

1В.М. Першаков, канд. техн. наук, проф.

2О.К.Луценко, ст.викладач

3Т.О. Петрова, 4 О.С.Соловйов

БЕЗКАРКАСНІ БУДІВЛІ МНОГОЦІЛЬОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

1Національний Авіаційний Університет, e-mail: pershakov@nau.edu.ua

3 e-mail: tagasun@mail.ru

Розроблена конструкція безкаркасної будівлі багатоцільового призначення з залізобетонних плит для будівництва об'єктів агропромислового комплексу. Проведені експериментальні дослідження поперечника безкаркасної будівлі на силові навантаження.

Разработана конструкция бескаркасного здания многоцелевого назначения из железобетонных плит для строительства объектов агропромышленного комплекса. Проведены экспериментальные исследования поперечника бескаркасного здания на силовые нагрузки.

It was developed the non-skeleton building of multipurpose destination from typical reinforced concrete slabs for objects of agro-industrial complex. Were performed diameter tests on loadings of non-skeleton industrial building.

Постановка проблеми

ЦНИИЭПсельстроем (Єськов В.С.) разом з НИИЖБом, об'єднанням Вінницькобл-агробуд (Вішталъ В.С., Геращенко І.І.) та НАУ розроблена та впроваджена конструкція безкаркасної будівлі багатоцільового призначення з типових залізобетонних плит для будівництва об'єктів агропромислового комплексу.

Будівля збирається з самонесучих секцій, кожна з котрих складається з чотирьох залізобетонних ребристих плит розміром 3х6 м, відрізняючись від типових за характером армування прокольних ребер. Прольот будівлі 18 м, довжина – необмежена.

Застосування конструкцій безкаркасної будівлі замість традиційних дозволяє:

- зменшити терміни, вартість будівництва, знизити використання бетону на 40% та сталі на 30%;

- значно зменшити трудові затрати при возведенні будівлі.

Виготовлення елементів будівлі на заводах ЗБВ виконується на існуючих технологічних лініях з використанням типового оснащення.

Будівлі призначенні для зберігання сільськогосподарської продукції та зберігання техніки, розміщення ринків, спортивних приміщень тощо.

Поперечник будівлі складається з чотирьох плит, виконаних в опалубці, призначеній для типових залізобетонних ребристих плит розміром 6х3м. Плити з'єднані одна до одної під кутом, утворюючи статично - склепінчасту споруду, кожна секція котрої є самонесучою (рис. 1).

Вузли карнизового з'єднання між плитами виконані електрозваркою арматурних випус-

ків та закладних деталей, які знаходяться біля торців продольних ребер (рис.2). Гребеневий вузол та вузол спряження плит з фундаментами шарнірні (рис.3). Продольні ребра плит опираються на фундаменти.

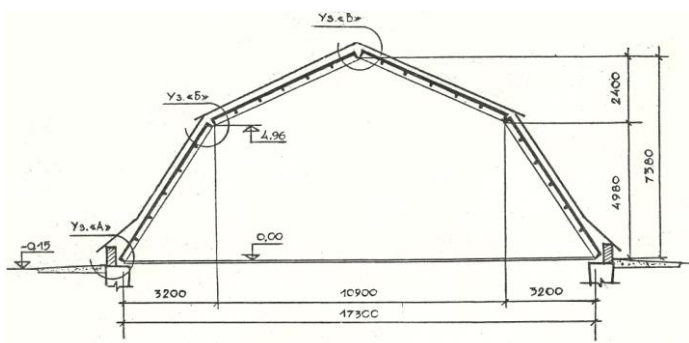


Рис.1. Поперечних безкаркасного сільсько-господарської будівлі універсального призначення

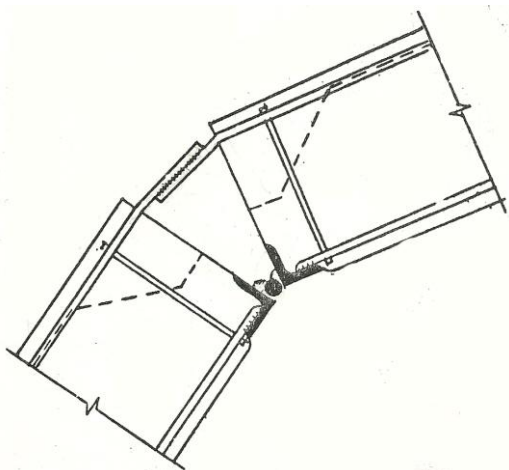


Рис.2. Жорсткий вузол з'єднання плит

На ці ж фундаменти опираються й цокольні панелі. По плитам викладений утеплювач (полужорсткі мінераловатні плити) з покрівлею з хвилястих азбестоцементних листів.

Поперечник будівлі розрахований на навантаження згідно норм для II снігового району та II району за швидкісними тисками вітру. Розрахунок проведений відповідно до діючих норм [1,2].

З метою проведення експериментального дослідження на Кирнасовському заводі ЗБВ Вінницького облагробуду виготовили, змонтували та випробували фрагмент

каркасу будівлі з залізобетонних плит, опертих шарнірно на стрічкові фундаменти (рис.4).

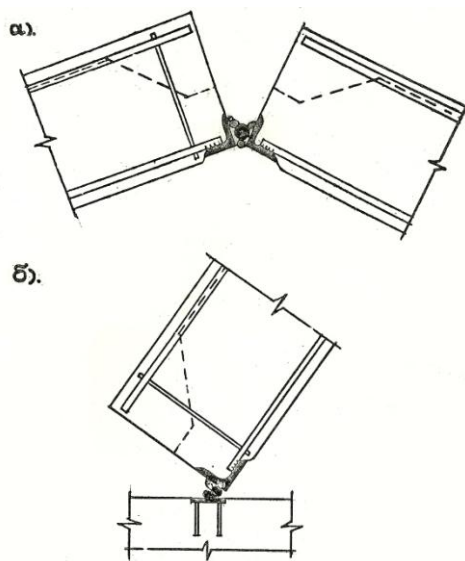


Рис. 3. Шарнірні вузли:

а) гребеневий вузол; б) вузол з'єднання плит з фундаментом



Рис.4. Загальний вигляд спробного фрагменту поперечника безкаркасної будівлі

Виготовлення елементів поперечника будівлі

Пробні зразки плит виготовлювали відповідно до робочих креслень, розроблених вищезгаданими організаціями, з відступами

від проекту, які укладалися с заміною арматури класу А-III діаметром 14 мм на діаметр 16 мм та класу Вр-I діаметром 4 мм на діаметр 5мм через відсутність не обхідного сортаменту. В припорних плитах виконані отвори для віконних блоків.

Бетон для дослідних зразків плит виготовлений на золошлаковому наповнювачі Ладизинської ТЕС. Формування плит з наступною термообробкою виконано в паровій камері.

Стрічковий фундамент виготовлений в монолітному варіанті. На його горизонтальній поверхні встановлені з кроком 3м сталеві закладні деталі, які призначені для улаштування вузлів шарнірного з'єднання плит з фундаментом [3].

Монтаж поперечника будівлі

Для дослідів поперечник збирався за допомогою башти, розробленої для монтажу безкаркасних будівель. Башта виготовлена в цеху малої механізації Вінницького облагробуду, складається з трьох частин для зручності транспортування зібраних конструкцій на будмайданчику. Верхня частина являє собою трикутну просторову ферму, з'єднану за допомогою болтів. Основна частина має в нижньому торці чотири гвинтових домкрата, які опираються полозками в гнізда нижньої частини та призначені для її пересунення після монтування секції будівлі. За допомогою гвинтових домкратів башта опускалась та пересовувалась на 3м для збирання наступної секції.

Монтування починали з установки башти та подальшого корегування за вертикаллю гвинтовими домкратами. Першими встановлювали припорні панелі, з опірням нижнім торцем на шарніри фундаменту, а верхнім – опірням на просторову ферму (рис.5,а). Монтування виконувалось чотирма гілковими кроквами, дві з котрих були видовжені додатковими кроквами довжиною 4,5м. Потім на ферму вкладали

таки же крокви, дві з котрих видовжувались на 2,25м, а також прольотні плити (рис.5,б). Після монтажу усіх плит та улаштування стиків монтажна башта за допомогою гвинтових домкратів опускалася та поперечник будівлі починав працювати самостійно (рис. 5,в).

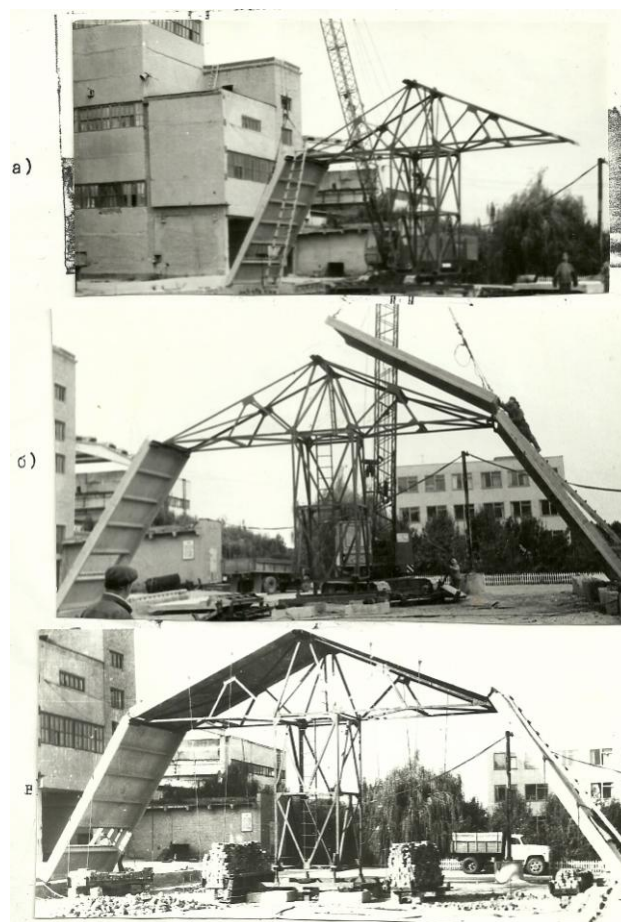


Рис. 5. Монтування поперечника будівлі

а) встановлення припорних плит;

б) вкладання прольотної плити;

в) зібраний поперечник

При цьому стики були «сухими», тобто не замоноличували.

Випробування поперечника будівлі

Методикою випробувань передбачалось виконати навантаження на поперечник

будівлі. Завантажували цеглою платформи, підвішених к плитам, імітували різні поєднання навантажень, включаючи одностороннє снігове навантаження. Для вимірювання переміщень перед завантаженням поперечника будівлі к вузлам з'єднання були встановлені прогиноміри Максимова, зроблені виконавчі креслення. Випробувані бетонні куби розміром 100x100x100мм, з бетону яких формували дослідні зразки плит, випробувана арматура діаметром 16мм класу А-III, з котрої виготовлялись арматурні каркаси повздовжних ребер плит. Міцність бетону кубів склала $248\text{кг}/\text{см}^2$, межа текучості арматури $\sigma_T = 3900\text{кг}/\text{см}^2$, межа міцності $\sigma = 5750\text{кг}/\text{см}^2$.

Всього було виконано 49 етапів завантажень (табл.1), після чого при досягненні дослідного навантаження в 1,37 разів більше розрахункової, не було виявлено ні в одному з елементів конструкції ознак, близьких до руйнування.

Випробування були припинені, тому що забезпечили поставлену задачу, що показало достатню несучу спроможність конструкції.

Аналіз результатів випробувань

Максимальне сумарне навантаження, при котрому випробування та дослідження фрагменту поперечника будівлі були припинені (таблиця 1, етап 49) досягла:

$$\sum P_{on} = (P_1 + P_2) \cdot 2 = (4265 + 8040) \cdot 2 = 2461\text{кг} \cdot \text{с}$$

По досягненні цього навантаження візуальний огляд не виявив робочих тріщин в випробуваній конструкції. Вертикальні переміщення вузлів для 31 етапу завантаження показали, що гребеневий вузол перемістився униз на 25,7мм, а жорсткі вузли перемістились наверх на 7,0 та 4,4мм.

При розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні його сумарне значення дорівнює:

$$\sum q_p = (q_1 \cdot 3,2 + q_2 \cdot 5,45) \cdot 3 \cdot 2 = 17900\text{кгс}$$

Тобто менше дослідного значення в:

$$C = \frac{\sum P_{on}}{\sum q_p} = \frac{24610}{17900} = 1,37 \text{ разів.}$$

Результати розрахунку поперечника будівлі показали, що найбільші зусилля при розрахункових та дослідних навантаженнях виникають жорстких вузлах з'єднання плит. При цьому найбільше перевищення дослідних значень згинаючих моментів та повздовжніх сил до розрахункових отримані на 49 етапі завантаження. Їх величина склала:

$$\frac{M_{on}}{M_p} = \frac{4230}{2500} = 1,60$$

$$\frac{N_{cn}}{N_p} = \frac{2750}{1680} = 1,63$$

На 25 етапі завантаження було досягнуто найбільше співвідношення дослідної поперечної сили до розрахункової, яка дорівнювала:

$$\frac{Q_{on}}{Q} = \frac{2770}{1580} = 1,75$$

Невідповідність відношення дослідних до розрахункових значень та навантажень, згинаючих моментів, повздовжніх та поперечних сил пояснюється різними поєднаннями завантажень при випробуваннях на різних етапах приопорних та прольотних плит дослідного поперечника. Змінення вказаних поєднань навантажень по зрівнянню з проектними значеннями було передбачено при випробуваннях з метою перевірки вузлів конструкції за найбільш несприятливих схем завантажень.

За показаннями прогиномірів Максимова виявлено, що навіть від власної ваги конструкції (після завантаження монтажної башти) гребеневий вузол опустився на 10мм, а прольотні вузли піднялися на 4,6мм та 0,2мм (див. табл. 1). На 31 етапі, котрий вище розрахункового значення навантаження, вертикальні переміщення гребеневого вузла склали 25,7мм, а прольотних 7 та 4мм. (див. табл. 1).

Табл. 1

Величини навантажень на кожному етапі завантаження та вертикальні переміщення вузлів поперечника будівлі

№ етапів	Навантаження в кг				Переміщення в мм			Примітки
	№ платформ				Найменування вузлів			
	1	2	3	4	П-1	П-2	П-3	
1	2850	2850	2850	2850	-4.6	10	-0.2	Червона цегла
2	2980	2980	2980	2980				
3	3065	3065	3065	3065				
4	3110	3110	3110	3110	-4.6	12	-1.4	
5	«-»	«-»	3240	3240				
6	«-»	«-»	3370	3370				
7	«-»	«-»	3500	«-»				
8	«-»	«-»	3630	«-»	-8.1	13.2	-1.9	
9	«-»	«-»	3760	«-»				
10	«-»	«-»	3890	«-»				
11	«-»	«-»	4020	«-»				
12	«-»	«-»	4150	«-»				
13	«-»	«-»	4280	«-»	-14.7	17.5	-7.4	
14	«-»	«-»	4410	«-»				
15	«-»	«-»	«-»	3500				
16	«-»	3240	«-»	«-»	-18.1	19.5	-7.4	
17	«-»	3370	«-»	«-»				
18	«-»	3500	«-»	«-»				
19	«-»	3630	«-»	«-»				
20	«-»	3760	«-»	«-»	-15.3	20.2	-4.7	
21	«-»	3955	«-»	«-»	-14.7	21.7	-3.7	
22	«-»	4150	«-»	«-»				
23	«-»	4410	«-»	«-»				
24	3500	4410	«-»	«-»				
25	3760	4410	4410	3760				
26	3760	4570	4570	3760				
27	«-»	4700	4700	«-»				
28	«-»	4800	4800	«-»				
29	«-»	4960	4960	«-»				
30	«-»	5120	5120	«-»				
31	«-»	5280	5280	«-»	-7.0	25.7	-4.4	
32	«-»	5520	5520	«-»				
33	«-»	5640	5640	«-»				
34	«-»	5760	5760	«-»				
35	3825	«-»	«-»	3825				
36	«-»	5825	5825	«-»				
37	«-»	5960	5960	«-»				
38	«-»	6200	6200	«-»				
39	«-»	6440	6440	«-»				
40	«-»	6540	6540	«-»				
41	«-»	6600	6600	3825				
42	3945	6840	6840	3945				
43	«-»	7040	7040	«-»				
44	«-»	7240	7240	«-»				
45	«-»	7440	7440	«-»				
46	«-»	7640	7640	«-»				
47	4025	7840	7840	4025				
48	2140	«-»	«-»	2140				
49	4265	8040	8040	4265				

Власна вага плити 2400 кг.

Маса піддона з тягами 450 кг.

Маса червоної цегли 3.25 кг/шт.

Маса силікатної цегли 4.00 кг/шт.

На останньому етапі завантаження провели візуальний огляд дослідного фрагменту поперечника будівлі. При огляді тріщини та ознаки руйнування не були виявлені.

Таким чином, випробування й аналіз показали, що дослідний фрагмент будівлі на міцність, жорсткість та тріщиностійкість відповідає вимогам діючих нормативних документів [1,2].

Висновки та рекомендації

На основі проведених випробувань та їх аналізу можна зробити наступні висновки:

1. Дослідний фрагмент поперечника безкаркасної будівлі з заміною в порівнянні з проектом армування відповідає вимогам норм за міцністю, жорсткістю, тріщиностійкістю.

2. Результати випробувань дозволяють рекомендувати розглянуту конструкцію безкаркасної будівлі для експериментального будівництва.

3. При возведенні експериментальної споруди необхідно зберігати встановлене в

дослідному фрагменті армування, переріз залізобетонних елементів та їх вузлів з'єднання.

4. Поперечник безкаркасної будівлі повинен шарнірно спиратися на фундаменті, які приймають горизонтальні та вертикальні навантаження.

Література:

1. ДБН В.2.6-98: 2011. Конструкції будинків і споруд. БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗО-БЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ. Основні положення проектування.. Київ Мінрегіон-буд України 2011.

2. ДСТУ В В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Конструкції будинків і споруд. ВИРОБИ БУДІВЕЛЬНІ БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗО-БЕТОННІ ЗБІРНІ. МЕТОДИ ВИПРОБУВАНЬ НАВАНТАЖУВАННЯМ. ПРАВИЛА ОЦІНКИ МІЦНОСТІ, ЖОРСТКОСТІ ТА ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ. Державний комітет України у справах містобудування і архітектури. Київ, 1997, -11с.

3. Першаков В.М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам. Монографія. -К.: НАУ, 2007. -301с.