

## НАТУРНЫЕ ИСПЫТАНИЯ МЕТАЛЛИЧЕСКИХ АРОЧНЫХ ПОКРЫТИЙ ИЗ ГНУТЫХ ПРОФИЛЕЙ

В ЦНИИПроектстальконструкция проведены натурные испытания металлических арочных покрытий пролетом 18 и 21 м, разработанных институтом "Гипропромтеплица" для картофелехранилищ вместимостью до 1000 т. Покрытия собираются из гнутых профилей корытообразного сечения, изготовленных на стройплощадке с помощью передвижного профилегибочного агрегата, установленного на трайлере с выдвигаемыми столами. (Несколько таких агрегатов используются на строительстве овощехранилищ и складов в районах Нечерноземья, Поволжья, Средней Азии и республиках Закавказья.)

Покрытия выполняются однослойными (для холодных помещений) или утепленными трехслойными, в которых на нижний ряд стальных профилей наносится слой пенополиуретана с помощью передвижной распылительной установки. Расход металла на  $1 \text{ м}^2$  здания с однослойным покрытием составляет 21 кг, с двухслойным — 42 кг при толщине профилей 1 мм. Изготовление и монтаж однослойного покрытия здания размерами в плане  $18 \times 50 \text{ м}$  бригадой из 10–12 чел. с одним автокраном — от 7 до 10 дней.

Цель проведенных натурных испытаний — оценка несущей способности и деформативности однослойных и трехслойных арочных покрытий при статических нагрузках типа снеговых.

Образцами испытаний являлись два фрагмента однослойного и трехслойного арочного покрытия пролетом 18 и 21 м и соответственно шириной 3 м каждый (рис. 1).

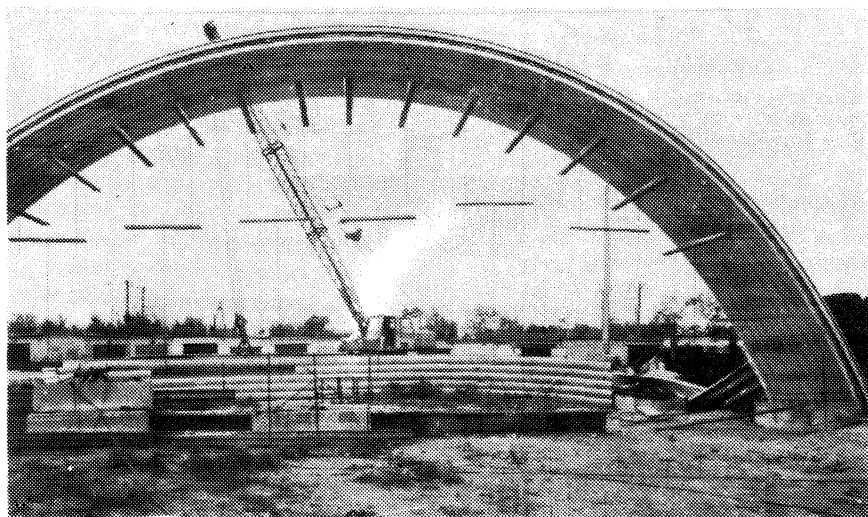


Рис. 1. Общий вид испытаний фрагмента покрытия (по фотографии)

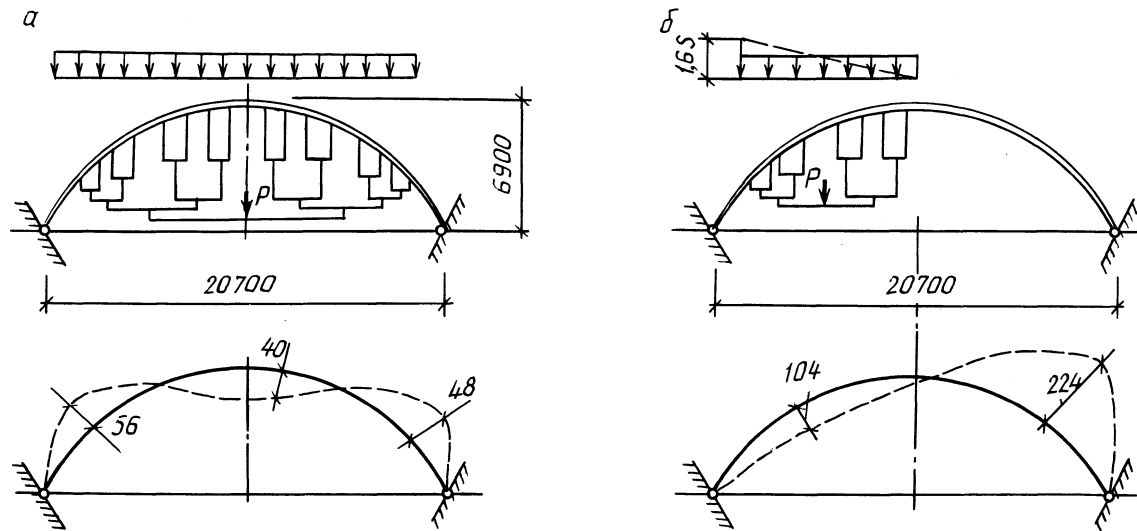


Рис. 2. Схемы нагружения арок и диаграммы их перемещений при симметричной (а) и несимметричной (б) нагрузках

Материал профилей – рулонная оцинкованная сталь с пределом текучести 260...270 МПа, относительным удлинением около 22 % при ширине полосы 600 мм и толщине 0,8 мм у однослойного образца или 1 мм – у трехслойного.

Нагружение арочных образцов осуществлялось с помощью системы подвешенных балок, позволяющих равномерно распределить нагрузку  $P$  от гидравлического домкрата между профилями в 8 сечениях при несимметричном нагружении или в 16 сечениях – при симметричном (рис. 2). Нагрузка  $P$  увеличивалась ступенями по 1...2 кН с последующей разгрузкой и нагружением до уровня следующей ступени.

Однослойный образец испытывался до потери несущей способности от симметричной нагрузки. Трехслойный образец сначала испытывался на симметричную нагрузку, не превышающую расчетного значения, а затем несимметричной нагрузкой доводился до потери несущей способности. Расчетная симметричная нагрузка на трехслойную арку принималась для IV снегового района:

$$S_p = S_0 \mu_1 \gamma_f = 1,5 \cdot 0,4 \cdot 1,6 = 0,95 \text{ кПа.}$$

При собственном весе оснастки 21 кН предельная сила от домкрата, соответствующая расчетной нагрузке,

$$P = (0,95 - \frac{21}{3 \cdot 18}) \cdot 3 \cdot 18 = 30,4 \text{ кН.}$$

Методика фотограмметрических измерений основана на базе системы оценки геометрии и деформативности строительных металлических конструкций методами аналитической фотограмметрии.

Съемка арочной конструкции производилась с помощью универсальной фотограмметрической камеры УМК10/1318 (Карл Цейсс, ГДР) в ориентировочной подвеске со стационарного столика. Угловые параметры объектива ( $2\omega = 79^\circ$ ) обеспечивают полный охват конструкции с расстояния 14 с.

Рассматриваемые 78 точек конструкции были замаркированы специальными знаками, схема расположения которых соответствовала размещению подвешенной оснастки нагружения арки.

Съемка выполнялась в соответствии с циклами нагружений конструкции на сверхконтрастные стеклянные фотопластинки. Всего было отснято 70 фотопластинок. На рис. 1 представлена фотограмма деформационного цикла при несимметричной нагрузке  $P = 25$  кН.

Камеральная обработка снимков производилась на прецизионном стереокомпараторе "Stecometer" (Карл Цейсс, ГДР) с автоматическим выводом результатов измерений на цифропечать.

Цифровая модель объекта, полученная в результате последовательного измерения нулевого и деформационного циклов, является основой для последующих математических вычислений на микроЭВМ "Искра-226" по программе "Foto", разработанной в ЦНИИПроектстальконструкция.

Программа "Foto" с оперативной памятью 64 К байт составлена на языке И.ЕЙСИК по результатам обработки одиночного снимка по способу коорди-

нат при известных координатах центра проекции с учетом нарушения элементов внутреннего и внешнего ориентирования.

В результате обработки на ЭВМ были получены данные, характеризующие изменение геометрии и деформативность арочной конструкции в процессе испытаний: перемещения определяемых точек  $\Delta x_i, \Delta z_i$ ; модуль вектора перемещений  $R_i = \sqrt{(\Delta x_i)^2 + (\Delta z_i)^2}$ ; угол поворота вектора перемещений  $\varphi_i = \arctg(\Delta z_i / \Delta x_i)$ ; линейные размеры конструкции. Средняя квадратическая ошибка определения координат точек арочной конструкции составила  $m_{x,z} = 0,35$  мм.

Результаты фотограмметрических измерений сведены в таблицы с каталогами координат, линейных и угловых перемещений определяемых точек, а также представлены в виде диаграмм перемещений (см. рис. 2, а, б).

В трехслойной конструкции под действием симметричной нагрузки деформировалась в основном наружная арка, расположенная с зазором 70...80 мм от слоя пенопласта внутренней арки. Перемещения точек наружной арки увеличивались нелинейно с возрастанием нагрузки и не превышали величины этого зазора при предельной нагрузке  $q_3 = 1,05 S_p$ . Максимальные перемещения точек наружной арки зафиксированы около середины пролета  $L$  и на расстоянии 0,15...0,16 $L$  от опор (см. рис. 2, а).

При несимметричной (односторонней) нагрузке перемещения наружной арки быстро возрастали и при  $q_3 = 0,7$  кПа, составляющей примерно 0,4 разрушающей нагрузки  $q_{пр}$ ; достигли величины зазора между верхней аркой и пенопластом на нижней (см. рис. 2, б). Таким образом, начиная с нагрузки  $q_3 \approx 0,45 q_{пр}$ , наружная и внутренняя арки работали совместно. С увеличением нагрузки перемещения арок возрастали нелинейно, причем максимальные перемещения отмечены на расстоянии 0,2...0,25 $L$  от опор. Показания индикаторов свидетельствовали о шарнирном закреплении арок на опорах.

При нагрузке  $q_3 \approx 1,6$  кПа трехслойная арка потеряла несущую способность после потери местной устойчивости широких полок профилей одновременно в верхней и нижней обшивках. Полки и стенки профилей потеряли устойчивость в ненагруженной половине конструкции в сечении, расположенном на расстоянии 0,2...0,22 $L$  от ближайшей опоры.

Деформации однослойной арки пролетом 18 м при симметричной нагрузке возрастали нелинейно и симметрично относительно середины пролета до  $q_3 = 0,4$  кПа. При большей нагрузке очертание арки приобрело несимметричную форму, характерную для односторонней нагрузки. Потеря несущей способности арки произошла при нагрузке  $q_3 = 0,71$  кПа в результате потери местной устойчивости широких полок и стенок профилей в сечении, расположенном на расстоянии 0,15 $L$  от ближайшей опоры.

Сравнение результатов испытаний и расчета показало, что основной расчетной нагрузкой для арок данного типа является односторонняя треугольная нагрузка с максимальным значением  $3,5S_0$ . В связи с тем, что отношение максимальных нормальных усилий в двухшарнирной арке от равномерно распределенной (экспериментальной) и треугольной (расчетной) нагрузок равно примерно 2,7, предельная нормативная нагрузка на арки должна отвечать условию  $S_0 \leq 0,77q_3$ .

Таким образом, трехслойные арки пролетом 21 м из профилей толщиной

1 мм допускается применять при  $S_0 \leq 1,25$  кПа, однослойные арки пролетом 18 м из профилей толщиной 0,8 мм — при  $S_0 \leq 0,55$  кПа. С увеличением толщины профиля до 1,2 мм предельная нормативная снеговая нагрузка на арки пропорционально возрастает.

УДК 624.072

Ю.С.МАРТЫНОВ, А.Г.ВЕРБИЦКИЙ

## ПРОЧНОСТЬ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАЛОК С ОТВЕРСТИЯМИ В СТЕНКАХ

Сталежелезобетонные балки с отверстиями большого диаметра в стенках находят применение в каркасах производственных зданий в СССР и за рубежом. Однако в настоящее время отсутствует надежная методика их расчета. В Белорусском политехническом институте проведены теоретические исследования и лабораторные испытания по установлению напряженно-деформированного состояния таких балок, позволившие обосновать их расчетную модель [1]. Проверка достоверности предложенной методики оценки несущей способности сталежелезобетонных балок была осуществлена при испытании трех балок натуральных размеров пролетом 10,5 м (рис. 1). Две балки были изготовлены из малоуглеродистой стали ВСТЗпсб, а стенка и нижний пояс третьей выполнены из стали повышенной прочности марки 09Г2. Геометрические параметры бетонной части балок (бетон класса В30) определялись габаритами типовых сборных железобетонных ребристых плит перекрытий. Совместная работа бетонной и стальной частей обеспечивалась установкой по верхнему стальному поясу разработанных в БПИ жестких упоров [2].

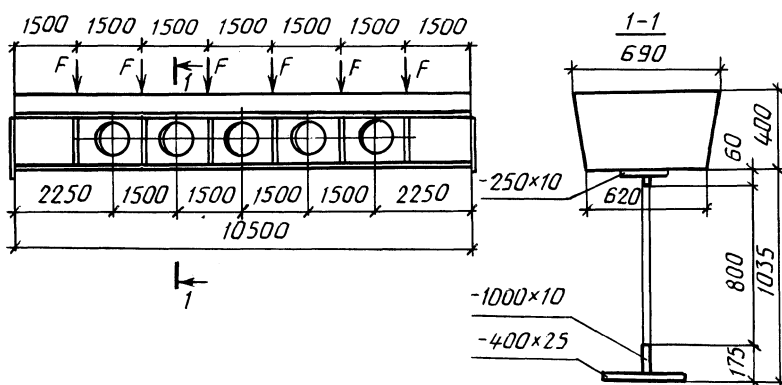


Рис. 1. Общий вид балки

Испытания проводились по единой методике. Силовая установка обеспечивала статическое нагружение балок равными сосредоточенными силами, приложенными к бетонному поясу в шести точках.

В целом результаты, полученные при испытании балок натуральных размеров, подтвердили выявленные при экспериментальных исследованиях крупно-