

БЕЗКАРКАСНІ БУДІВЛІ БАГАТОЦІЛЬОВОГО ПРИЗНАЧЕННЯ

Національний авіаційний університет

¹E-mail: pershakov@nau.edu.ua

²E-mail: tagasun@mail.ru

Розроблено конструкцію безкаркасної будівлі багатоцільового призначення з типових залізобетонних плит для будівництва об'єктів агропромислового комплексу. Проведено експериментальні дослідження поперечника безкаркасної будівлі на силові навантаження.

Ключові слова: агропромисловий комплекс, безкаркасні будівлі, експериментальні дослідження, навантаження.

Постановка проблеми

Центральний науково-дослідницький, експериментальний та проектний інститут сільського будівництва разом з Науково-дослідницьким інститутом бетону та залізобетону, Вінницькою обласною асоціацією з агропромислового будівництва та Національним авіаційним університетом розроблено та впроваджено конструкцію безкаркасної будівлі багатоцільового призначення з типових залізобетонних плит для будівництва об'єктів агропромислового комплексу.

Будівля складається з самонесучих секцій, кожна з котрих має чотири залізобетонних ребристих плити розміром 3×6 м, відрізняючись від типових за характером армування поздовжніх ребер. Проліт будівлі становить 18 м, довжина необмежена.

Застосування конструкції безкаркасної будівлі замість традиційних дозволяє:

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

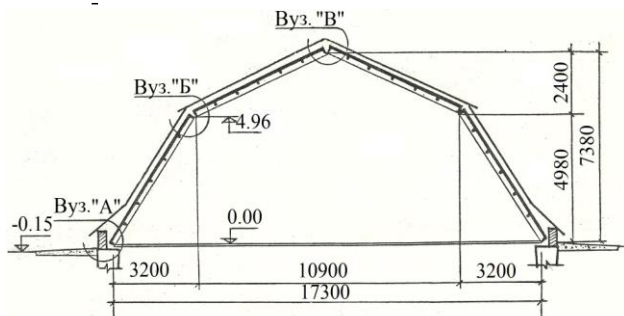


Рис. 1. Поперечник безкаркасної сільськогосподарської будівлі універсального призначення

– значно зменшити трудові затрати при введенні будівлі.

Елементи будівлі на заводах залізобетонних виробів (ЗБВ) виготовляють на технологічних лініях з використанням типового оснащення.

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

Поперечник будівлі складається з чотирьох плит, виконаних в опалубці, призначеній для типових залізобетонних ребристих плит розміром 6×3 м. Плити з'єднані одна з одною під кутом, утворюючи статично-склепінчасту споруду, кожна секція котрої є самонесучою (рис. 1).

Вузли карнизового з'єднання між плитами виконані електрозваркою арматурних випусків та закладних деталей, які розташовані біля торців поздовжніх ребер (рис. 2).

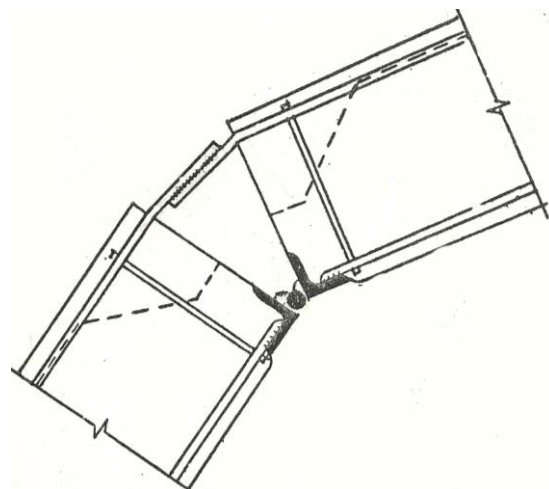


Рис. 2. Жорсткий вузол торкання між плитами (карнизовий вузол)

Гребневий вузол та вузол торкання плит з фундаментами шарнірні (рис. 3).

Поздовжні ребра плит й цокольні панелі спираються на фундаменти.

По плитам викладений утеплювач (напівжорсткі мінераловатні плити), закритий покрівлею з хвилястих азбестоцементних листів.

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

На Кирнасовському заводі ЗБВ Вінницького благоустрою був виготовлений, змонтований та випробуваний фрагмент залізобетонних плит, спертій шарнірно на стрічкові фундаменти (рис. 4).

Виготовлення елементів поперечника будівлі

Зразки плит виготовлювалися відповідно до робочих креслень із заміною арматури класу А-III діаметром 14 мм на діаметр 16 мм та класу Вр-I діаметром 4 мм на діаметр 5 мм через відсутність необхідного сортаменту. У припорних плитах виконані отвори для віконних блоків.

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

Стрічковий фундамент виготовлений у монолітному варіанті. На його горизонтальній поверхні встановлені з кроком 3 м сталеві закладні деталі для улаштування вузлів шарнірного торкання плит із фундаментом [3].

Монтування поперечника будівлі

Для дослідів поперечник збирався за допомогою башти, розробленої для монтажу безкаркасних будівель.

Вишка, яка виготовлена в цеху малої механізації Вінницького благоустрою, складається з трьох частин для зручності транспортування зібраних конструкцій на будівельному майданчику.

Верхня частина являє собою трикутну просторову ферму, з'єднану болтами.

Основна частина, яка має в нижньому торці чотири гвинтових домкрата, які спираються полозами в гнізда нижньої частини, призначені для її пересунення після монтування секції будівлі.

За допомогою гвинтових домкратів башта опускалася та пересовувалася на 3 м для збирання наступної секції.

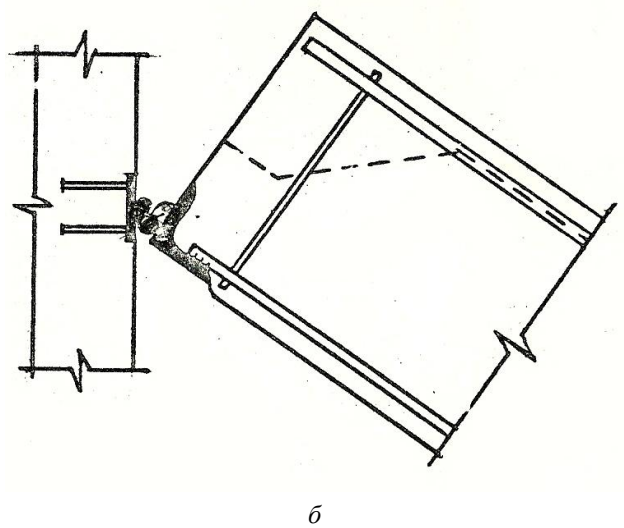
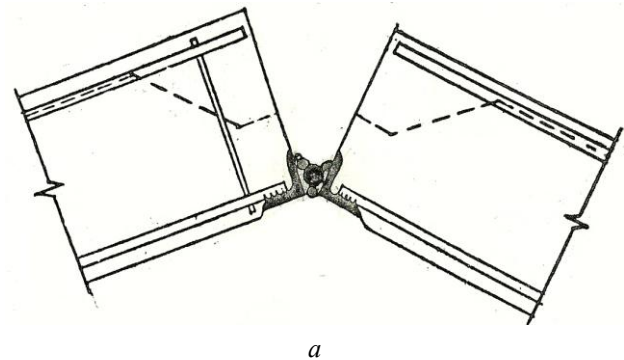


Рис. 3. Шарнірні вузли:

а – гребневий вузол;

б – вузол з'єднання плит з фундаментом



Рис. 4. Загальний вигляд фрагменту поперечника безкаркасної будівлі

Монтування починалося з установки башти на плані та подальшого корегування за вертикаллю гвинтовими домкратами.

Першими встановлювалися приопорні панелі з спиранням нижнім торцем на шарніри фундаменту, а верхнім – на підпори просторової ферми (рис. 5, а).

Монтування виконувалося чотиригілковими кроквами, дві з котрих були видовжені додатковими кроквами довжиною 4,5 м. Потім на ферму вкладалися такі самі крокви, дві з яких видовжувалися на 2,25 м, прогінні плити (рис. 5, б). Після монтажу всіх плит та улаштування стиків монтажна башта за допомогою гвинтових домкратів опускалася, поперечник будівлі починав працювати самостійно (рис. 5, в).

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



а



б



в

Рис. 5. Монтування поперечника будівлі:
а – установлення приопорних плит;
б – укладання прогінної плити;
в – зібраний поперечник

Випробування поперечника будівлі

Методикою випробувань передбачалося виконати навантаження на поперечник будівлі.

Завантажуючи цеглою платформи, підвішені до плит, імітували різні поєднання навантажень, включаючи однобічне снігове навантаження.

Для вимірювання переміщень перед завантаженням поперечника будівлі до вузлів з'єднання були встановлені прогиноміри Максимова. Були зроблені виконавчі креслення та випробувані бетонні куби розміром 100×100×100 мм, з яких формували дослідні зразки плит.

З арматури діаметром 16 мм класу А-III виготовляли арматурні каркаси поздовжніх ребер плит.

Міцність бетону кубів становила 2432 Н/см^2 , межа текучості арматури $\sigma_T = 38245 \text{ Н/см}^2$, межа міцності $\sigma = 56388 \text{ Н/см}^2$.

Усього було виконано 49 етапів завантажень (див. таблицю), 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 [2; 3].

Випробування були припинені, тому що була забезпечена достатня несуча здатність конструкції.

Аналіз результатів випробувань

Максимальне сумарне навантаження, за яким випробування та дослідження фрагменту поперечника будівлі були припинені, становило:

$$\sum P_{\text{оп}} = (P_1 + P_2) \cdot 2;$$

$$\sum P_{\text{оп}} = (4265 + 8040) \cdot 2 = 241\,342 \text{ Н.}$$

Після досягнення цього навантаження візуальний огляд не виявив робочих тріщин у випробуваній конструкції.

Вертикальні переміщення вузлів для 31-го етапу завантаження показали, що гребеневий вузол змістився вниз на 25,7 мм, а жорсткі вузли перемістилися вгору на 7,0 та 4,4 мм.

При розрахунковому рівномірно розподіленому навантаженні його сумарне значення дорівнює

$$\sum q_p = (q_1 3,2 + q_2 5,45) \cdot 3 \cdot 2 = 175\,539 \text{ Н,}$$

тобто менше дослідного значення:

$$C = \frac{\sum P_{\text{оп}}}{\sum q_p};$$

$$C = \frac{241\,342}{175\,539} = 1,37.$$

Навантаження та вертикальні переміщення вузлів поперечника будівлі

Номер етапа	Навантаження платформ, кг				Переміщення вузлів, мм			Примітка
	1	2	3	4	П-1	П-2	П-3	
1	2850	2850	2850	2850	-4.6	10	-0.2	24.09.87 Червона цегла 3,25 кг/од.
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	-	-	-	

Примітка. Власна вага плити 2400 кг, маса піддона з тягами 450 кг.

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

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

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

На 25-му етапі завантаження було досягнуте найбільше співвідношення дослідної поперечної сили до розрахункової:

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

Невідповідність відношення дослідних до розрахункових значень та навантажень, згинаючих моментів, поздовжніх та поперечних сил пояснюється різними поєднаннями завантажень при випробуваннях на різних етапах приопорних та прогінних плит дослідного поперечника.

Змінення поєднань навантажень порівняно з проектними було передбачено для перевірки вузлів конструкції за найбільш несприятливих схем завантажень.

За показаннями прогінномірів Максимова виявлено, що навіть від власної маси конструкції (після завантаження монтажної башти) гребеневий вузол опустився на 10 мм, а прогінні вузли піднялися на 4,6 та 0,2 мм (див. таблицю).

На 31-му етапі, що вище розрахункового значення навантаження, вертикальні переміщення гребеневого вузла становили 25,7 мм, а прогінних 7 та 4 мм.

Під час візуального огляду дослідного фрагменту поперечника будівлі на останньому етапі завантаження тріщини та ознаки руйнування не були виявлені.

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

Висновки

1. Дослідний фрагмент поперечника безкаркасної будівлі з заміненям порівняно з проектом армуванням відповідає вимогам ГОСТ 8829-85 за міцністю, жорсткістю, тріщиностійкістю. [4]

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

3. При зведенні експериментальної споруди необхідно зберігати встановлене в дослідному фрагменті армування, переріз залізобетонних елементів та їх вузлів з'єднання.

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

Література

1. ДБН В.2.6-98: 2011. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011.

2. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості. – К.: Державний Комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 11 с.

3. Першаков В.М. Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам: моногр. / В.М. Першаков. – К.: НАУ, 2007. – 301 с.

4. ГОСТ 8829-85. Конструкции и изделия бетонные и железобетонные сборные. Методы испытания нагружением и оценка прочности, жесткости и трещиностойкости. – М.: Госстандарт СССР, 1985. – 26 с.

Стаття надійшла до редакції 20.12.2011.