

5.6.7
433

TALLINNA POLÜTEHNILISE
INSTITUUDI TOIMETISED

ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО
ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

№ 433

ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ
И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Строительные конструкции

Сборник статей

XVII

Ер. 6.7

TALLINNA POLÜTEHNILISE INSTITUUDI TOIMETISED
ТРУДЫ ТАЛЛИНСКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА

№ 433

1977

УДК 624

ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ
И ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Строительные конструкции

Сборник статей

XVII

Таллин 1977

54

STATE OF MICHIGAN
DEPARTMENT OF STATE
DIVISION OF REVENUE
TAXPAYER'S STATEMENT OF TAXES PAID
1971

NAME

ADDRESS

CITY

COUNTY

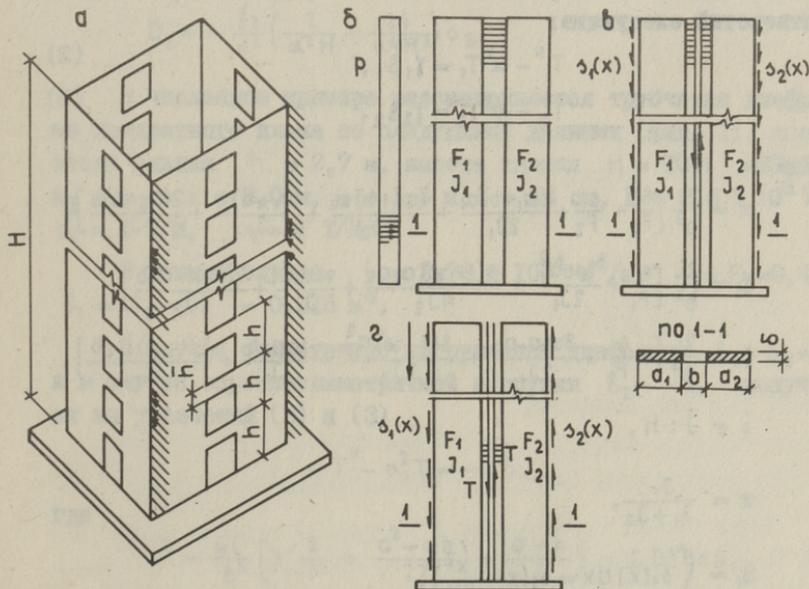
STATE



Л.А. Алликас

О РАСЧЕТЕ ТРУБЧАТЫХ ВЕРТИКАЛЬНЫХ ДИАФРАГМ ЗДАНИЙ

В статье представлен приближенный метод расчета трубчатых вертикальных диафрагм зданий, у которых каждая сторона перфорирована (фиг. 1, а). Рассматривается симметрично и обратно симметрично горизонтально нагруженная диафрагма. Задача решается путем разрезки пространственных диафрагм на плоские элементы, которые нагружены внешней нагрузкой и у которых на вертикальные кромки приложены неизвестные сдвигающие усилия $\delta(x)$. Сдвигающие усилия определяются из



Фиг. 1.

условий непрерывности деформаций на вертикальные кромки плоских диафрагм.

В качестве вспомогательного материала используется решение [1] задачи горизонтально нагруженной плоской диафрагмы (фиг. 1,б). Дополнительно решается задача диафрагмы, которая нагружена на вертикальные кромки сдвигающим усилием (фиг. 1,б и 1,в). При этом используются предположения, такие же как в статье [2]. Предполагается, что горизонтальные перемещения трубчатой диафрагмы маленькие.

Действующие сдвигающие усилия на плоские диафрагмы аппроксимируются функциями

$$\begin{aligned} \delta_1(x) &= \delta_1 \left(1 - \frac{x}{H}\right), \\ \delta_2(x) &= \delta_2 \left(2 \frac{x}{H} - 6 \frac{x^2}{H^2} + 4 \frac{x^3}{H^3}\right), \end{aligned} \quad (1)$$

где δ_1 и δ_2 - постоянные, которые определяются из условия непрерывности деформаций.

Дифференциальные уравнения плоской диафрагмы, нагруженные сдвигающими усилиями, с одним рядом вертикальных отверстий следующие:

$$T_1'' - \alpha^2 T_1 = \gamma_1 S_1, \quad (2)$$

$$T_2'' - \alpha^2 T_2 = \gamma_2 S_2, \quad (3)$$

где

$$\alpha^2 = \frac{2i}{b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{6}{F_2} + \frac{3(a_1+b)a_1}{2J_1} + \frac{(a_2+b)a_2}{4J_2} + \frac{(a_1+b)b}{J_1} + \frac{2(a_2+b)b}{J_2} \right],$$

$$\gamma_1 = \frac{2i}{b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{3\kappa a_1^2}{2J_1} + \frac{6(1-\kappa)a_1 a_2}{4J_2} + \frac{\kappa a_1 b}{J_1} + \frac{2(1-\kappa)a_1 b}{J_2} \right],$$

$$\gamma_2 = \frac{2i}{b^3} \left[-\frac{6}{F_2} + \frac{3\kappa a_1 a_2}{2J_1} + \frac{3(1-\kappa)a_2^2}{2J_2} + \frac{\kappa a_2 b}{J_1} + \frac{2(1-\kappa)a_2 b}{J_2} \right],$$

$$i = \bar{J} : h,$$

$$\kappa = \frac{J_1}{J_1 + J_2},$$

$$S_1 = \int_0^x \delta_1(x) dx = \delta_1 \left(x - \frac{x^2}{2H}\right),$$

$$S_2 = \int_0^x \delta_2(x) dx = \delta_2 \left(\frac{x^2}{H} - 2 \frac{x^3}{H^2} + \frac{x^4}{H^3}\right).$$

Решение дифференциального уравнения (2) следующее

$$T_1 = C_1 \operatorname{sh} \alpha x + D_1 \operatorname{ch} \alpha x + \frac{\gamma_1}{\alpha^2} \left(-\frac{1}{\alpha^2 H} + x - \frac{x^2}{2H} \right) \delta_1 \quad (4)$$

Постоянные интегрирования C_1 и D_1 , которые определены из условий при $x = 0$, $T = 0$ и при $x = H$, $T' = 0$, являются

$$C_1 = \frac{\gamma_1}{\alpha^2} \frac{1}{\alpha^2 H} \delta_1, \quad (5)$$

$$D_1 = -\frac{\gamma_1}{\alpha^2} \frac{\operatorname{tgh} \alpha H}{\alpha^2 H} \delta_1.$$

Аналогично получается решение и постоянные интегрирования дифференциального уравнения (3)

$$T_2 = C_2 \operatorname{sh} \alpha x + D_2 \operatorname{ch} \alpha x + \frac{\gamma_2}{\alpha^2} \left[\left(\frac{2}{\alpha^2 H} + \frac{24}{\alpha^4 H^3} \right) - \frac{12}{\alpha^2 H^2} + \left(\frac{1}{H} + \frac{12}{\alpha^2 H^3} \right) x^2 - \frac{2}{H^2} x^3 + \frac{1}{H^3} x^4 \right], \quad (6)$$

$$C_2 = \frac{\gamma_2}{\alpha^2} \left[\left(\frac{2}{\alpha^2 H} + \frac{24}{\alpha^4 H^3} \right) \operatorname{tgh} \alpha H - \frac{12}{\alpha^2 H^2} - \frac{1}{\operatorname{ch} \alpha H} \right] \delta_2,$$

$$D_2 = -\frac{\gamma_2}{\alpha^2} \left(\frac{2}{\alpha^2 H} + \frac{24}{\alpha^4 H^3} \right) \delta_2. \quad (7)$$

В численном примере рассматривается трубчатая диафрагма квадратного плана со следующими данными (фиг. I): высота этажа здания $h = 2,7$ м, высота здания $H = 10h = 27,0$ м, $a_1 = a_2 = a = 3,0$ м, $b = 1,5$ м, $\delta = 14$ см, $E = 2,5 \times 10^6$ Т/м², $p_1 = 1$ Т/м, $p_2 = 1$ Т/м.

В данном случае $i = 2,78 \times 10^{-4}$ м⁴/м, $F_1 = F_2 = 0,42$ м², $J_1 = J_2 = J = 0,315$ м⁴.

В случае симметрично нагруженной диафрагмы $S_1 = S_2 = S$ и в случае обратнoсимметричной нагрузки $S_2 = -S_1$ получается из уравнений (2) и (3)

$$T'' - \alpha^2 T = -\gamma S, \quad (8)$$

где

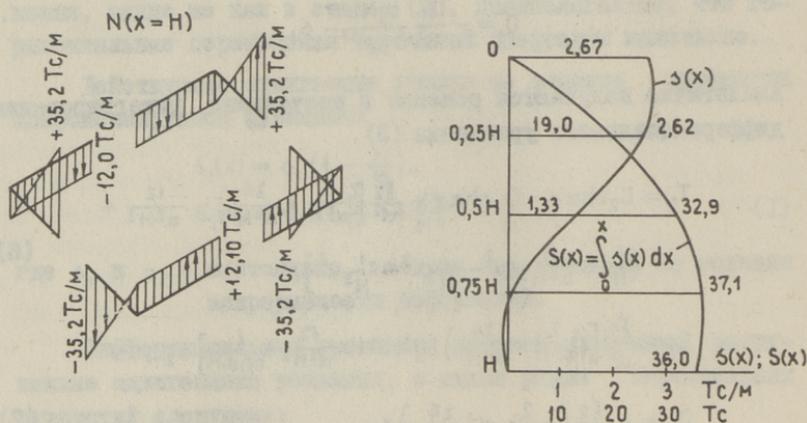
$$\alpha^2 = \frac{4i}{b^3} \left[3 \left(\frac{2}{F} + \frac{a^2 + ab}{27} \right) + \frac{a+b}{J} \right] = 0,03060,$$

$$\gamma = \frac{4i}{b^3} \left[\frac{a}{J} - 6 \left(\frac{1}{F} - \frac{a^2}{4J} \right) \right] = 0,01255.$$

А. Симметричная нагрузка

При симметричной нагрузке $T = 0$.

Условия непрерывности плоских диафрагм удовлетворяются в двух дискретных точках $X = 0$ и $X = 0,5H$ контактной линии, при этом $\delta_1 = 2,67$ Тс/М и $\delta_2 = 3,53$ Тс/М.



Фиг. 2.

Изгибающие моменты одной стойки, горизонтально нагруженной плоской диафрагмы, выражаются формулой [I]

$$M_1(x) = 47,21(\operatorname{ch} \xi - 0,649 \operatorname{sh} \xi - 1), \quad (9)$$

где

$$\xi = \sqrt{\kappa_i} x,$$

$$\kappa_i = \frac{6}{J_i} \left[\frac{i_{i-1}}{b_{i-1}^2} (a_i + b_{i-1}) + \frac{i_i}{b_i^2} (a_i + b_i) \right],$$

i - номер стойки или вертикального ряда отверстий.

Момент заделки диафрагмы

$$M_{(x=H)} = M_1(x=H) - 0,5 \int_0^H \delta(x) dx = 88,8 - 54,0 = 34,8 \text{ Тсм.}$$

Торцевые стены загружены только нормальной силой S .

Эпора нормальной усилия в заделке диафрагмы представлена на фиг. 2. Там же представлены эпюры $\delta(x)$ и $S(x) = \int_0^x \delta(x) dx$.

Б. Обрато симметричная нагрузка

В данном случае условия непрерывности деформаций дают $\delta_1 = 2,44$ Тс/М и $\delta_2 = -4,74$ Тс/М.

Изгибающие моменты заделки боковых стен пространственной диафрагмы

$$M_{(x=n)} = \pm \left[M_{4(x=n)} - 0,5 a \int_0^H \delta(x) dx + 0,5 (a+b) \int_0^H T_{(x=n)} dx \right] =$$

$$= 88,8 - 49,3 + 25,6 = 65,1 \text{ Тсм.}$$

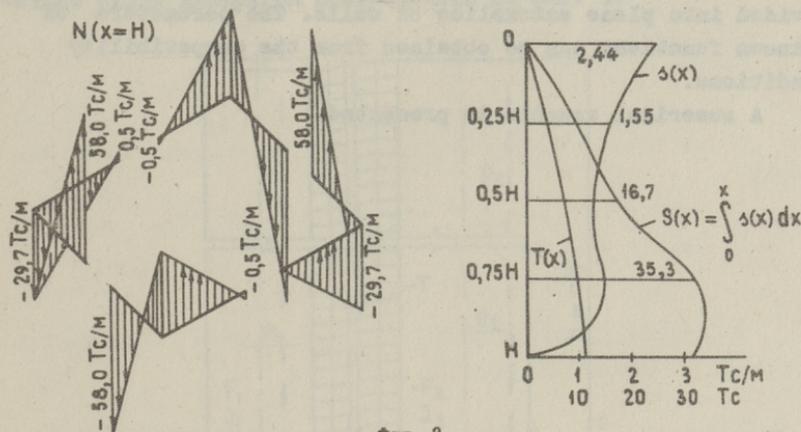
Торцевые стены диафрагмы нагружены нормальными усилиями

$$S_{(x=n)} = \int_0^H \delta(x) dx, \quad T_{(x=n)}$$

и моментом

$$M_{(x=n)} = \pm \left[0,5 a S_{(x=n)} + 0,5 (a+b) T_{(x=n)} \right] = 49,3 - 25,6 = 23,7 \text{ Тсм.}$$

Эпюра усилий представлена на фигуре 3.



Фиг. 3.

Данный метод дает возможность рассчитать усилие диафрагмы и при вертикальной нагрузке, и при неравномерной усадке опор стоек.

Л и т е р а т у р а

Г. Лауль Х.Х., Алликяс Л.А. О расчете вертикальных диафрагм зданий. "Тр. Таллинск. политех. ин-та", серия А, № 333, Таллин, 1972.

2. Алликас Л.А., О расчете здания на вертикальных нагрузках. "Тр. Таллинск. политехн. ин-та", № 410, Таллин, 1976.

L. Allikas

Design of the Tube Structures
for Tall Buildings

Summary

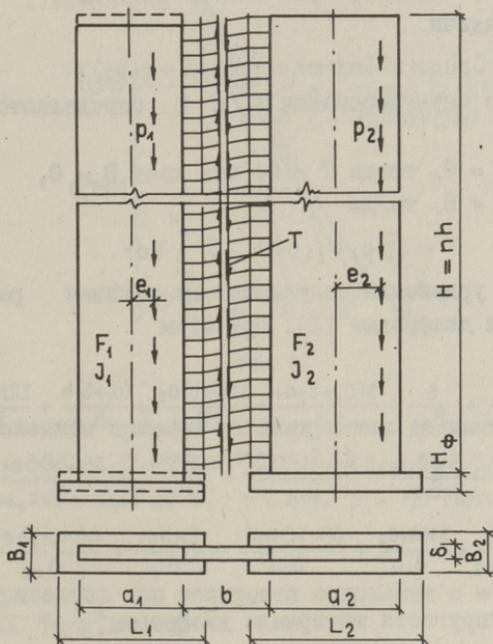
An approximate method is presented for the analysis of three-dimensional cross-wall structures. It will be assumed that the floor slabs are rigid in their own plane and maintain the cross-sectional shape of the core, which are subdivided into plane assemblies of walls. The parameters of unknown functions can be obtained from the compatibility conditions.

A numerical example is presented.

Л.А. Аликмас

ПРИБЛИЖЕННЫЙ МЕТОД РАСЧЕТА ВЕРТИКАЛЬНЫХ
 ДИАФРАГМ ЗДАНИЙ ПРИ НЕРАВНОМЕРНОЙ
 УСАДКЕ ОПОР СТОЕК

В статье представлен приближенный метод расчета вертикально нагруженной диафрагмы здания при неравномерной усадке и повороте опор стоек. При этом используются предположения, такие же как в статье [1]. Предполагается также, что горизонтальные перемещения стоек диафрагмы маленькие. Расчетные схемы диафрагмы представлены на фиг. 1.



Фиг. 1.

Дифференциальное уравнение задачи, при равномерно распределенной вертикальной нагрузке, имеет вид:

$$T'' - \alpha^2 T = (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) x, \quad (I)$$

где

$$\alpha^2 = \frac{i}{\pi b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{6}{F_2} + \frac{3(a_1+b)a_1}{2J_1} + \frac{3(a_2+b)a_2}{2J_2} + \frac{(a_1+b)b}{J_1} + \frac{2(a_2+b)b}{J_2} \right],$$

$$\gamma_1 = \frac{i}{\pi b^3} \left[\frac{6}{F_1} + \frac{3\pi a_1 e_1}{J_1} + \frac{3(1-\pi)a_2 e_1}{J_2} + \frac{2\pi b e_1}{J_1} + \frac{4(1-\pi)b e_1}{J_2} \right],$$

$$\gamma_2 = \frac{i}{\pi b^3} \left[-\frac{6}{F_2} + \frac{3\pi a_1 e_2}{J_1} + \frac{3(1-\pi)a_2 e_2}{J_2} + \frac{2\pi b e_2}{J_1} + \frac{4(1-\pi)b e_2}{J_2} \right],$$

$$\pi = \frac{J_1}{J_1 + J_2},$$

$$i = \frac{\bar{J}}{h},$$

\bar{J} - момент инерции сечений связи;

h - высота этажа.

Остальные обозначения указаны на фиг. I.

Решение задачи

$$T = C \operatorname{sh} \alpha x + D \operatorname{ch} \alpha x + \frac{1}{\alpha^2} (\gamma_1 p_1 + \gamma_2 p_2) x. \quad (2)$$

Постоянные интегрирования C и D определяются из условий:

1) если $x = 0$, тогда $T = 0$, что дает $B = 0$,

2) если $x = H$, тогда

$$T' = (\bar{\gamma}_1 p_1 + \bar{\gamma}_2 p_2) H - \alpha^2 \int_0^H T dx. \quad (3)$$

Последнее уравнение получается из условия равновесия элемента стойки диафрагмы [I]. При этом

$$\bar{\alpha}^2 = \frac{Ei}{\pi b^3} \left[\frac{6}{B_{c1}} + \frac{6}{B_{c2}} + \frac{3(a_1+b)a_1}{2B_{u1}} + \frac{3(a_2+b)a_2}{2B_{u2}} + \frac{(a_1+b)b}{B_{u1}} + \frac{2(a_2+b)b}{B_{u2}} \right],$$

$$\bar{\gamma}_1 = \frac{Ei}{\pi b^3} \left[\frac{6}{B_{c1}} + \frac{3\pi a_1 e_1}{B_{u1}} + \frac{3(1-\pi)a_2 e_1}{B_{u2}} + \frac{2\pi b e_1}{B_{u1}} + \frac{4(1-\pi)b e_1}{B_{u2}} \right],$$

$$\bar{\gamma}_2 = \frac{Ei}{\pi b^3} \left[-\frac{6}{B_{c2}} + \frac{3\pi a_1 e_2}{B_{u1}} + \frac{3(1-\pi)a_2 e_2}{B_{u2}} + \frac{2\pi b e_2}{B_{u1}} + \frac{4(1-\pi)b e_2}{B_{u2}} \right],$$

E - модуль упругости материала диафрагмы;

$B_c = c F_\phi$ - жесткость основания при скатии под фундаментом;

$B_u = 2cJ_\phi$ - жесткость основания при изгибе под фундаментом;

c - коэффициент постели;

F_ϕ - площадь подошвы фундамента;

J_ϕ - момент инерции подошвы фундамента.

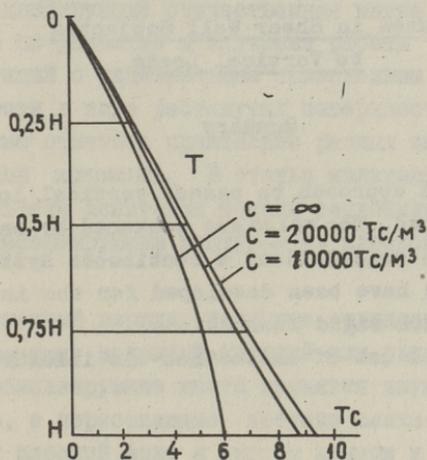
Условие (3) дает постоянное интегрирование

$$C = \frac{(\bar{y}_1 H - \frac{\alpha^2}{2} y_1 H - \frac{y_1}{\alpha^2}) p_1 + (\bar{y}_2 H - \frac{\alpha^2}{2} y_2 H - \frac{y_2}{\alpha^2}) p_2}{\alpha \operatorname{ch} \alpha H + \alpha^2 \operatorname{sh} \alpha H} \quad (4)$$

Если $B_c = \infty$ и $B_u = \infty$, тогда постоянная имеет вид

$$C = -\frac{1}{\alpha^3 \operatorname{ch} \alpha H} (y_1 p_1 + y_2 p_2), \quad (5)$$

что идентично полученным в статье [I] результатам.



Фиг. 2.

Численные примеры со следующими данными: $h = 3,0$ м, $H = 10h = 30,0$ м, $E = 2,5 \cdot 10^6$ Тс/м², $\alpha_1 = \alpha_2 = 5,0$ м, $b = 3,0$ м, $\bar{h} = 0,5$ м, $\delta = 0,16$ м, $e_1 = +2,5$ м, $p_1 = 1,0$ Тс/м, $p_2 = 0$.

Рассматриваются три жесткости основания $c = \infty$, $c = 20000$, $c = 10000$ Тс/м³.

Эпюры сдвигающих усилий $T = \int_x^x t dx$ при трех жесткостях основания представлены на фиг. 2.

$C = \infty$	$N_1 = 30,0-5,95=24,05 \text{ Тс}$	$N_2 = 5,95 \text{ Тс}$
$C = 20000 \text{ Тс/м}^3$	$N_1 = 30,0-8,71=21,29 \text{ Тс}$	$N_2 = 8,71 \text{ Тс}$
$C = 10000 \text{ Тс/м}^3$	$N_1 = 30,0-9,35=20,65 \text{ Тс}$	$N_2 = 9,35 \text{ Тс}$

Л и т е р а т у р а

И. А л л и к а с Л.А. О расчете здания на вертикальных нагрузках. "Тр. Таллинск. политехн. ин-та", № 410, Таллин, 1976.

L. Allikas

Stresses in Shear Wall Subjected to Vertical Loads

Summary

A simplified approach to assess vertical load redistribution is developed. The walls are weakened by one band of openings. For the calculations a continuous system method is used. Formulas have been developed for the internal forces in walls on non-rigid foundations.

The practical use of the method is illustrated by numerical examples.

УДК 624.043.6:69.025.5.001.53

В.Р.Кульбах, У.В.-Э.Мянд

О СТАТИЧЕСКОЙ РАБОТЕ ВИСЯЧЕГО ПОКРЫТИЯ С ГИБКИМ КОНТУРОМ ИЗ ВАНТЫ

1. Введение

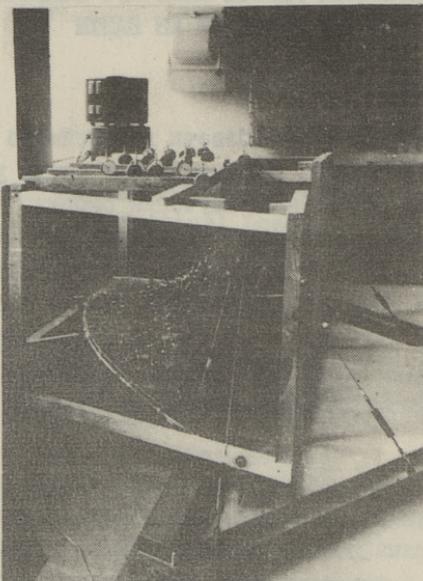
При решении задач в области дальнейшего развития металлических конструкций отечественная наука уделяет серьезное внимание на развитие и изучение работы конструктивных форм конструкций с рациональным применением материалов высокой прочности в виде растянутых поверхностей, среди которых необходимо отметить применение разных видов висячих покрытий двойной кривизны. В статье излагаются некоторые основные результаты испытания модели седловидного висячего покрытия с деформирующим контуром из плоской арки и гибкой ванта.

Разработанный вариант покрытия отличается от традиционных [1], имеющих закрытый круглый или овальный контур, тем, что стабилизирующие ванта крепятся двумя концами к плоской арке, а пересекающие несущие ванта прикреплены одним концом к плоской арке и другим концом к гибкой несущей ванте контура, которая опирается на пилоны. Замена контура такой гибкой вантой позволяет уменьшить расход материала на контур и создать интересную архитектурную форму покрытия.

При моделировании исходили из одного возможного варианта акустического экрана певческой эстрады в городе Тарту. Модель была изготовлена в 1974 году в масштабе 1:40 по эскизному проекту реконструкции существующей эстрады [2]. При испытании выяснили деформативность покрытия и изменение внутренних сил в вантах при разных комбинациях нагрузки и при изменении некоторых конструктивных параметров покрытия.

2. Описание модели и измерительных приборов

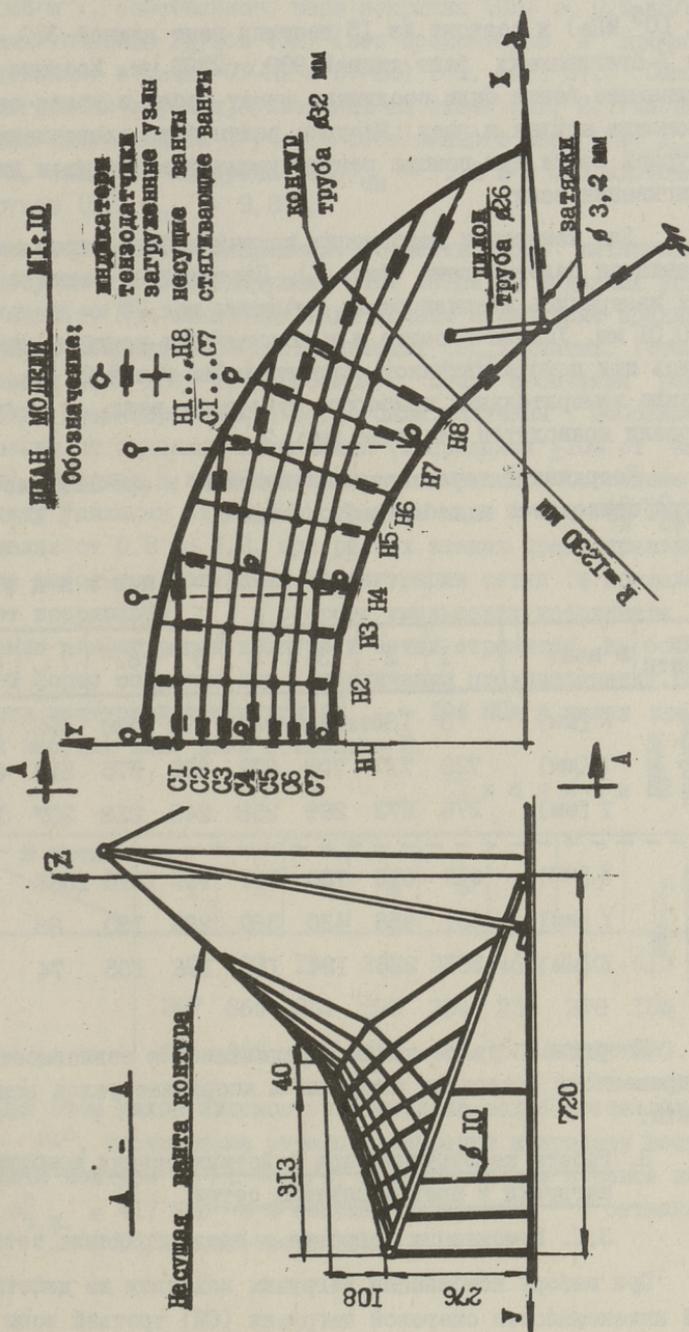
В плане модель представляет собой участок кругового кольца с наружным радиусом 1236 мм и имеет обрамляющий контур в виде плоской арки из стальной трубы ϕ 32 мм, которая установлена с наклоном 19° на 7 опорах из круглой стали ϕ 10 мм. Опорные части арки опираются шарнирно на опорную плиту. Пролет арки 2310 мм. В арке просверлены отверстия для закрепления вант. Вид модели представлен на снимке фиг. 1.



Фиг. 1.

Передняя часть контура выполнена из высокопрочных проволок 2ϕ 1,55 мм ($\Sigma F_{\text{в.к.}} = 3,76 \text{ мм}^2$, $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$). Контурная ванта опирается на пилоны из труб ϕ 25 мм высотой 760 мм. Пилоны поддерживаются затяжками из проволоки ϕ 3,1 мм ($F_3 = 7,55 \text{ мм}$, $E = 1,76 \cdot 10^5 \text{ МПа}$), две из которых расположены в плоскости X-Z по фиг. 2), а две направлены вперед. Конструкции контура (арка, пилоны, затяжки) опираются на фундаментную раму, которая выполнена из швеллеров и двутавров и анкерована к основанию. Уклон пилонов относительно осей X и Y изменялся в ходе испытаний.

Вантовая сетка покрытия моделировалась из высокопрочной проволоки ϕ 1,55 мм ($F_H = F_C = 1,88 \text{ мм}^2$, $E = 2,1 \times$



ШАН МОДЕЛІ М.І.Ю

Обозначення:

ИНДИКАТОР
ТЕНЗОДАТЧКИ
ЗАГРУЖЕННЕ УЗЛИ
ВЕСУЩЕ ВАНТА
СТАЛІВЕРЖИШЕ ВАНТА

НАСВЯТА ВАНТА КОНТУРА

КОНТУР
труба $\varnothing 32$ мм

ДЛЯОН
труба $\varnothing 26$

САТЯЖИ
 $\varnothing 3,2$ мм

$R = 1230$ мм

Фиг. 2.

х 10^5 МПа) и состоит из 15 несущих вант длиной 350...500 мм и 7 стягивающих вант длиной 900...2300 мм. Несущие и стягивающие ванты были соединены между собой в узлах сетки с помощью шпилек и гаек. Несущие ванты были закреплены к контурной ванте при помощи регулируемых наконечников для натяжения вант.

Для измерения деформации покрытия была установлена деревянная базовая рама (фиг. 1). Перемещения сетки и контура измерялись индикаторами, имеющими ход 10 мм и точность $\pm 0,01$ мм. Усилия в сетке и в конструкции контура определялись при помощи датчиков сопротивления базой 20 мм. Размещение измерительных приборов, нумерация вант, и размеры модели приводятся на схеме фиг. 2.

Координаты точек закрепления вант к арочной части контура приводятся в таблице I. (В мм).

Т а б л и ц а I

Вид ванты	№ вант	1	2	3	4	5	6	7	8
Несущие ванты	X [мм]	0	130	244	364	473	590	692	780
	Y [мм]	720	717	705	672	630	575	510	437
	Z [мм]	276	273	269	258	245	228	207	185
Стягивающие ванты	X [мм]	412	615	730	741	935	1010	1065	
	Y [мм]	657	558	430	380	285	190	88	
	Z [мм]	255	226	194	165	136	105	74	

Координаты узлов сетки определялись в зависимости от напряженного состояния покрытия и координат узлов контурной ванты.

3. Работа конструкции при действии разных комбинаций нагрузки и преднапряжения сетки

3.1. Комбинация нагрузки и преднапряжения сетки

При выборе комбинации нагрузки исходили из действительной интенсивности снеговой нагрузки (СН) третьей зоны (рнз

$\approx 1,0 \text{ кН/м}^2$), собственного веса покрытия (СВ) $\approx 0,9 \text{ кН/м}^2$ и сосредоточенных грузов (СГ) (вес прожекторов и прочего оборудования) в узлах СГ-Н1 и СГ-Н5) (см. фиг. 2). Сетка была загружена в узлах, указанных на схеме фиг. 2. Узловая нагрузка была принята с учетом собственного веса (СВ) $P_{\text{СВ}} \approx 8,9 \text{ Н}$, снеговой нагрузки (СН) $P_{\text{СН}} \approx 9,8 \text{ Н}$ и сосредоточенных грузов (СГ) $P_{\text{СГ}} \approx 9,8 \text{ Н}$.

Предварительное напряжение осуществлялось натяжением всех несущих и стабилизирующих вант сетки до заданных усилий в вантах. При испытании были заданы одинаковые преднапряжения в несущих ($\sigma_{\text{Н}}^0$) и стягивающих ($\sigma_{\text{СТ}}^0$) вантах. (Этапы напряжения 104, 130, 141, 156 МПа). После окончания регулирования преднапряжения в сетке были получены небольшие отклонения от заданных напряжений (в пределах $\pm 10\%$ от заданных). В связи с этим получены также разные соотношения между усилиями отдельных отрезков вант ($\alpha_{i,k} = T_{\text{Н}}^0 / T_{\text{СТ}}^0$) в пределах от 0,8 до 1,2, при разных этапах преднапряжения, а также небольшие изменения конфигурации сетки (в пределах 2,5% от координаты Z) в сторону уменьшения координаты Z. Изменение конфигурации контура и сетки стремится к более плоской форме покрытия при увеличении преднапряжения. Координаты контурной ванты при $\sigma_{\text{сетки}}^0 \approx 104 \text{ МПа}$ в узлах крепления несущих вант даны в таблице 2.

Т а б л и ц а 2

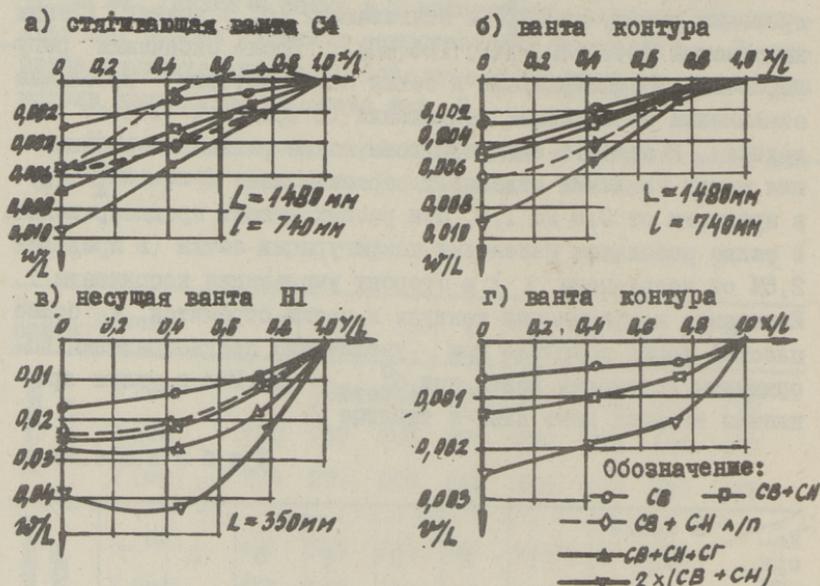
Ко- орд., мм	№ точки							
	1	2	3	4	5	6	7	8
X	0	103	196	292	385	468	550	615
Y	367	365	354	326	294	253	208	155
Z	400	409	417	435	465	504	540	590

При этом уклон пилонов относительно оси Y составлял $\beta_y \approx 8^\circ$, соотношение стрелы провисания к пролету несущей ванты контура $f/L \approx 1/4$, преднапряжение в ванте контура $\sigma_{\text{В.к.}}^0 = 417 \text{ МПа}$ и в боковых и передних оттяжках $\sigma_{\text{СТ}}^0 \approx 126$ и 52 МПа соответственно.

3.2. 0 деформациях покрытия при действии нагрузки

При изучении работы покрытия было рассмотрено действие следующих комбинаций нагрузок:

1) Собственный вес покрытия (СВ); 2) собственный вес покрытия + снег по всему покрытию (СВ+СН); 3) собственный вес + снег на одной половине покрытия (СВ+СН \wedge /n); 4) собственный вес + снег у оси симметрии на треугольной площади (СВ+СН Δ); 5) СВ+СН+СГ; 6) действие перечисленных комбинаций при двойной интенсивности нагрузки, напр. $2 \times$ (СВ+СН).



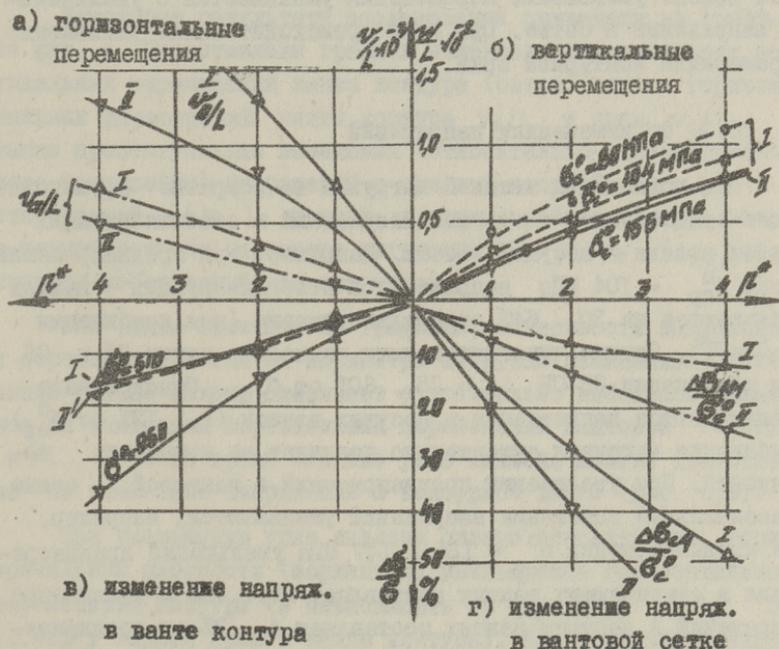
Фиг. 3.

На фиг. 3 представлены некоторые характерные перемещения покрытия при заданном преднатяжении $\sigma_H^0 = \sigma_{ст}^0 = 104$ МПа в зависимости от комбинации нагрузки.

На фиг. 3, а и б представлены относительные вертикальные перемещения w/L стягивающей ванты С4 и ванты контура, которые характеризуют деформации вдоль покрытия (пролет этих вант $L = 1480$ мм), а на фиг. 3, в перемещения по оси симметрии (для несущей ванты Н1). Видно, что почти при

всех комбинациях нагрузки максимальные перемещения несущей ванты HI имеют место на $1/3$ пролета вант, т.е. в узлах, где несущие ванты не пересекаются со стягивающими вантами С4 ... С7, или у контурной ванты. При увеличении нагрузки на покрытие максимальные перемещения появляются ближе к середине пролета несущих вант.

При снеговой нагрузке на половине покрытия измерялись максимальные перемещения на более загруженной половине покрытия, а на менее загруженной половине перемещения имеют обратные знаки по сравнению с перемещениями при нагрузке по всему покрытию. При этом на оси симметрии перемещения по значению существенно не отличаются ($w/L_H \approx 0,024$). Максимальные перемещения стягивающей ванты 4 получены при действии дополнительных сосредоточенных грузов по грани сетки ($w/L_{CT} \approx 0,065$, на фиг. 3, а).



Фиг. 4.

Горизонтальные перемещения передней несущей ванты на фиг. 3, г, при заданных параметрах нагрузки и геометрии по-

крытий в 3,9...4,5 раз меньше вертикальных перемещений ванты того же семейства на оси симметрии. В местах закрепления несущих вант 7 и 8 горизонтальные перемещения равны или меньше вертикальных перемещений этой же точки ванты контура, и составляют примерно 0,0013 пролета $l = 1480$ мм, при комбинации нагрузки СВ+СН. Горизонтальные перемещения задней арки при этом составляют 0,00026 пролета арки. При нагрузке СВ+СН+СГ перемещения арки и ванты контура увеличиваются 1,2...1,4 раз, в остальных комбинациях перемещения меньше.

Исследования показали, что при увеличении преднапряжения перемещение вантовой сетки уменьшается. Например, при увеличении напряжения на 1,7 раз (от $\sigma_{\text{ср}}^0 \approx 80$ МПа до $\sigma_{\text{ср}}^0 \approx 135$ МПа) в несущих вантах вертикальные перемещения ванты контура уменьшаются на 1,5...1,6 раз (см. фиг. 4, б). При этом эффект уменьшения перемещений уменьшается с увеличением напряжений в сетке. При этом происходит также уменьшение перемещений контурной арки.

3.3. Об изменениях напряжений

При приложении внешней нагрузки на покрытие происходит более существенное изменение напряжений в стабилизирующих вантах, нежели в несущих вантах. Например, при преднапряжении сетки $\sigma_{\text{ср}}^0 = 104$ МПа напряжения в стабилизирующих вантах уменьшаются на 30...64% от преднапряжения (при комбинации СВ+СН+СГ). Самыми чувствительными оказались ванты С5 и С6. При комбинации СВ+СН $\Delta\sigma = 25...60\%$ от $\sigma_{\text{ср}}^0$. Одновременно увеличиваются напряжения в несущих вантах (5...12% от $\sigma_{\text{ср}}^0$). Комбинация нагрузки существенно повлияет на изменение напряжений. При увеличении преднапряжений в вантовой сетке относительные изменения напряжений уменьшаются, например, при преднапряжении $\sigma_{\text{ср}}^0 = 135...147$ МПа уменьшение преднапряжения в стягивающих вантах составляет 25...40% и увеличение напряжений в несущих вантах составляет 4...7% от преднапряжения в вантах. Одновременно уменьшается относительный прирост напряжений в контурной ванте, например, при изменении напряжений в сетке от 104 до 135...147 МПа относительное увеличение изменяется от 22 до 15% от преднапряжения в ванте (при нагрузке СВ+СН+СГ).

При угле наклона пилонов относительно плоскости $XU \beta_{xy} = 84^\circ$ и плоскости $ZY \beta_{zy} = 90^\circ$ соотношение между преднапряжениями боковой и передней затяжки пилона $\sigma_{0z}^0 / \sigma_{0x}^0 = 2,43$ ($\sigma_{0z}^0 = 127$ МПа). Приrost напряжений при действии нагрузки приблизительно одинаков в затяжках (23...25% от преднапряжения при комбинации СВ+СН+СТ).

4. Работа конструкции покрытия при изменении угла наклона пилонов ванта контура

При испытании сравнивали работу двух вариантов покрытия: 1) угол наклона пилонов относительно плоскостей $XOU \beta_{xy} = 84^\circ$ и $YOZ \beta_{yz} = 90^\circ$ и 2) $\beta_{xy} = 60^\circ$ и $\beta_{yz} = 30^\circ$. При первом и втором вариантах предварительное напряжение в несущих и стягивающих вантах было $\sigma_H^0 \approx \sigma_C^0 = 135...156$ МПа.

Некоторые результаты исследования приведены на графике фиг. 4. Представлены графики изменения относительных вертикальных перемещений ванта контура (сетки) w/L , горизонтальных перемещений ванта контура v_B/L и арки v_A/L , а также процентуальные изменения (относительно предварительного напряжения) напряжений в средней несущей ($\Delta\sigma_{H1}$) и стягивающей ($\Delta\sigma_{C4}$) вантах, а также в ванта контура ($\Delta\sigma_B$) в зависимости от параметра нагрузки $p^* = p_i/p_0$ (p_0 обозначает собственный вес покрытия).

Как можно заметить по графикам, зависимости напряжений и перемещений сетки от параметра нагрузки нелинейные. Изменение угла наклона пилона оказывает относительно небольшое влияние на изменения вертикальных перемещений ванта сетки w/L . В то же время влияние угла наклона пилона существенно на изменение напряжений в контурной ванте (фиг. 4,в).

При уменьшении угла наклона пилона относительно горизонтальной плоскости (вариант 2) уменьшались горизонтальные перемещения контура (в зависимости от параметра p^* на 36...42% у задней арки и ванта контура). При этом внутренние усилия в ванта сетке увеличивались. Например, согласно фиг. 4,г во втором варианте увеличение напряжений в несущих вантах значительно (примерно на 1,33...1,92 раз), а в стягивающих вантах уменьшение напряжений существенно (1,25

... 1,5 раз в зависимости от параметра нагрузки) больше, нежели в первом варианте. Уменьшение наклона пилон повлияет также на изменение внутренних сил усилий в затяжках.

5. Выводы и рекомендации

Существенное влияние на статическую работу седловидного висячего покрытия с гибким контуром из ванты оказывает податливость ванты контура, от которой зависит также конфигурация вантовой сетки при создании преднапряжения покрытия. При действии внешней нагрузки более деформированными оказываются районы вантовой сетки, расположенные вблизи переднего края покрытия. Перемещения всей сетки покрытия могут существенно увеличиваться при действии дополнительных сосредоточенных грузов, приложенных в узлах сетки вблизи несущей контурной ванты. При некоторых других комбинациях нагрузки могут иметь место существенные местные деформации сетки.

При уменьшении угла наклона пилонов относительно горизонтальной плоскости можно стремиться к уменьшению усилий в гибкой ванте контура и в затяжках поддерживающих пилонов. В то же время необходимо учитывать увеличение напряжений несущих и уменьшение напряжений в стабилизирующих вантах при действии внешней нагрузки. Поэтому следует увеличить в этом случае и преднапряжение в вантовой сетке.

Л и т е р а т у р а

1. Л а у л ь Х.Х., К у л ь б а х В.Р., С у м б а к А.А. О вопросах статического расчета и испытания конструкций покрытия Таллинской певческой эстрады. "Тр. Таллинск. политехн. ин-та", серия А, № 184, 1961.

2. Д е н и с о в Б.И., М и р о ш н и к о в А.В., М я н д У.В.-Э. Исследование статической работы висячего покрытия с гибким контуром из вант. Тезисы докладов УШ конференции молодых ученых и специалистов Прибалтики и БССР по проблемам стройматериалов и конструкций. Рига, 1975.

On the Static Work of Hanging Roofs of Negative Curvature with Flexible Edge Frame from Cable

Summary

The paper deals with some results of the investigations on the model of hanging roofs of negative curvature with a flexible edge from a cable and from a plane arc. The cable of edge frame supports on two pylons. The geometrical shape and boundary conditions of the hanging roofs are shown in Fig. 1, 2. The model was investigated by various combinations of the loads and by different inclinations of the pylons. The results of the analysis of determinations and changes of forces in the cables are presented. Changing the corners of inclination of the pylons may be a way to improve the work of the edge frame of hanging roofs.

УДК 624.074

М.Г. Вайк, А.И. Лавров,
К.П. Нйгер, Э.Э. Вост

НАТУРНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ДЕРЕВЯННЫХ ОБОЛОЧЕК
ВИДА ГИПАРА

I. Введение

В 1970 году был запроектирован и в ноябре 1970 г. перекрыт зал для проектирования ПИ "Эстколхозпроект" в Таллине двумя деревянными оболочками. Покрытие состоит из двух гиперболических параболоидов на асимптотических краях (см. фиг. I). Обе оболочки опираются в четырех точках и работают как самостоятельные.

Для восприятия горизонтальных усилий между нижними опорами оболочек предусмотрены стальные затяжки из листовой стали (см. фиг. I, A).

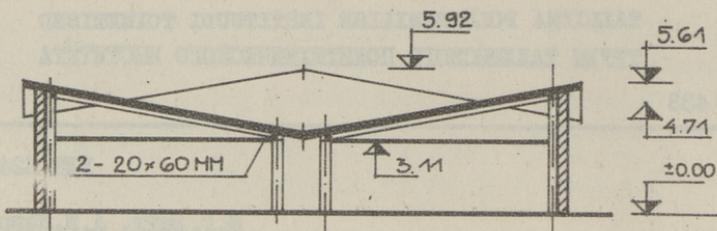
Максимальные усилия в затяжке и в бортовом элементе 40 Тс. Расчетная нагрузка на поверхность оболочки равна 280 кгс/м^2 .

Оболочки состоят из двух слоев досок (см. фиг. I, B) с поперечным сечением $2,5 \times 12,5 \dots 20$ см. Доски в нижнем слое уложены в направлении выпуклой, а верхний слой - в направлении вогнутой диагонали. Доски скреплены между собой гвоздями, на каждое пересечение досок приходилось $2 \dots 5$ гвоздей. Стыки соседних досок отодвинуты на $1,0 \dots 1,5$ м.

Бортовые элементы оболочки сечением 30×20 см состоят из четырех брусьев сечением $7,5 \times 20$ см, которые соединены между собой в пакет гвоздями и болтами (см. фиг. I, B).

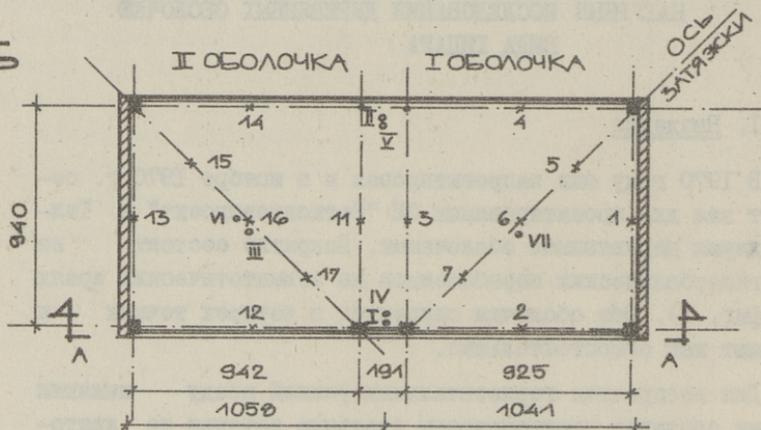
Бортовые элементы оболочки сечением 30×20 см состоят из четырех брусьев сечением $7,5 \times 20$ см, которые соединены между собой в пакет гвоздями и болтами (см. фиг. I, B).

A



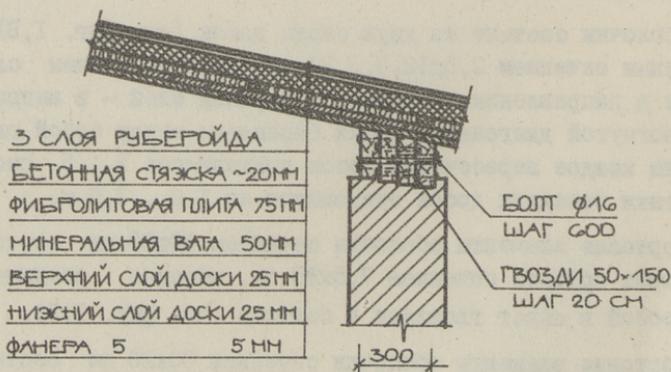
РАЗРЕЗ А-А

Б



- × ТОЧКИ ИЗМЕРЕНИЯ ПРОГИБОВ
- ТОЧКИ ИЗМЕРЕНИЯ ВЛАЖНОСТИ

В



Фиг. 1.

Бортовые элементы и оболочка соединены между собой гвоздями. На I погонный метр бортового элемента приходится 70-80 гвоздей.

Общий расход гвоздей составил 1,25 кг на I квадратный метр покрываемой площади.

Возведение покрытия происходило в неудобных для строительства деревянных конструкций климатических условиях: доски были невысушенные, покрытие строили в дождливые дни.

2. Обследование оболочки в натуре

С целью обследования деревянных оболочек в натуре в криволинейной части и в бортовых элементах были установлены специальные маяки для измерения вертикальных перемещений оболочек (см. фиг. 1,Б). Измерения производились при помощи технического нивелирования III класса. Нулевые отсчеты взяты I апреля 1971 г. До 1974 года производились измерения прогиба через каждые три месяца. С 1974 года делали измерения два раза в год.

По ходу обследования оболочек были раскрыты все бортовые элементы, а также местами оболочка снизу от фанерных листов, чтобы определить качество и состояние древесины. Проверялись натяжения затяжек и крепление их гаек.

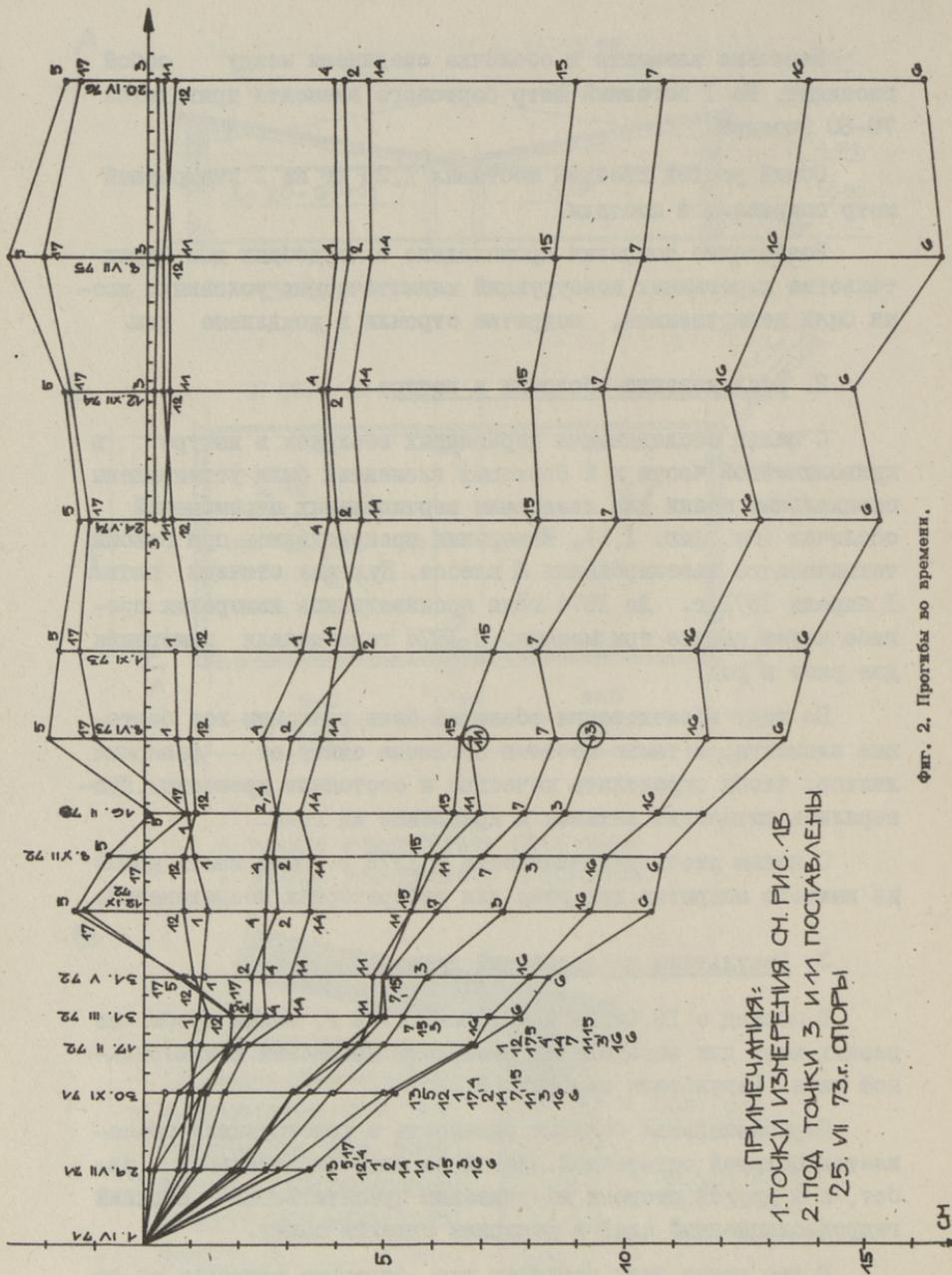
С целью уточнения влажности в 1972 г. были взяты пробы из каждого покрытия два раза для лабораторных исследований.

3. Результаты исследований гипсаров

В период с 19.02.1972 до 31.06.1972 г. взяты пробы из разных мест для определения влажности древесины и минеральной ваты. Результаты см. фиг. 3.

Первоначальная большая влажность в конструкциях объясняется большой остаточной влагой по ходу строительных работ, а с другой стороны высыханию препятствовал верхний гидроизоляционный слой и фанерная отделка снизу.

В это время были раскрыты все бортовые элементы от отделочной фанеры. Выяснилось, что все болты были ослаблены вследствие высыхания древесины, тем самым уменьшилась жест-



ПРИМЕЧАНИЯ:
 1. ТОЧКИ ИЗМЕРЕНИЯ СМ. РИС. 1Б
 2. ПОД ТОЧКИ 3 И 11 ПОСТАВЛЕНЫ
 25. VII 73г. ОПОРЫ

Фиг. 2. Прогресс во времени.

кость в горизонтальном направлении.

Было выявлено развитие домовых грибов (*Merulius*) в области большой влажности. Исследование развития грибов показало, что они не опасны для конструкций. После снятия фанерных листов было установлено, что все гвозди подвергались коррозии.

Одной из причин развития грибов являлось обстоятельство, что древесина не была антисептирована.

Для продолжения эксплуатации конструкций в более нормальных условиях предприняли следующие мероприятия:

1) фанерная отделка, которая была прибита к нижнему слою оболочки, была отодвинута на 1 см от нижнего слоя оболочки;

2) в помещении создали дополнительную вентиляцию.

Вследствие предпринятых мероприятий по уменьшению влажности и после восстановления натяжения болтов бортового элемента прогибы уменьшились.

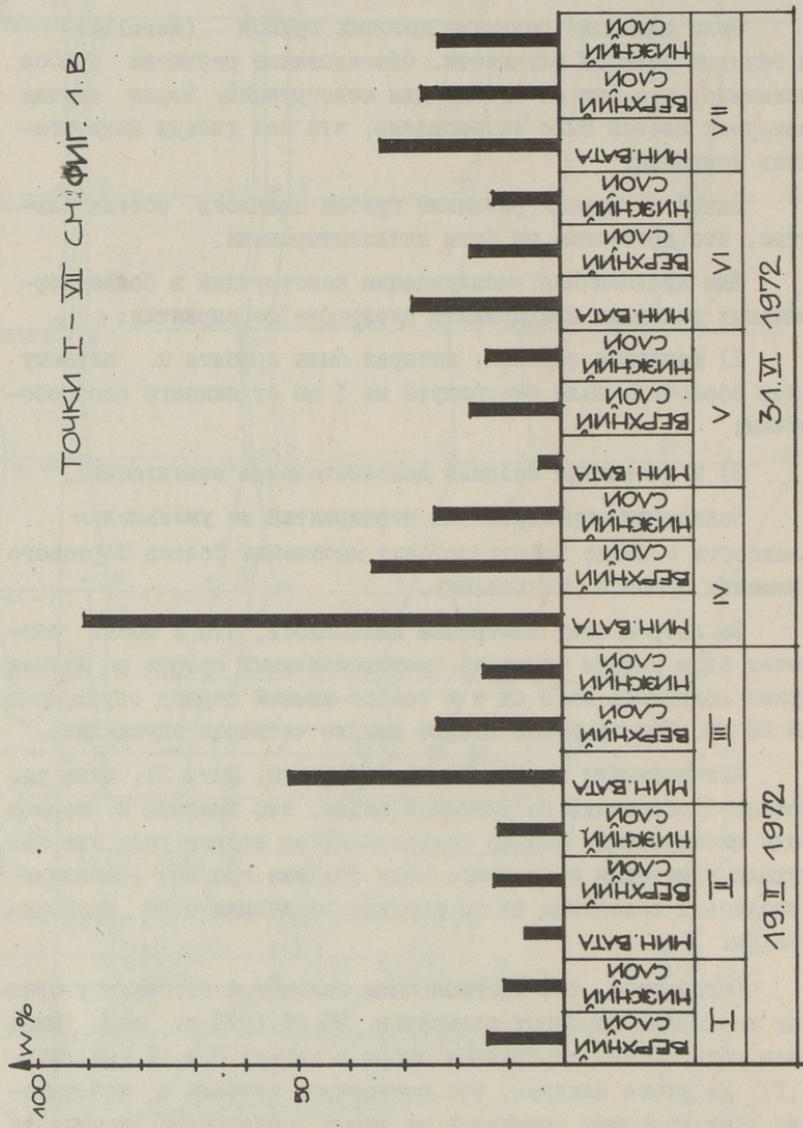
Во втором году измерений выяснилось, что у обеих оболочек одна нижняя четверть противоположных сторон в летнее время поднялось на 3 см и в осенне-зимний период опускалось на 20 мм. Тем временем вторые нижние четверти опускались.

Как показали измерения прогибов (см. фиг. 2), хуже работала I оболочка. Из графиков видно, что прогибы в первом году эксплуатации сильно возрастали, во втором году уже затухали и начиная с третьего года средние прогибы стабилизировались и колебания их по средним величинам были незначительны.

Ввиду того, что прогибы были большие и особенно у средних неопертых бортовых элементов, 25.08.1973 г. под ними были установлены деревянные опоры в точках 3 и II (см. фиг. I, Г). Из этого следует, что поперечное сечение и конструкция этих бортовых элементов не имеет достаточной жесткости в вертикальном направлении. Остальным элементам вертикальных перемещений не позволяли оконные переплеты и кирпичные стены.

Большие прогибы криволинейной части оболочек вызваны податливостью гвоздевых соединений.

Точки I - VII см. Фиг. 1. В



Фиг. 3. Измерения влажности.

Дальнейшее развитие грибов остановилось летом 1972 г. По всему потолку через 1,0 м были установлены лампы для освещения мощностью 200 Вт. Это вызвало повышение температуры под потолком в среднем более 50°C.

Вероятно, что вследствие вышеуказанных мероприятий и высокой температуры (удаление влажности) процесс развития грибов был заторможен. При этом высокая температура способствовала снижению модуля упругости древесины и тем самым большим деформациям оболочки.

В ы в о д ы

На основе натуральных исследований покрытия из двух экспериментальных деревянных оболочек вида гипсара в течение шести лет можно сделать следующие выводы:

1. Древесина должна быть сухая (не более 15%), антисептирована и соответствовать требованиям СНиП.
2. Возведение таких конструкций следует производить в сухое время.
3. Бортовые элементы надо проектировать из цельного сечения или из клееных балок.
4. Бортовым элементам придать строительный подъем.
5. Оболочку желательно выполнить на клею, особенно в районах примыкания криволинейной части к бортовому элементу.
6. В местах примыканий оболочек нужно предусмотреть осадочные швы (на компенсаторах).
7. Для возведения таких оболочек не требуется высококвалифицированная рабочая сила. Настоящая оболочка была построена за месяц пятью рабочими.
8. Стоимость настоящей оболочки составляла 11,41 руб. за 1 м² перекрываемой площади (по расценкам 1971 года).

M. Valk, A. Lavrov, K. Öiger, E. Just

The Natural Hyperbolic Paraboloid
Shell Testing

Summary

This paper deals with the problems connected with the investigation and the experiences of exploitation of timber hypar shell during six years. The roof construction consists of two hyperbolic paraboloid shells and was erected in Tallinn in 1970.

The paper presents deflections of shells as the function of time, information about the timber and insulators used in the structure. There is also an analysis of dry rot appearing in the construction. Recommendations for building shells of timber are given at the end.

An analysis is presented about the dry rot which has appeared in the timber of the structure. The paper ends with recommendations for the design of timber shells.

УДК 624.074

М. Г. Вайк, А. И. Лавров,
К. П. Нитер, Э. Э. Юст

ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ ИССЛЕДОВАНИЕ МОДЕЛИ ДЕРЕВЯННОЙ ОБОЛОЧКИ ВИДА ГИПАРА

Введение

В настоящее время все больше и больше в строительной практике находят применение оболочки вида гиперболического параболоида, в том числе и деревянные. В Эстонской ССР построено уже несколько таких экспериментальных деревянных оболочек. Однако до сих пор не имеется расчетной методики, которая позволила бы достоверно найти величины и характер распределения усилий в оболочках такого вида.

При проектировании используется скромный зарубежный опыт, а также экспериментальные исследования на моделях.

Авторами настоящей статьи и инженерами ПИ "Эстколхоз-проект" В. А. Хютси и Я. П. Цугал в течение ряда лет в лаборатории строительных конструкций Таллинского политехнического института было испытано несколько моделей различных геометрических величин деревянной оболочки вида гипара, квадратных в плане.

В настоящей статье приводятся только некоторые характерные результаты распределения усилий в элементах оболочки при несимметричных вертикальных нагрузках, которые имитируют возможные нагрузки от снеговых мешков.

1. Геометрия и конструкция модели

При моделировании исходили из того, чтобы напряжения в модели и действительной конструкции были бы равны при одинаковой поверхностной нагрузке. Также размеры сечений и соединений применялись более-менее масштабно.

В настоящей статье рассматривается испытанная модель в масштабе 1:5, с размерами в плане $a = 3,5$ м и подъем бортового элемента $f_a = 70$ см. Поверхность оболочки была выполнена из двух слоев досок, в которых нижний слой направлен по диагонали нижних опор, где находилась затяжка диаметром 24 мм, а верхний — перпендикулярно нижнему. Элементы оболочки соединялись гвоздями диаметром 1,6 мм и по периметру на ширине 70 см склеивались. Более подробные данные см. [1].

2. Методика испытания модели

Модель опиралась в четырех углах и испытывалась на специальном стенде. Загрузка производилась при помощи чугунных дисков, подвешенных на металлические стержни, через которые при помощи системы брусков рычажной схемы передавались на поверхность оболочки, создавая близкую к равномерно распределенной нагрузке загрузку. Модель загружалась по четвертям поверхности криволинейной части оболочки (см. схему фиг. 4 и 5). Измерения деформаций поверхности оболочки происходило при помощи электрических датчиков сопротивления (базой 20 мм), которые были наклеены по направлению волокон древесины. Также при помощи электротензотриеметрии были определены усилия в бортовых элементах, затяжки и опорные реакции. Общее количество датчиков составляло 550 штук.

Вертикальные прогибы криволинейной части и бортовых элементов измерялись при помощи прогибомеров типа Максимова (более 30 штук), горизонтальные перемещения измерялись индикаторами.

3. Результаты испытаний

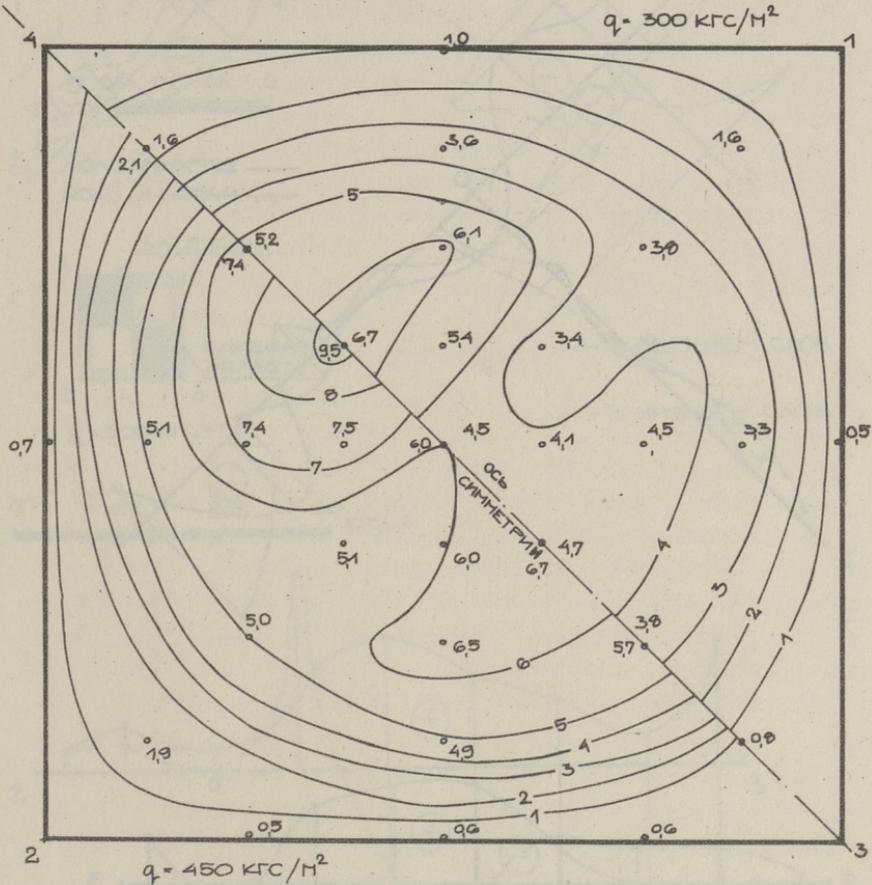
Кроме испытания модели проводилась серия испытаний различных образцов из древесины модели на растяжение и изгиб. В результате испытаний получили модуль упругости $E = 1,07 \dots 1,35 \cdot 10^5$ кгс/см². При обработке данных испытаний принялся средний модуль упругости $E = 1,25 \cdot 10^5$ кгс/см².

В настоящей статье излагаются некоторые основные результаты испытания, при загрузке одной и двух четвертей поверхности оболочки в районе нижних опор см. схемы фигур точ-

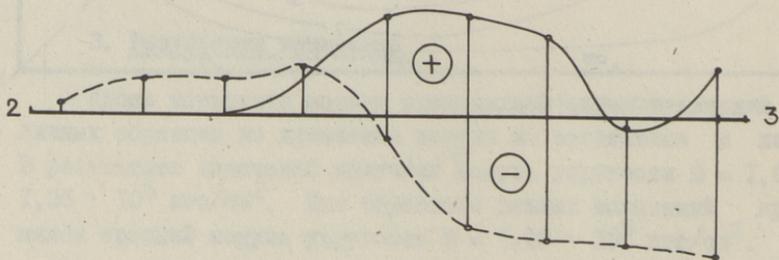
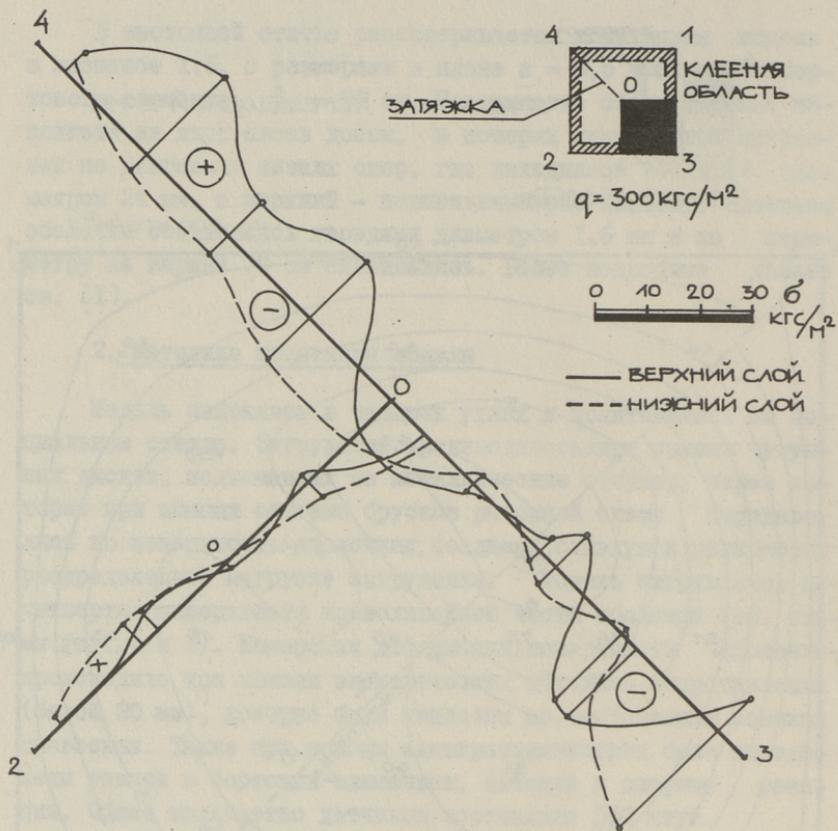


ГОРИЗОНТАЛИ ПЕРЕМЕЩЕНИЙ В ММ

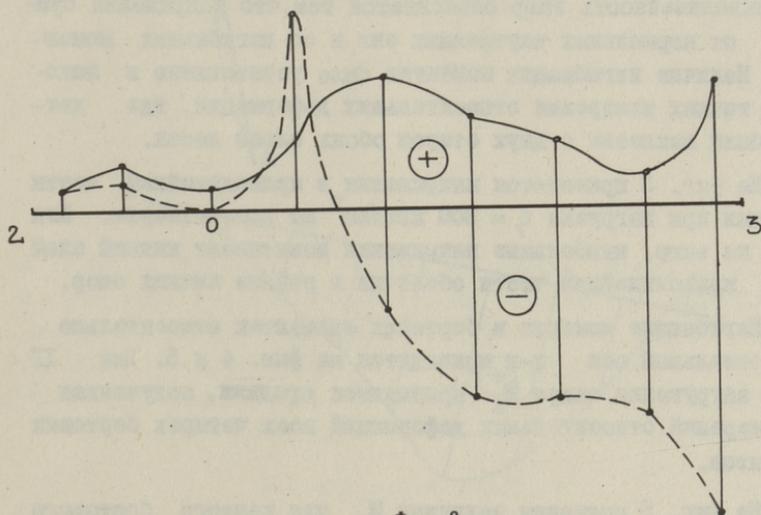
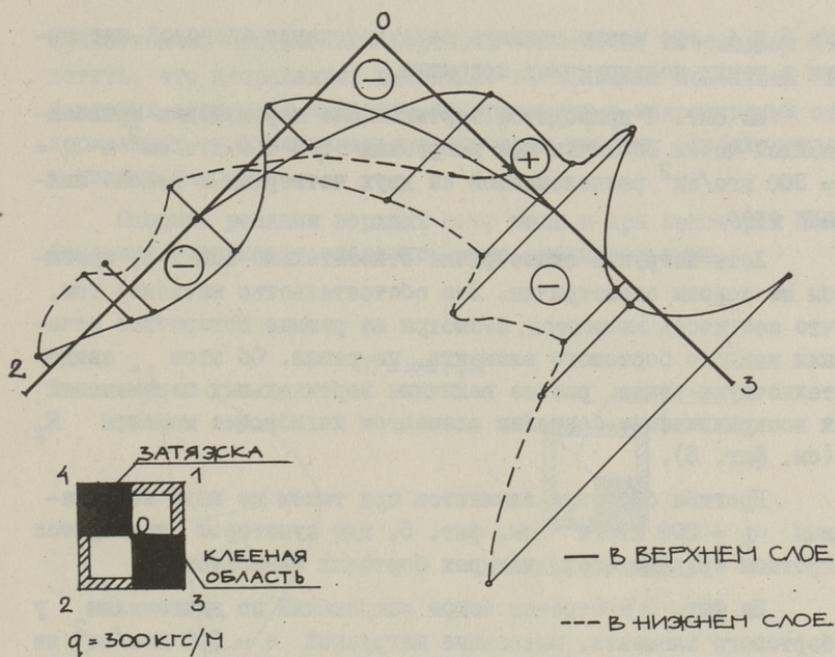
$q = 300 \text{ кгс/м}^2$



Фиг. 1.



Фиг. 2.



Фиг. 3.

ки 3 и 4, где можно ожидать сосредоточения снеговой нагрузки в таких конструкциях покрытия.

На фиг. 1 приводятся вертикальные перемещения криволинейной части оболочки при нагрузках $q_1 = 450 \text{ кгс/см}^2$ и $q_2 = 300 \text{ кгс/см}^2$ расположенной на двух четвертях в районе нижних опор.

Хотя нагрузка симметрична относительно оси I-2, прогибы не совсем симметричны. Это обстоятельство вызвано тем, что жесткость элементов, несмотря на равные поперечные сечения каждого бортового элемента, не равна. Об этом свидетельствуют также разные величины вертикальных перемещений и воспринимаемые бортовым элементом изгибающие моменты M_x (см. фиг. 5).

Прогибы бортовых элементов при таком же виде загрузки $q_1 = 300 \text{ кгс/см}^2$ см. фиг. 5, где пунктиром приводятся прогибы средние всех четырех бортовых элементов.

На фиг. 2 построены эпюры напряжений по диагоналям у бортового элемента, вызванные нагрузкой $q_1 = 300 \text{ кгс/см}^2$ на одну четверть оболочки. Напряжения получены от измерения деформаций на верхнем слое вогнутых досок вдоль диагонали I-2 и на нижнем слое выпуклых досок вдоль диагонали 3-4.

Криволинейность эпюр объясняется тем, что напряжения суммарны от нормальных внутренних сил и от изгибающих моментов. Наличие изгибающих моментов было установлено в некоторых точках измерения относительных деформаций, где датчики были наклеены с двух сторон обоих слоев досок.

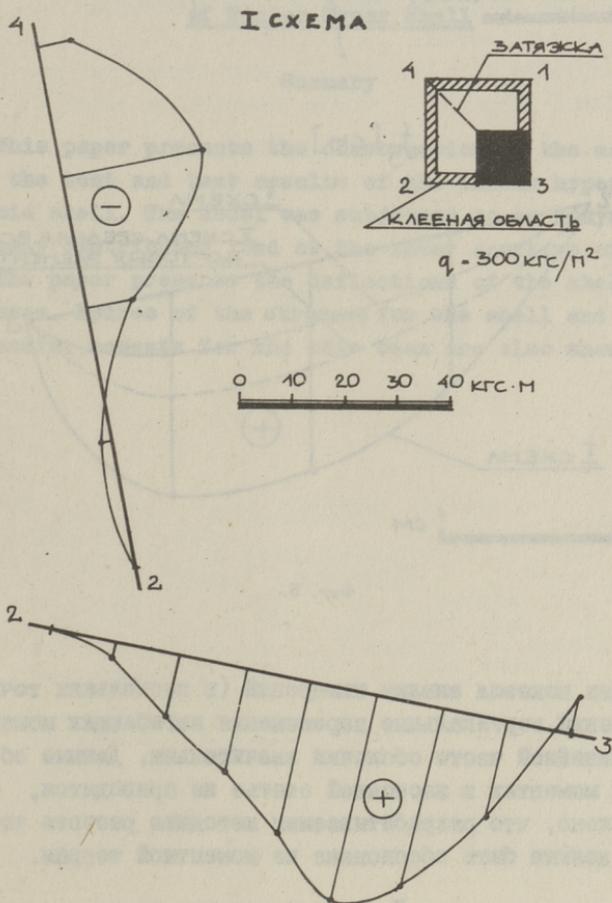
На фиг. 3 приводятся напряжения в криволинейной части оболочки при нагрузке $q_1 = 300 \text{ кгс/см}^2$ на две четверти. Как видно из эпюр, наибольшие напряжения констатирует нижний слой досок криволинейной части оболочки в районе нижних опор.

Изгибающие моменты в бортовых элементах относительно горизонтальной оси x-x приводятся на фиг. 4 и 5. Для II схемы загрузки эпюра M_x приводится средняя, полученная из измерений относительных деформаций всех четырех бортовых элементов.

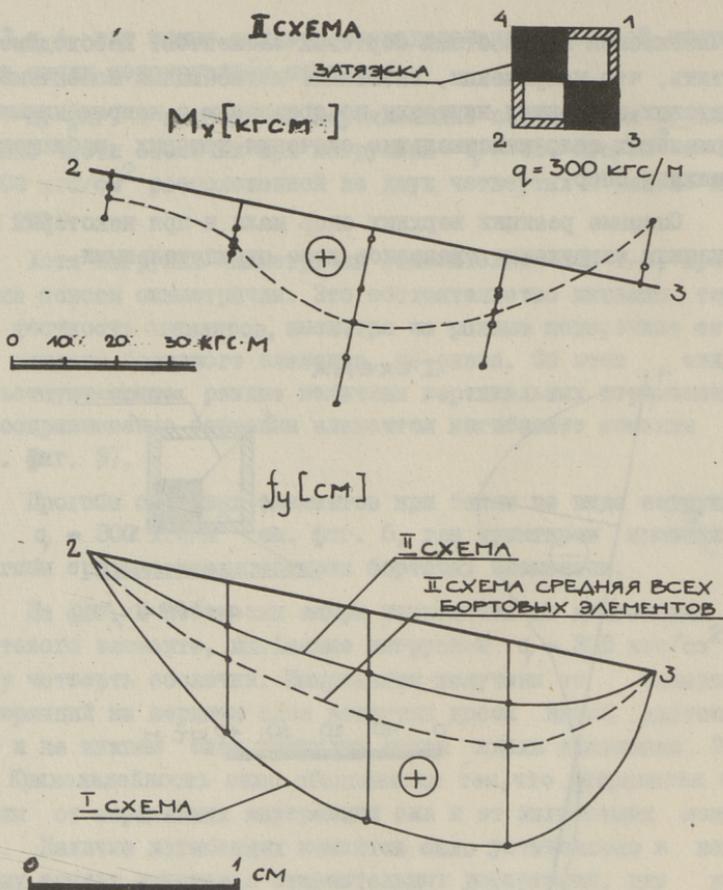
На фиг. 5 показаны величины M_x для каждого бортового элемента точками, где разницы величины объясняются различиями

ми изгибными жесткостями бортовых элементов. Необходимо отметить, что напряжения, вызванные изгибающими моментами в бортовых элементах ничтожны по сравнению с напряжениями от нормальных сил, максимальные значения которых наблюдаются у нижних опор.

Опорные реакции верхних опор малы и при некоторых комбинациях загрузки оказались даже отрицательными.



Фиг. 4.



Фиг. 5.

Как показал анализ измерений (в нескольких точках) и вычислений, вертикальные перемещения изгибающих моментов в криволинейной части оболочки значительны. Данные об изгибающих моментах в настоящей статье не приводятся, однако, стало ясно, что разрабатываемая методика расчета таких оболочек должна быть обоснована на моментной теории.

Л и т е р а т у р а

I. Лаул Х.Х., Лавров А.И., Пугал Я.П.
 Экспериментальное исследование квадратной в плане дере-

вянной оболочки вида гиперболического параболоида. "Тр.
Таллинск. политехн. ин-та", № 333, 1972.

M. Vaik, A. Lavrov, K. Öiger, E. Just

An Experimental Research of a Model
of Timber Hyper Shell

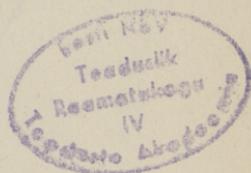
Summary

This paper presents the construction of the model, method of the test and test results of the timber hyperbolic paraboloid shell. The model was subjected to an unsymmetrical uniformly distributed load at the lower quarters of the shell.

The paper presents the deflections of the shell and the edge beam. Epures of the stresses for the shell and epures of the bending moments for the edge beam are also shown.

С о д е р ж а н и е

1. Л.А. Аликас. О расчете трубчатых вертикальных диафрагм зданий.	3
2. Л.А. Аликас. Приближенный метод расчета вертикальных диафрагм зданий при неравномерной усадке опор стоек.	9
3. В.Р.Кульбах У.В.-Э. Мянц. О статической работе висячего покрытия с гибким контуром из ванты .	13
4. М.Г.Вайк, А.И. Лавров, К.П. Ыйгер, Э.Э. Юст. Натурные исследования деревянных оболочек вида гипара.	25
5. М.Г. Вайк, А.И. Лавров, К.П. Ыйгер, Э.Э. Юст. Экспериментальное исследование модели деревянной оболочки вида гипара.	33



ТАЛЛИНСКИЙ ПОЛИТЕХНИЧЕСКИЙ ИНСТИТУТ

Труды ТПИ № 433

ТЕОРИЯ И РАСЧЕТ ТОНКОСТЕННЫХ И
ПРОСТРАНСТВЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

Строительные конструкции. Сборник статей ХУП

Редактор В. Райдна. Техн. редактор В. Райник

Сборник утвержден коллегией Трудов ТПИ 17 июня 1977 г.

Подписано к печати 8 дек. 1977 г. Бумага 60x90/16

Печ. л. 2,75 + 0,25 приложение. Уч.-изд. л. 2,35

Тираж 300. МВ-06309

Ротапринт ТПИ. Таллин, ул. Коскла, 2/9. Зак. № 1154

Цена 35 коп.

© ТПИ, Таллин, 1977

Цена 35 коп.