моделях или фрагментах структурных конструкций с величиной зазора между диаметром отверстия и болта 1,5 мм. На комбинированных натуральных конструкциях покрытий такие исследования не проводились.

Характерным допущением в общепринятых расчетах пространственных структурных конструкций является то, что при их расчете допускается гипотеза о шарнирном соединении стержней в узлах. В этом случае в каждую угловую точку рассматриваемой пространственной системы вводят три связи, исключая линейные смещения узлов, и поэтому в стержнях конструкции возникают только продольные усилия.

В натуральных конструкциях узловые сопряжения элементов имеют конечную жесткость, а существующие модели не учитывают действительные жесткостные характеристики узловых элементов. Описание же элементов структурной плиты стержневыми КЭ с угловыми шарнирами не учитывает податливость

болтовых соединений, вызванную разницей между диаметром отверстия и болта.

Исследования О.И. Ефимова, В.И. Трофимова [3], И.И. Зуевой [3], А.З. Клячина показали, что податливость узлов структурной конструкции вырабатывается неравномерно. И заранее предсказать, при каких усилиях в элементах структурной плиты начнутся сдвиги в болтовых соединениях, и какова будет их последовательность - маловероятно. В расчетную модель вводятся следующие допущения:

- податливость узловых элементов вырабатывается на начальном этапе, т.к. зазоры в узловых элементах на 0,5 мм больше толщин фасонки стержней;
- податливость вырабатывается во всех элементах структурной конструкции;
- деформативность болтового соединения пропорциональна усилию, т.е. деформации развиваются не по зависимости 1 (рис. 4б), а происходят по прямой 2, т.е. полные деформации будут складываться из упругой Δl_y части и величины зазора между диаметром болта и отверстия Δd_0 [4, 8].

Приведенный модуль упругости E_{np} рассчитывается по графику деформативности болтового соединения (рис. 4б) по формуле

$$E_{np} = \frac{E}{\left(\frac{\Delta d_0}{\Delta l_y} + 1 \right)} \quad (1)$$

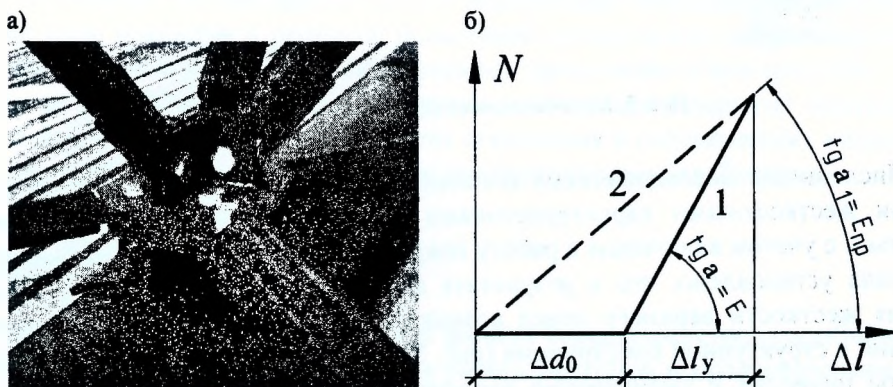


Рис. 4. Узел опирания узлового соединения структурной конструкции на затяжку (а) и график деформативности болтового соединения (б): 1 - диаграмма деформирования узлового соединения по результатам статических испытаний, 2 - диаграмма деформирования, заложенная в расчет. Δd_0 - величина зазора между диаметром болта d и диаметром отверстия d_0

Для определения положения прямой 2 и, соответственно, приведенного модуля упругости E_{np} узловых соединений элементов структурной конструкции на осевое растяжение (сжатие) были проведены их статические испытания.

В связи с отсутствием на диаграммах деформирования узловых соединений четко выраженного предела текучести, относительные деформации образцов ϵ принимают по усилиям, вызывающим в образцах напряжения, равные условному пределу текучести σ_{02} . Однако, в соответствии с критерием ограниченной пластической деформации, предложенным Н.С. Стрелецким в 1952 г. и отраженным в действующих нормах проектирования металлических конструкций, для практических расчетов принимали значение предельной пластической деформации, гарантирующей эксплуатационную пригодность элемента конструкции, к которой добавляли величину зазора Δd_0 .

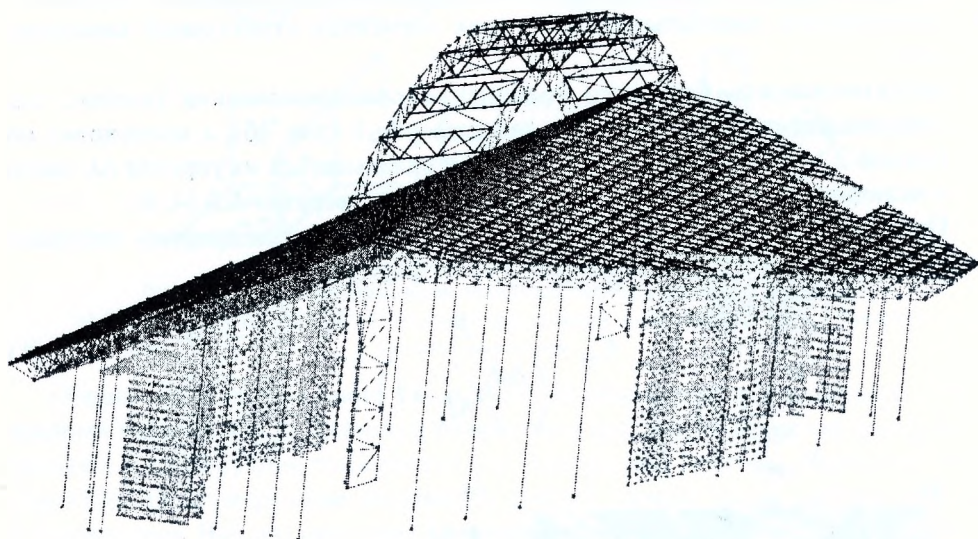


Рис. 5. Конечно-элементная модель покрытия

Численными исследованиями конечно-элементной модели с действительными жесткостными характеристиками узловых соединений структурной плиты и с учетом включения в работу покрытия прогонов и профилированного настила установлено, что в результате дополнительных прогибов и увеличения жесткости верхнего пояса возникает перераспределение внутренних усилий в структурной конструкции (рис. 5). Увеличение прогиба структурной плиты приводит к уменьшению продольных усилий в элементах в плиты, к увеличению прогиба затяжек и, как следствие, к возрастанию продольных усилий в элементах арок.

2. НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ

Для оценки соответствия принятой конечно-элементной модели действительной схеме были проведены натурные испытания сооружения путем его загрузки полной нормативной нагрузкой.

Значение испытательной нагрузки назначалось по нормативным значениям постоянной и временной нагрузок, действующих на покрытие, т.е. состояло из собственного веса кровли и нормативного значения веса снегового покрова для г. Бреста. Испытательная нагрузка создавалась при помощи бетонных фундаментных блоков и пакетами кровельного утеплителя, уложенных на дощатый настил.

В целом, можно отметить количественное и качественное совпадение напряженно-деформирования состояния конструкции покрытия с результатами, полученными численными методами.

Увеличенные по сравнению с теоретическими прогибы структурной плиты в некоторых точках и отклонения в разнице усилий объясняются, в первую очередь, неточностями изготовления и монтажа монтажных приспособлений, и собираемой на ней структурной плиты. В процессе сборки конструкции под действием собственного веса происходило «обжатие» конструкций покрытия и монтажных приспособлений, выбор люфтов и имеющихся естественных зазоров и несовершенств, точно предусмотреть которые не представляется возможным. Скачки на эпюре измеренных перемещений объясняются также частичным смещением испытательной нагрузки относительно центров ее приложения, что можно объяснить сжатыми сроками, отведенными на испытание.

Следует отметить существенное влияние температуры на деформации покрытия. Расчеты показали, что изменение температуры на 15°C приводит к перемещениям узлов верхнего пояса структурной плиты до 8 мм в ту, либо другую сторону, что составляет 12% от измеренного значения перемещений. Кроме того, покрытие в процессе испытаний подвергалось неравномерному нагреву из-за своей конструктивной формы и ориентации в пространстве.

После снятия испытательной нагрузки конструкция покрытия вернулась в исходное положение. Имеющие место отклонения в перемещениях находятся в пределах деформаций, вызванных температурными колебаниями.

ВЫВОДЫ

1. Разработана методика статического расчета большепролетного комбинированного покрытия с включением в работу прогонов и профилированного настила, и с учетом действительной работы узловых соединений структурной плиты. Достоверность методики подтверждена сравнением теоретических данных с результатами натурных исследований.
2. В результате исследования напряженно-деформированного состояния комбинированного покрытия, установлено количественное и качественное соответствие усилий, полученных в результате статического расчета, и полученных экспериментальным путем в результате натурных испытаний путем нагружения конструкции покрытия полной испытательной нагрузкой.

ЛИТЕРАТУРА

- [1] Драган В.И., Конструкции арок комбинированного покрытия универсального спортивного комплекса в г. Бресте, В.И. Драган, А.Б. Шурин, Вестн. Брест. гос. тех. ун-та 2006, № 1(37): Строительство и архитектура, 87-91.
- [2] Драган В.И., Экспериментальное исследование несущей способности большепролетного металлического покрытия здания универсального спортивного комплекса в г. Бресте, В.И. Драган, А.Б. Шурин, Строительная наука и техника (Мн..) 2005, 2, 9-14.
- [3] Драган В.И., Влияние податливости узловых соединений комбинированного структурного покрытия комплекса «виктория» на ее напряженно-деформированное состояние, В.И. Драган, А.Б. Шурин, Вестн. Брест. гос. тех. ун-та 2008, № 1: Строительство и архитектура, 87-91.
- [4] Трофимов В.И., Учет влияния податливости болтового соединения на работу структурной конструкции, В.И. Трофимов, Э.В. Третьякова, И.И. Зуева, Строительная механика и расчет сооружений 1976, 7, 24-26.