

В работе предложена новая система конструкций малоэтажных жилых домов, которая заключается в том, что внешние стены выполняются из легких теплоизоляционных материалов и не несут нагрузки от перекрытий, вместо них эту роль выполняют несущие внутренние стены - перегородки. Перекрытия выполняются из вспарушенных керамзитобетонных плит-оболочек размером на комнату, изготавливаемых в сборно-монолитном и монолитном вариантах. Дается аналитическое решение задачи учета совместной работы плит и перегородок, подтвержденное математическим моделированием по методу конечных элементов, также дается расчет вспарушенной керамзитозализобетонной плиты с учетом физической нелинейности и образования трещин, приводятся технико-Экономической показатели. Проведенные экспериментальные исследования плит.

In this paper we propose a new system of low-rise construction of houses, which lies in the fact that the exterior walls are made of lightweight thermal insulating materials and do not bear the load of the floors, instead, this role is fulfilled bearing interior walls - walls. Ceilings are made from aggregate concrete slabs shells the size of the room, produced in precast-monolithic and monolithic versions. We give an analytic solution taking into account the joint work and wall plates, confirmed by mathematical model by finite element calculation is also given reinforced aggregate concrete plate, taking into account the physical nonlinearity and cracking, given the technical and economic indicators. Experimental tests of plates.

Дата надходження в редакцію: 31.05.12 р.
Рецензент: д.т.н., професор Чернявський В.Л.

УДК 624.025

СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННЕ БЕЗБАЛКОВЕ ПЕРЕКРИТТЯ. РОЗРАХУНОК АНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ

Т.О. Височина, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

У статті наведені результати теоретичних та чисельних досліджень напружено-деформованого стану конструкцій стале залізобетонних безбалкових перекриттів, на основі яких побудовано методика їх розрахунку аналітичним методом з використанням лінійних кінцевих елементів. Використані лінійні кінцеві елементи дозволяють з прийнятною точністю поряд з врахуванням поперечних сил взаємодії плит враховувати також згинальні моменти, дотичні зусилля і виникаючі сили розпору в конструкціях. Представлено розв'язання системи рівнянь сумісності деформацій методикою лінійних кінцевих елементів, яка повністю враховує усі компоненти напружено-деформованого стану об'єктів дослідження. Рішення отриманої системи рівнянь представлено у вигляді розкладання у ряди Фур'є. З використанням результатів аналітичних рішень виконані відповідні розрахунки зусиль та переміщень досліджуваних конструкцій, на основі яких проведено порівняльний аналіз з розрахунками, виконаними з використанням методу кінцевих елементів. Проведене порівняння результатів розрахунку за отриманою методикою та методом кінцевих елементів.

Ключові слова: стале залізобетонні безбалкові перекриття, сумісна робота, метод лінійних кінцевих елементів.

Вивчення стану справи. Напружено-деформований стан стале залізобетонного безбалкового перекриття відрізняється від монолітного [4, 5] наявністю конструктивних особливостей, що не дозволяють розраховувати його за відомими методами. Водночас розрахунок напружено-деформованого стану за схемою членування перекриття на головні та другорядні балки є застарілим і нераціональним, оскільки диски стале залізобетонного безбалкового перекриття працюють сумісно як між собою, так і між опорними дисками. Т.Н. Азізов [1, 2], на основі теорії В. З. Власова [3], досліджував роботу вільно обертливих дискових систем, яка оснований на їх розділі на прості елементи: плити й балки із врахуванням в перерізах в загальному випадку чоти-

рьох компонентів зусиль або переміщень, котрі знаходяться із вирішення системи рівнянь сумісності деформацій. Професор Т.Н. Азізов вирішив задачу, врахувавши не тільки поперечні сили взаємодії плит одна з одною, але і згинальні моменти, дотичні зусилля і сили розпору. Це дозволило розв'язати задачу з урахуванням зсуву монолітного шва. Також ця методика враховує вплив переміщення опор (ригелів) на їх сумісну роботу. Аналізуючи існуючі методи розрахунку конструкцій перекриттів і покриттів та враховуючи конструктивні особливості, було вирішено застосувати метод лінійних кінцевих елементів.

Для визначення зусиль стале залізобетонній безбалковій конструкції перекриття розділимо на

окремі лінійні елементи (рис. 1) площинами, що проходять по швах другорядних дисків.

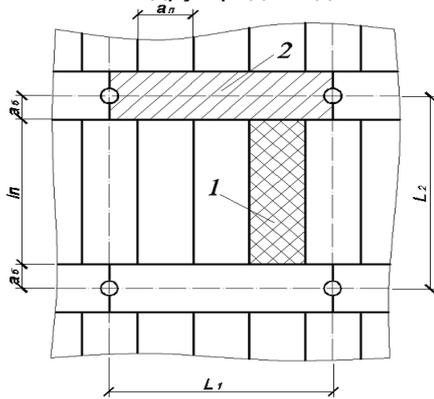


Рисунок 1. Фрагмент стале залізобетонного безбалкового перекриття: 1-другорядний диск; 2-головковий диск.

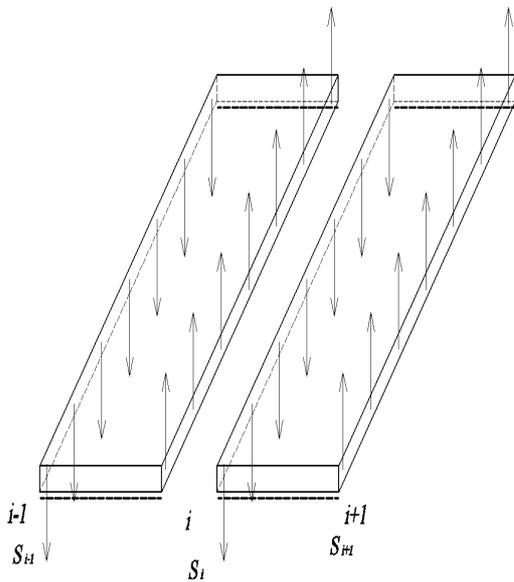


Рисунок 2. Схема членування стале залізобетонного безбалкового перекриття на лінійні елементи.

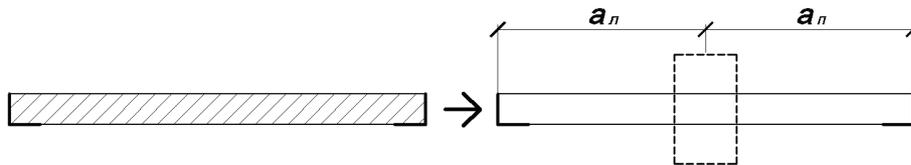


Рисунок 3. Переріз конструкції.

Із теорії кручення відомо, що

$$Q_i^n = \frac{M_t}{GI},$$

де \$M_t\$ – погонний крутний момент

Формулювання цілей статті. Розглянемо і-тий відсічений лінійний елемент з діючими в місці розрізу зусиллями, які необхідно визначити.

Враховуючи конструктивні особливості шва стале залізобетонного безбалкового перекриття, в загальному випадку по лінії розрізу будуть діяти вертикальні погонні засилля \$S_{i-1}\$, \$S_i\$ (рис.2).

Переріз плити представляється у вигляді ребра за полицями. Згинальна та крутні жорсткості плити зосереджено в ребрах (рис.3). Полички імітують згин в поперечному напрямку. Для визначення невідомих зусиль \$S(x)\$ запишемо умову сумісності деформацій для кожного і-го перерізу.

Викладка основного матеріалу.

1. Рівність кривизни в вертикальній площині ліворуч та праворуч від і-го перерізу:

а) кривизна, що виникає внаслідок дії зовнішнього навантаження:

$$\frac{1}{\rho_{iQI}} = \frac{Mq_i}{EI_i}; \quad \frac{1}{\rho_{iQII}} = \frac{Mq_{i+1}}{EI_{i+1}}; \quad (1)$$

де \$Mq_i\$ - функція згинальних моментів в і-тому елементі від зовнішнього навантаження; \$EI\$-згинальна жорсткість і-того елемента;

б) кривизна, що виникає внаслідок дії моментів \$Ms\$, створених зусиллями \$S\$:

$$\frac{1}{\rho_{iSЛ}} = -\frac{Ms_{i-1}}{EI_i} + \frac{Ms_i}{EI_i};$$

$$\frac{1}{\rho_{iSП}} = -\frac{Ms_i}{EI_{i+1}} + \frac{Ms_{i+1}}{EI_{i+1}}; \quad (2)$$

в) кривизна, що виникає внаслідок кручення елемента зусиллями \$S\$:

Враховуємо вирази:

$$\frac{1}{\rho_{iЛ}} = a_i Q_i^n.$$

$$M_i^t = aS_{i-1} + aS_i, \quad S = -M^n s.$$

$$\frac{1}{\rho_{iSЛ}} = -\frac{M^n s_{i-1} \cdot a_{n_i} a_{n_i}}{GI_i} - \frac{M^n s_i \cdot a_{n_i}^2}{GI_i};$$

$$\frac{1}{\rho_{iSП}} = -\frac{M^n s_i \cdot a_{n_{i+1}}^2}{GI_{i+1}} - \frac{M^n s_{i+1} \cdot a_{n_{i+1}} a_{n_{i+1}}}{GI_{i+1}}; \quad (3)$$

де \$GI\$ – крутильна жорсткість елемента;

г) кривизна, що виникає внаслідок згину полочки зусиллями S:

$$\frac{1}{\rho_{изл}} = -\frac{M^{IV} s_{i-1} \cdot a_{n_i}^3}{3D_i};$$

$$\frac{1}{\rho_{изп}} = -\frac{M^{IV} s_i \cdot a_{n_{i+1}}^3}{3D_{i+1}}. \quad (4)$$

Провівши сумування по формулам 1–4 та звівши подібні, отримаємо систему рівнянь однотипних рівнянь.

В загальному випадку однотипне рівняння матиме вигляд (5):

$$-\frac{1}{EI_i} Ms_{i-1} + \left(\frac{1}{EI_i} + \frac{1}{EI_{i+1}} \right) Ms_i - \frac{1}{EI_{i+1}} Ms_{i+1} -$$

$$-\frac{a_{n_i} a_{n_i}}{GI_i} M'' s_{i-1} + \left(-\frac{a_{n_i}^2}{GI_i} - \frac{a_{n_{i+1}}^2}{GI_{i+1}} \right) M'' s_i +$$

$$+ \frac{a_{n_{i+1}} a_{n_{i+1}}}{GI_{i+1}} M'' s_{i+1} + \left(\frac{a_{n_i}^3}{3D_i} + \frac{a_{n_{i+1}}^3}{3D_{i+1}} \right) Ms_i^{IV} =$$

$$= \frac{1}{EI_{i+1}} M'' q_{i+1} - \frac{1}{EI_i} M'' q_i.$$

Систему диференціальних рівнянь потрібно записувати для кожного поздовжнього перерізу. Дану систему диференціальних рівнянь можна вирішувати, подаючи рішення у вигляді рядів Фур'є по синусах. В цьому випадку автоматично задовольняються граничні умови для невідомих при шарнірному спіранні.

Рішення приймаються у вигляді:

$$Ms_i(x) = \sum_{n=1}^{\infty} Ms_i \cdot \sin \frac{\pi n}{l} x; \quad (6)$$

$$Mq_i(x) = \sum_{n=1}^{\infty} Mq_i \cdot \sin \frac{\pi n}{l} x; \quad (7)$$

де і Mq – коефіцієнт ряду Фур'є функції згинальних моментів від зовнішнього навантаження, які можна визначити відповідно;

Ms – невідомі коефіцієнти рядів Фур'є, які необхідно визначити.

x – координата вздовж елемента перекриття;
l – проліт;

Якщо в рішеннях (6), (7) верхні границі суми замінити на скінченне число m (як правило 5–8 непарних членів ряду достатньо для отримання інженерної точності), то тоді систему лінійних рівнянь необхідно буде розв'язати m разів. Підставляючи (10), (11) в систему диференціальних рівнянь, після проведення диференціювання та скорочуючи на

$$\sin \frac{\pi n}{l} x$$

отримаємо систему лінійних рівнянь, де невідомими є постійні члени ряду Фур'є і Ms. Та враховуючи, що

$$\alpha = \frac{\pi n}{l},$$

геометричні розміри та жорсткості конструкцій будуть відповідно рівні, отримаємо систему лінійних рівнянь (8).

$$\left(-\frac{1}{EI} + \frac{a^2 \cdot \alpha^2}{GI} \right) \cdot Ms_{i-1} +$$

$$+ \left(\frac{2}{EI} + \frac{2a^2 \cdot \alpha^2}{GI} + \frac{2a^3 \cdot \alpha^4}{3D} \right) \cdot Ms_i +$$

$$+ \left(-\frac{1}{EI} + \frac{a^2 \cdot \alpha^2}{GI} \right) \cdot Ms_{i+1} =$$

$$= \frac{1}{EI} (-Mq_i + Mq_{i+1}). \quad (8)$$

Розв'язати цю систему лінійних рівнянь можна будь-яким з відомих методів. У результаті рішення отримуємо значення коефіцієнтів ряду Фур'є, за допомогою яких можна визначити невідомі зусилля, що діють у перерізах конструкції. Враховуючи, що другорядні диски опираються шарнірно на головні, жорсткість головного диску є одного порядку з жорсткістю другорядного, а в ряді випадків ці жорсткості можуть співпадати.

В такому випадку необхідно враховувати деформації головного диску. При деформуванні опор в поздовжніх перерізах виникають додаткові зусилля, які необхідно враховувати. Вважаючи, що жорсткість головного диску задана, та зусилля, що передаються від другорядних дисків, також відомі, можливо визначити переміщення в перерізах 1–3, застосовуючи відомі методи будівельної механіки.

$$K = \frac{3R_1 l}{16} + \frac{R_2 l}{8} + \frac{R_3 l}{16}; \quad (9)$$

$$S = \frac{R_1 l}{8} + \frac{R_2 l}{4} + \frac{R_3 l}{8}; \quad (10)$$

$$P = \frac{R_1 l}{16} + \frac{R_2 l}{8} + \frac{3R_3 l}{16}; \quad (11)$$

$$K_1 = \frac{K + S}{2}; \quad (12)$$

$$P_1 = \frac{P + S}{2}. \quad (13)$$

Знаючи значення моментів від діючого навантаження та від одиничного, визначені відповідні переміщення:

$$\Delta_1 = \frac{l^2}{32 \cdot EI} \left(\frac{3}{4} K + \frac{5}{6} K_1 + \frac{1}{3} S + \frac{1}{6} P_1 + \frac{1}{4} P \right); \quad (14)$$

$$\Delta_2 = \frac{l^2}{2 \cdot EI} \left(\frac{3}{16} K + K_1 + \frac{2}{3} S + P_1 + \frac{3}{16} P \right); \quad (15)$$

$$\Delta_3 = \frac{l^2}{32 \cdot EI} \left(\frac{1}{4} K + \frac{1}{6} K_1 + \frac{1}{3} S + \frac{5}{6} P_1 + \frac{3}{4} P \right). \quad (16)$$

При відомих значеннях деформацій можна визначити додаткові зусилля, що діють в перерізах конструкції:

$$S_{дор_i} = \frac{3D_{лев_i}}{a^3_{лев}} \cdot \Delta_i + \frac{3D_{прав_i}}{a^3_{прав}} \cdot \Delta_i. \quad (17)$$

Знаючи S dорі, можна визначити M sdорі. Таким чином, в рівняння (8) замість Mq_i підставляємо $Mq_i + M$ sdорі.

Виконаємо розрахунок фрагмента безбалкового перекриття, схема якого наведена на рис. 1, геометричні характеристики на рис. 5:

- розмір головного диска 1 500×6 000 мм,
- розмір другорядного диска 4 500×1 500 мм.

Завантаження прийнято одиничне, рівномірно розподілене в межах середнього другорядного диску.

Висновки:

В результаті розрахунку за наведеною методикою були отримані зусилля в перерізах конс-

трукції (рис. 6). Для порівняння був проведений розрахунок за допомогою МКЕ (рис. 7, 8).

Для визначення зусиль в елементах конструкції необхідно прикласти отримані зусилля, що діють в перерізі, до лінійної конструкції. Далі лінійну конструкцію розраховують за допомогою відомих методів будівельної механіки. Значення в найбільш напружених точках перерізу відрізняються: в 1-1 на 0,9 %, в 2-2 на 5,0 %, що свідчить про можливість використання отриманої методики для розрахунку сталі залізобетонних безбалкових перекриттів.

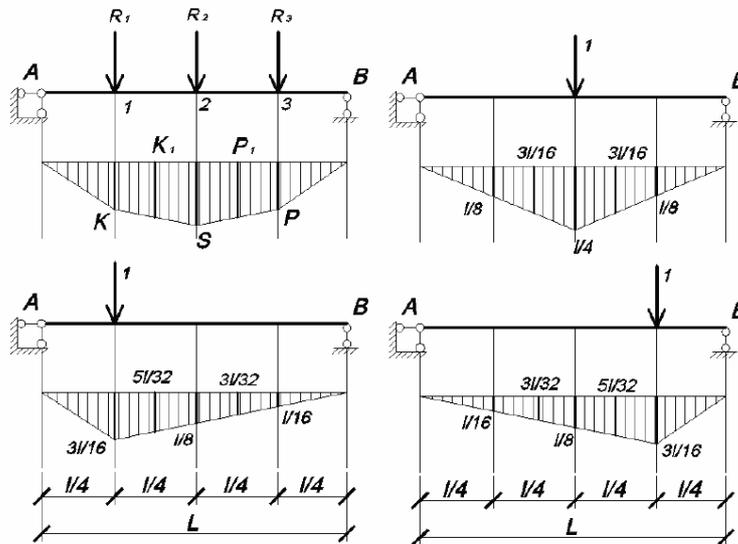


Рис. 4. Схема завантаження головного диску

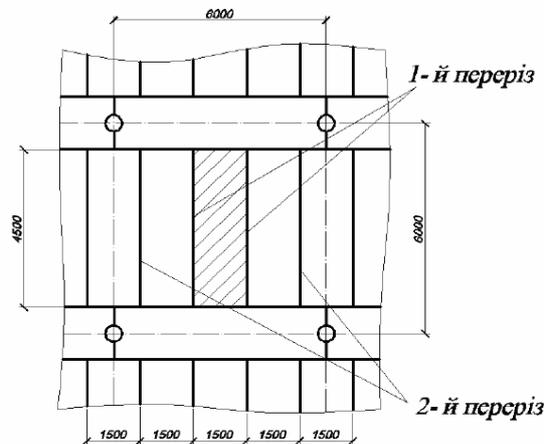


Рисунок 5. Розрахункова схема фрагмента перекриття. Розмір головного диска 1500х6000 мм,

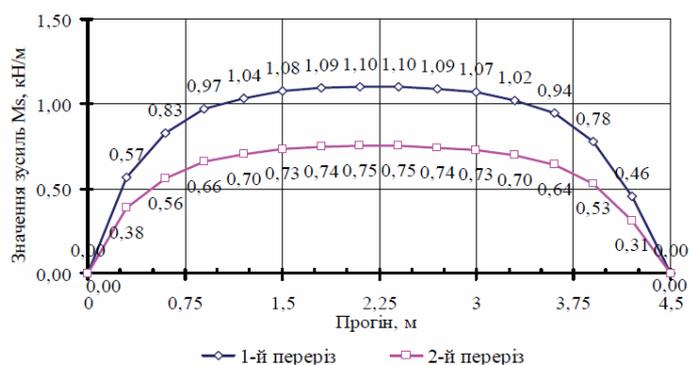


Рисунок 6. Значення зусиль в розрахункових перерізах.

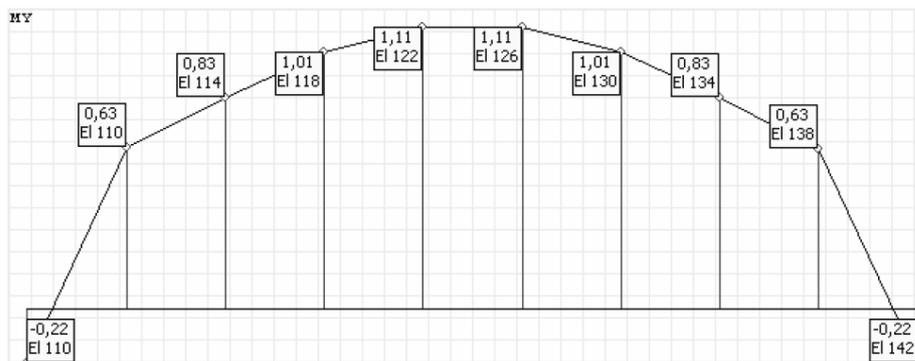


Рисунок 7. Епюра Mx, в першому перерізі кН/м.

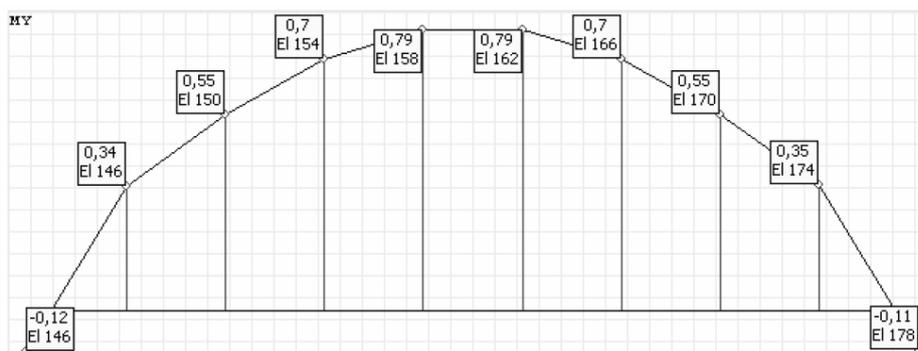


Рисунок 8. Епюра Mx, в другому перерізі кН/м.

Список використаної літератури

1. Азізов Т. Н. Метод лінійних кінцевих елементів для розрахунку будівельних конструкцій / Т. Н. Азізов. – Галузевий машинобудування: Зб. наук. праць. - Полтава: ПолтНТУ, 2006 рік. - Вип. 18. - С. 105-108.
2. Азізов Т. Н. Теорія просторової роботи перекриттів / Т. Н. Азізов.-К.: Науковий світ, 2001 рік.- 276с.
3. Власов В. З. Тонкостінні просторові системи / В.З. Власов 1958 рік. - 502 с.
4. Стороженко Л. І. Безбалкові й часторебристі сталезалізобетонні перекриття / Л. І. Стороженко, О. В. Нижник // Зб. «Будівельні конструкції». К. : НДІБК, 2008. – Вип. 70. – С. 29–36.
5. Johnson R. P. Composite structures of steel and concrete – beams, slabs, columns, and frames for buildings / R. P. Johnson. – Oxford : Blackwell Scientific Publications, 2004. – 248 p.

В статті приведені результати теоретических и численних исследований напружено-деформированного состояния конструкций устойчивое железобетонных безбалочных перекрытий, на основе которых построена методика их расчета аналитическим методом с использованием линейных конечных элементов. Используемые линейные конечные элементы позволяют с приятной точностью наряду с учетом поперечных сил взаимодействия плит учитывать также изгибающие моменты, касающиеся усилия и возникающие силы распора в конструкциях. Представлены решения системы уравнений совместимости деформаций методики линейных конечных

элементов, которая полностью учитывает все компоненты напряженно-деформированного состояния объектов исследования. Решение полученной системы уравнений представлено в виде разложения в ряды Фурье. С использованием результатов аналитических решений выполнены соответствующие расчеты сил и перемещений исследуемых конструкций, на основе которых проведено сравнительный анализ с расчетами, выполненными с использованием метода конечных элементов. Проведено сравнение результатов расчета по полученной методике и методом конечных элементов.

The results of theoretical and numerical studies of the stress-strain state designs sustainable concrete girderless slabs on which are built method of their calculation the analytical method using linear finite elements. Used linear finite elements can with nice precision, along with consideration of transverse forces of interaction of plates also take into account the bending moment, tangential force and the emerging forces in dispersed structures. Presented by solving the equations of compatibility of deformations of linear finite element method, which fully takes into account all components of the stress-strain state of the objects of study. Solutions obtained system of equations presented in the form of expansions in Fourier series. Using the results of analytical decisions made appropriate estimates of effort and movement studied structures on which the comparative analysis of the calculations are performed using the finite element method. Comparison of results obtained by the calculation method and finite elements.

Дата надходження в редакцію: 15.05.12 р.

Рецензент: д.т.н., професор Симановський В.І.

УДК 624.044

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ НА ОСНОВІ ТРИВИМІРНОЇ МОДЕЛІ ПІД ВИСОТНІ БУДІВЛІ

І.А. Височин, к.т.н., доцент, Сумський національний аграрний університет, м. Суми, Україна

Створення тривимірних розрахункових моделей фундаментних плит дозволяє більш точно аналізувати їх напружено-деформований стан, досліджувати еволюцію деформацій як в площині, так і по товщині плит; по ізополям напружень можна більш ефективно проектувати армування фундаментних плит, тому такий метод моделювання для складних будівельних конструкцій є необхідним.

Постановка проблеми и характеристика фундаментної плити.

Характеристика фундаментної плити

Параметри	Значення
№ проекта ГОСТ	ГОСТ 25 192
Клас бетона	B15; B20; B30
Розмір	
довжина, мм	78850
ширина, мм	24000

Розміри фундаментної плити мають великий вплив на її експлуатаційні якості. До фундаментної плиті в процесі її експлуатації прикладені сили, що викликають згинальний момент. Тому товщина плити і її армування повинні бути такими, щоб від дії цих сил плита не зруйнувалася в процесі експлуатації. У зв'язку з цим без розрахунків товщину плити роблять не менше 20 см, а армуючу сітку розташовують ближче до поверхні підлоги, де плита відчуває розтягуючу напругу. Все ж при великій довжині фундаментної плити ця напруга може бути такою, що міцність плити стане недостатньою, і на слабоуціплених ґрунтах плита може зруйнуватися. Проте величина розтягуючого моменту істотно компенсується, якщо в конструкції фундаменту буде передбачена хоча б одна внутрішня стіна.

Для армування фундаментної плити закладають сітку з арматури класу А400С ГОСТ 5781. Якщо в підвальній частині будинку розміщується гараж, то товщину фундаментної плити збільшують до 0,5-0,6 м. Якщо в підвалі передбачений басейн, то спочатку бетонують його чашу, прокладають комунікації і тільки після цього приступають до пристрою фундаментної плити. При цьому спочатку піщано-гравійну подушку заливають бітумною мастикою, потім відливають плиту, а стіни виготовляють в останню чергу.

Якщо в місці розташування підвалу є ґрунтові води, то на фундаментну плиту можуть діяти сили гідростатичного тиску. Якщо рівень ґрунтових вод перевищує позначку підшови фундаментної плити на 1 м, то на 1 м² її підшови буде діяти сила, рівна 1 т. При великій площі фундаментної плити ця сила може досягти величини, при якій конструкція плити буде не в змозі компенсувати прикладену силу. В результаті в плиті з'являються тріщини і виникає затоплення підвалу. Посилити несучу здатність плити можна розташуванням армуючої сітки ближче до підшови плити, і пристроєм внутрішньої стіни підвалу.

Розташування зовнішніх стін у відношенні до країв фундаментної плити теж відіграє істотну роль у розподілі прикладених навантажень.