

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 проведен 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 слабоущільнених 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.

Згинальні моменти, що діють на фундаментну плиту при різному розташуванні зовнішніх стін, показані на рис 1. З малюнка видно, що виникає момент, який прикладений до фундаментної плити, істотно зростає, якщо стіни розташовані впритул до периметра. На слабких ґрунтах ці сили можуть викликати руйнування плити. У випадку, коли плита виходить за контур фундаменту, величина згинального моменту знижується, і несуча здатність плити збільшується. Деформація фундаментної плити може виникнути і в разі штучного порушення її цілісності, наприклад, прорізом під яму для профілактики обслуговування і ремонту автомобіля. Звичайно, на щільних материкових ґрунтах з низьким рівнем ґрунтових вод ці сили не мають великого впливу на експлуатаційні властивості фундаментної плити і в розрахунок можуть не братися. На слабких же просідаючих ґрунтах ці сили можуть досягати великих значень і тому повинні враховуватися при проектуванні фундаментів. У таких випадках фундаментна плита виконується після спеціального розрахунку із суворим дотриманням технології будівельних робіт.

Одним з найбільш надійних, і найдорожчих видів фундаментів є монолітна армована плита. Даний вид фундаментної конструкції виправданий для застосування при великих навантаженнях, у випадках високого рівня ґрунтових вод і на ослаблених ґрунтах, що мають малу несучу здатність.

Такий фундамент можна віднести до типу так званих «плаваючих» фундаментів, основною особливістю яких є їх здатність незначно змінювати абсолютні відмітки щодо репера під впливом сезонних деформацій ґрунтів. При цьому дані зрушення ні як не позначаються на експлуатації будівлі в цілому.

Необхідно пам'ятати, що найбільш оптимально працюють плитні фундаменти при простих планах будинків, навіть простий еркер ускладнить роботу плити і зажадає додаткових розрахунків. Для збільшення жорсткості плити в її основі, як правило, під несучими стінами, виготовляють ребра жорсткості. Розділяють суцільні і ґратчасті плитні фундаменти.

У наш час зведення багатоповерхового житла є прерогативою над іншими класами будівель і зазвичай проектують з монолітною залізобетонною плитою, тому є закономірним збільшенням геометричних розмірах будівель, їх прольотів та висоти поверхів. Через нерівномірний розподіл навантажень від несучих вертикальних елементів по площі фундаментної плити виникають зони надмірної концентрації напружень. Додатковий вплив також складають ґрунтово-геологічні умови. Всі ці фактори потребують підвищеної уваги при проектуванні та конструюванні будівель.

Аналіз останніх досліджень

За звичай розрахунок фундаментних плит проводиться за допомогою програмних комплексів. У яких для спрощення розрахунку, викорис-

товуються гіпотези Кіргофа а також теорії Тимошенка, який отримав диференційне рівняння гіперболічного типу, що описує напружено-деформований стан плити з врахуванням впливу поперечних деформацій зсуву [1, 2], які запропонували теорію, що враховує поперечну деформацію зсуву і задовольняє трьома граничними умовами у вигляді системи рівнянь шостого порядку [2] Амбарцумяна, який встановив, що гіпотеза недеформованих нормалей для анізотропних пластин вносять недопустимі похибки, які усуваються використанням уточнюючих теорій. Перераховані вище теорії дають похибку розрахунку для пластин значної товщини, особливо, при дії зосереджених навантажень, тому що теорія тонких плит не враховує вплив зсувних деформацій та змінання в зонах концентрації вертикальних зусиль і потребує додаткового розрахунку на продавлювання. Слід також використовувати теорію товстих плит, в якій ця задача розглядається як просторова задача теорії пружності, хоча при такому розрахунку мають місце похибки. Тому, для визначення напружено-деформованого стану товстої плити потрібно використовувати розрахункову модель на основі просторових скінченних елементів з урахуванням усіх умов роботи.

Робота залізобетонних елементів, на відміну від бетонних, має ряд характерних особливостей. Якщо бетон можна вважати однорідним ізотропним матеріалом до моменту появи в ньому тріщин, то залізобетон є структурно неоднорідним анізотропним матеріалом. Характеристики анізотропії проявляються за наявності в залізобетоні двох матеріалів з різними деформативними характеристиками.

В залізобетонному елементі без тріщин бетон і арматура працюють спільно і зусилля в такому елементі дорівнюють сумі зусиль в бетоні $\{s_b\}$ та арматурі $\{s_s\}$

$$\{s\} = \{s_b\} + \{s_s\} \quad (1.1)$$

У такому разі матрицю жорсткості залізобетону можна отримати як суму відповідних пружно-пластичних характеристик бетону і арматури

$$D_{bs}(\Delta e) = D_b(S_e) + D_s(\Delta e) \quad (1.2)$$

Матриця жорсткості арматури $D_s(\Delta S)$ формується з врахуванням коефіцієнтів армування f_i та модулів пружності E_{si} відповідно у кожному i -му напрямку армування ($i=x, y, z$):

$$D_s(\Delta e) = ds_{ij} = E_{si} \cdot f_i \quad (1.3)$$

Для формування матриці жорсткості бетону $D_b(S\Delta e)$ на n -ому кроці навантаження з врахуванням попередніх навантажень, тобто відомого вектора напружень $\{s_s\}$, визначаються необхідні параметри нелінійності дилатаційної моделі. Для ділянок тривісного розтягу ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 \geq 0$) чи ділянок розтяг-розтяг-стиск ($\sigma_1 > 0, \sigma_2 \geq 0, \sigma_3 < 0; \sigma_0 \geq 0$) матрицю жорсткості бетону $D_b(e)$ сформовано у вигляді:

$$[D_b] = \frac{E_b(1-\nu_b)}{(1+\nu_b)(1-\nu_b)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} \end{bmatrix} \quad (1.4)$$

де E_b , ν_b – дотичний модуль пружності бетону та коефіцієнт пластичних деформацій, які визначаються за формулами:

$$E_b = 9K_t \cdot G_t / (3K_t + G_t); \quad \nu_b = (3K_t - 2G_t) / [2(3K_t + G_t)] \quad (1.5)$$

На першому етапі розрахунку характеристикам E_b , ν_b задаються початкові значення: $E_b = E_0$, $\nu_b = \nu_0$.

Дотичні модулі K_t (об'ємний), G_t (зсувний), H_t

$$K_t = \frac{K_0 H_0 S_0}{[H_0(k_{11} + k_{11}^*) S_0 + K_0 k_{12}^* T]};$$

$$G_t = \frac{G_0 H_0 T}{[H_0(k_{22} + k_{22}^*) T + G_0 k_{12}^* T]}; \quad (1.6)$$

$$H_t = \frac{H_0}{[(k_{12} + k_{12}^*)]}$$

де коефіцієнти k_{11} , k_{22} , k_{12} , k_{11}^* , k_{22}^* , k_{12}^* дорівнюють [7]:

$$k_{11} = 1 + L_{ms} S_0^2; k_{12} = M_{ms} S_0^5 T^5; k_{22} = 1 - N_{ms} T^5 \quad (1.7)$$

$$k_{11}^* = 2L_{ms} S_0^2; k_{12}^* = 5M_{ms} S_0^5 T^5; k_{22}^* = 5N_{ms} T^5$$

$B(1.7)$ L_{ms} , M_{ms} , N_{ms} – коефіцієнти нелінійності для тривісного стику, які визначаються за параметром навантаження R та коефіцієнтами $\overline{q_{\mu\sigma}}$, $\overline{s_{\mu\sigma}}$, що залежать від

типу напруженого стану (параметер Лоденада $\mu\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_2 - \sigma_3}$)

При розтягу дилатаційні ефекти в бетоні не проявляються і, відповідно, складові, що характеризують взаємний вплив, дорівнюють нулю

$$[D_b] = k \cdot \begin{bmatrix} (h_{11} & h_{12} & h_{13} & b_{14} & b_{15} & b_{16}) \\ & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} & b_{26} \\ & & b_{33} & b_{34} & b_{35} & b_{36} \\ & & & b_{44} & b_{45} & b_{46} \\ & & & & b_{55} & b_{56} \\ & & & & & b_{66} \end{bmatrix} \cdot k^{-1} \quad (1.9)$$

($k_{12}=0$), а співвідношення (1.6) матимуть вигляд:

$$K_t = K_0 / (k_{11} + k_{11}^*);$$

$$G_t = \frac{G_0}{k_{22} + k_{22}^*} \quad (1.8)$$

Для ділянок осьового стиску ($\sigma_1 \leq 0$, $\sigma_2 \leq 0$, $\sigma_3 < 0$) матрицю пружності бетону формуємо за іншими принципами. По-перше необхідно створити матрицю піддатливості бетону $B_t(\Delta\sigma)$ за загальною схемою дилатаційної моделі, із врахуванням сумісного впливу об'ємних та зсувних складових. Матриця $B_t(\Delta\sigma)$, розміром шість на шість елементів, повністю заповнена, а для отримання матриці пружності бетону знайдемо обернену матрицю. Обернення виконаємо відомим методом виключень Гауса-Жордана з перекомпонуванням вихідної матриці в одиничну, вибором вирішального елемента та перевіркою стійкості розв'язання лінеаризованої системи рівнянь. Процес обчислення проходить цілком стійко, оскільки кожний основний елемент b_{ij} характеризує, безпосередньо, піддатливість конструкції, - а отже відмінний від нуля. Але, так як головні елементи матриці $B_t(\Delta\sigma)$ мають порядок $n \times 10^{-6}$, то при визначенні детермінанта матриці $det[B_t(\Delta\sigma)]$ чи оберненні може відбутися втрата значущих цифр. Це ніяк не відобразиться на процесі обчислення, але може внести деяку похибку в вихідну матрицю. Щоб цього уникнути, помножимо первісну матрицю піддатливості бетону на масштабний коефіцієнт $B_t(\Delta\sigma) \cdot k$, де $k=10^6$. Тоді, після обернення, матриця пружності бетону $D_b(e)$ матиме вигляд:

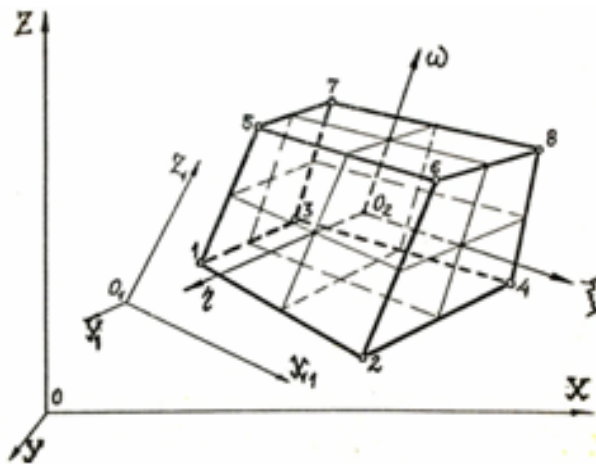


Рис.1. Орієнтація об'ємного ізопараметричного скінченного елемента в просторі.

Маючи матриці пружності арматури (1.3) і бетону (1.10) чи (1.4), в відповідності з (1.2), отримуємо композитну матрицю пружності залізобетону $D_{bs}(\Delta e)$.

Для визначення об'ємного НДС різних бетонних та залізобетонних конструкцій, особливо складних конструктивних вузлів, потрібні скінченні елементи, реалізація яких в постановці МСЕ розроблена і базується на теоретичних передумовах таких авторів в цій області, як Дж. Аргіріс, Е. Вільсон, О. Зенкевич, Г. Стренг та інші.

Для опису об'ємного напружено-деформованого стану приймемо довільно орієнтований в просторі гексаедр з трьома ступенями вільності u, v, w у вузлі (рис.1).

Нелінійне матричне розв'язуюче рівняння МСЕ на кожному n -му кроці навантаження має вигляд:

$$K(\{\Delta q\}) * \{\Delta q\}_n = \{\Delta P\}_{n1}$$

де $K(\{\Delta q\})$ – матриця жорсткості системи

на r скінченних елементах; $K(\{\Delta q\}) = \sum_{i=1}^r K_i$

$\{\Delta q\}$ – вектор збільшення вузлових переміщень;

$\{\Delta P\}$ – вектор збільшення зовнішнього навантаження.

Використаний при такому підході є простий кроковий метод, хоч і має деяку похибку, але при вирішенні фізично нелінійних задач, є найбільш стійким.

Після утворення тріщини в об'ємному елементі з повної матриці D_{bs} виключаються жорсткісні характеристики зруйнованого бетону в напрямку головного розтягуючого напруження σ_1 . При крихкому руйнуванні бетону, його жорсткісні характеристики обнуляються і зусилля сприймає арматура. Досягнувши зусиль, що перевищують межу міцності, в арматурі фіксується її розрив чи зминання. В даному випадку відповідні стовпці і рядки матриці жорсткості арматури $D_{bs}(\Delta e)$ обнуляються.

Дослідження напружено-деформованого стану (НДС) плити. Відповідно вимогам нового нормативного документу, для будинків вище 73,5 м, необхідно виконувати другий перевірочний розрахунок [3].

В даній роботі було створено загальну розрахункову схему для будівлі, загальною висотою 97 м, розмірами в плані 24x78 м. Введення в модель всього каркасу будівлі, в повній мірі, дозволяє врахувати власну вагу споруди, а також вітрові та сейсмічні навантаження і розподілити їх по площі фундаментної плити відповідно до умов роботи реальної конструкції. Для всіх елементів конструкції були задані реальні жорсткісні характеристики, відповідно до проекту. На основі цієї моделі було розроблено три варіанти, з різними способами моделювання фундаментної плити: в першому варіанті фундаментну плиту змодельовано двовимірними елементами оболонки, що являється класичним способом моделювання; в другому варіанті фундаментну плиту змодельовано двовимірними елементами товстої оболонки, в яких враховано уточнюючі теорії; третій варіант включає фундаментну плиту змодельовану тривимірними скінченними елементами з характеристиками матеріалу бетону класу В30 ($E=19,6$ ГПа, $R_0=25$ кН/м³). Товщина фундаментної плити у всіх варіантах $H=1.35$ м.

В першу чергу для порівняння було розглянуто варіанти плити перекриття з двовимірних скінченних елементів тонкої та товстої оболонки. На рис. 2, 3 представлено ізополя згинальних моментів M_x для обох варіантів. Як видно з результатів зведених в табл.1 та з представлених ізополів, різниці між значеннями згинальних моментів та їх розподілом по площині плити незначна. А для поперечних сил ця різниця досягає 50%, це пов'язано з тим, що в скінченному елементі товстої оболонки враховано розподіл напружень по товщині, це дозволяє більш точно вирахувати поперечне армування в зонах конче-

нтрації навантажень. На відміну від поперечного, повздовжнє армування підбирається по згиналь-

ним моментам, тому можна використовувати обидва представлені варіанти.

Таблиця 1

Максимальні напруження в фундаментній плиті для 1-го та 2-го варіантів

Найменування напружень	Для 1-го варіанту фундаментної плити	Для 2-го варіанту фундаментної плити
Згинальний момент M_x , тм^2	-176 - 230	-172 - 229
Згинальний момент M_y , тм^2	-198 - 123	-182 - 120
Згинальний момент M_{xy} , тм^2	-67,5 - 82,6	-66,1 - 71,4
Поперечна сила Q_x , т	-770 - 354	-410 - 319
Поперечна сила Q_y , т	-722 - 574	-275 - 338

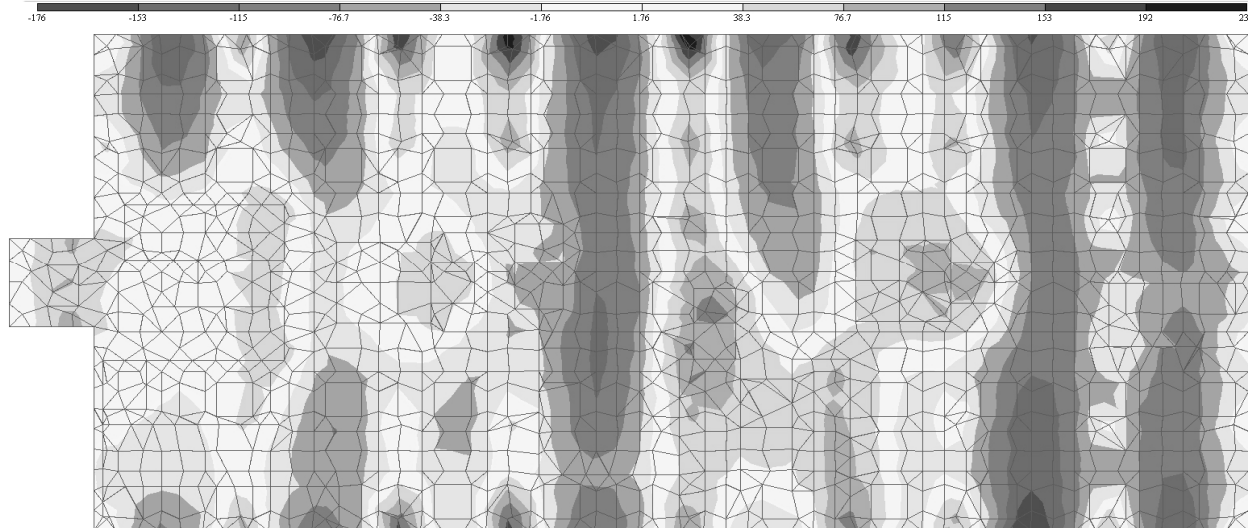


Рис.2. Ізополя згинальних моментів M_x для 1-го варіанту розрахункової схеми (тм^2)

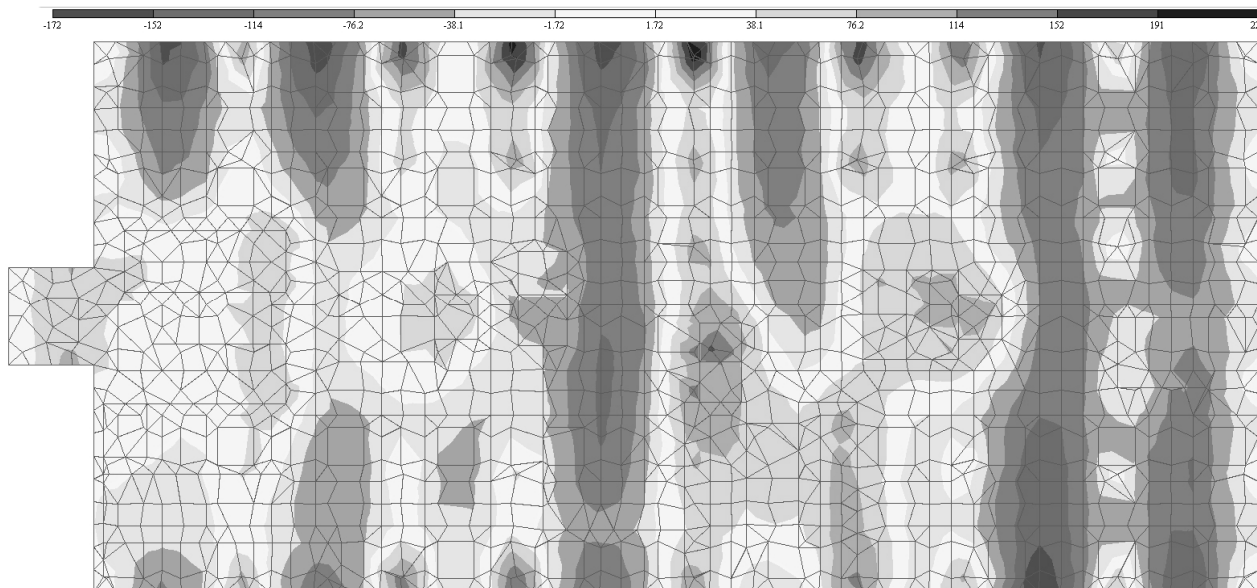


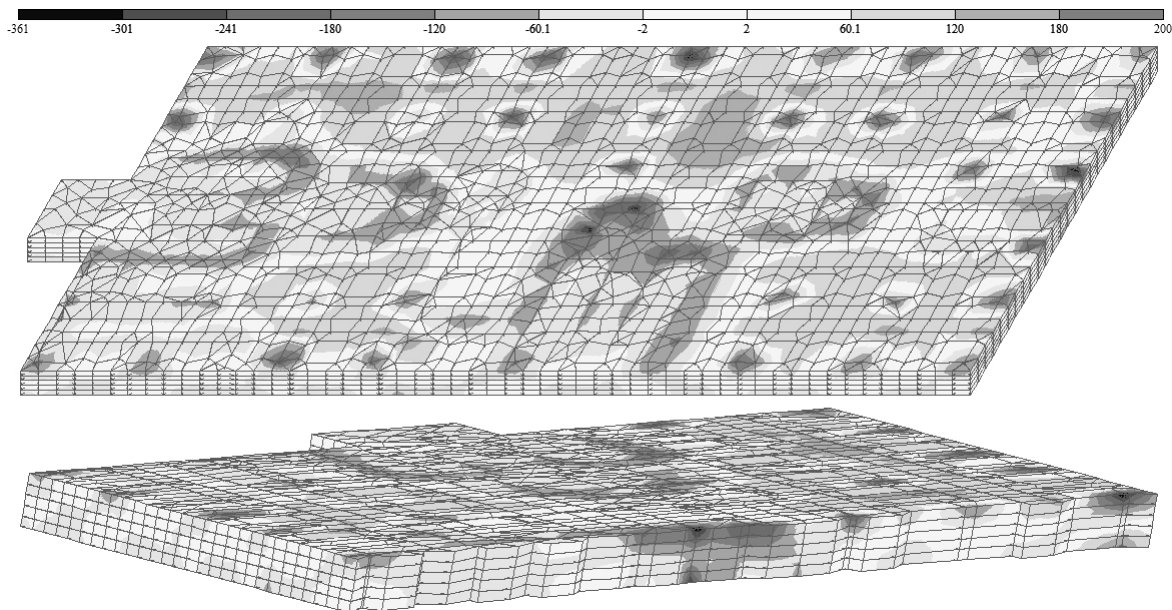
Рис. 3. Ізополя згинальних моментів M_x для 2-го варіанту розрахункової схеми (тм^2).

При розрахунку 3-го варіанту просторової моделі на основі виведених співвідношень з використанням програмних комплексів, отримано результати у вигляді головних та дотичних напружень (рис. 4). Щоб провести порівняння з попередніми варіантами розрахункових схем, по-

трібно результати розрахунку звести до однієї системи зусиль. Для цього обираємо найбільш напружені елементи фундаментної плити, по її товщині, визначаємо напруження N , та визначаємо величини згинальних моментів (табл. 2).

Максимальні зусилля в фундаментній плиті для 3-го варіанту

№ п.п.	Повздовжнє напруження N_x , т/м ²	Згинальний момент M_x , т м	Повздовжнє напруження N_y , т/м ²	Згинальний момент M_y , т м	Поперечне напруження N_z , т/м ²	Поперечна сила Q , т
1	-504.22 -132.62 -36.44 0.17 59.99	132.3	-587.56 -92.73 7.57 55.38 16.17	66.91	-671.53 -473.35 -328.11 -219.12 -159.97	-308.23 -217.27 -150.6 -100.57 -73.43
2	225.22 2.28 -38.74 -27.63 47.34	-24.08	-702.3 -168.27 -44.37 16.25 134.75	93.83	333.06 73.12 -28.49 -66.78 -107.84	99.92 21.94 -8.55 20.03 -32.35
3	-582.36 -164.25 -38.91 7.41 54.65	137.47	-484.74 -37.22 35.27 57.64 68.69	56.98	-734.12 -487.41 -308.61 -171.56 -40.16	-543.25 -360.68 -228.37 -126.95 -29.72
4	-166.38 -186.98 -116.821 -74.55 219.6	10.05	60.29 -30.91 -23.24 32.19 302.65	-49.08	349.22 80.77 -24.15 -63.43 -110.66	104.77 24.23 -7.23 -19.03 -33.2
5	51.61 -12.73 -11.28 57.33 246.9	-27.72	150.91 47.64 23.58 17.31 18.73	-36.02	-639.65 -417.54 -263.79 -146.46 -35.55	-479.74 -313.15 -197.84 -109.85 -26.66

Рис. 4. Ізополі нормальних напружень N_x для 3-го варіанту розрахункової схеми (т/м²).

Використання методу моделювання товстих плит з використанням об'ємних скінчених елементів дозволяє описати роботу фундаментної плити, яка найточніше відповідає реальній конструкції. Також, як видно з рис. 5, дає можливість дослідити розподіл напружень по товщині плити, визначити найбільш небезпечні зони, та запроєктувати оптимальне армування.

З дослідження результатів розрахунку 3-го варіанту розрахункової схеми видно, що макси-

мальні згинальні моменти M_x та M_y значно менші ніж у попередніх варіантах. Це пов'язано з тим, що значну частину навантаження сприймають зсувні зусилля, які не враховані в плоских скінчених елементах. Результати для поперечної сили Q збіжні зі значеннями отриманими в 2-му варіанті.

Висновок. Проведене дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити з використанням різних методів моделювання

дало можливість виявити недоліки та переваги кожного з них. В моделі плити з плоскими скінченними елементами максимальні згинальні моменти в обох варіантах майже не відрізняються. Суттєва різниця, майже 50%, між значеннями поперечних сил, що дозволяє зменшити поперечне армування в зонах спірання колон, стін та пілонів.

Використання двовимірних скінченних елементів, дозволяє в автоматичному режимі розрахувати армування в фундаментній плиті, що в більшості випадків задовольняє умовам поставленої задачі. Але при розрахунку складних фундаментних плит, або плит відповідальних, чи небезпечних конструкцій, таких як висотні будівлі, моделювання з тривимірних скінчених елементів

є необхідним. Такий спосіб моделювання дозволяє, не тільки ефективно запроєктувати армування самої плити, а й дослідити характер розподілу напружень в її товщі, тим самим виявити слабкі та перевантажені ділянки. Ефективне проектування таких складних фундаментних плит дозволить суттєво знизити витрати на їх спорудження.

Результати розрахунку задачі створеної просторовими СЕ показали, що такий метод моделювання повністю описує роботу реальної конструкції, передачу в ній зусиль по товщині, що дозволяє ефективно розподілити всі навантаження на пальовий фундамент. Та дає можливість отримати зусилля в палях найбільш наближених до реальних.

Список використаної літератури:

1. Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С. Пластинки и оболочки. - М., 1963. - с.636
2. Амбарцумян С. А. Теория анизотропных оболочек. – М., 1961. – с. 576
3. ДБН. В.2.2-24:2009 –Проектування висотних житлових і громадських будівель.

Создание трехмерных расчетных моделей фундаментных плит позволяет более точно анализировать их напряженно-деформированное состояние, исследовать эволюцию деформаций как в плоскости, так и по толщине плит; по изополям напряжений можно более эффективно проектировать армирование фундаментных плит, поэтому такой метод моделирования для сложных строительных конструкции является необходимым .

Create three-dimensional computer models of foundation slabs can more accurately analyze the stress-strain state, to investigate the evolution of deformation as in the plane and the thickness of plates, on Isopoly strains can more efficiently design reinforcement foundation slabs, as a method for modeling complex building structures is necessary .

Дата надходження в редакцію: 23.03.12 р.
Рецензент: д.т.н., професор Фомиця Л.М.

УДК 624.014

МЕТОДИКА ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ ІЗ КУТИКОВИХ ПРОФІЛІВ ЛОКАЛЬНИМИ ТЕРМІЧНИМИ ВПЛИВАМИ

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

Методика підвищення стійкості стиснутих елементів ферм з кутикових профілів локальними термічними впливами.

Робота висвітлює розроблення методик розрахунку і технології виконання локальних термічних впливів для підвищення стійкості стиснених елементів ферм із звальцьованих кутикових профілів. Викладено методику розрахунку необхідної кількості теплової енергії для створення залишкових напружень. Розроблено методику і проведено експериментальні дослідження впливу залишкових напружень на стійкість стиснених елементів. Визначено величину і міру впливу залишкових напружень на стійкість стиснених елементів ферм з кутикових профілів. Розроблено практичну методику підвищення стійкості стиснених елементів ферм, виконаних з кутикових профілів, із застосуванням локальних термічних впливів.

Ключові слова: стрижень із кутиків, залишкові напруження, розподіл за перерізом, вплив на стійкість.

Постановка проблеми у загальному вигляді. Для металевих конструкцій, що проектуються або перебувають в експлуатації, актуальним залишається питання підвищення ефективності ферм із кутиків. Досягти цього можна внаслідок створення такого розподілу

залишкових напружень у перерізах кутиків, який сприяв би підвищенню стійкості стиснених елементів ферм. Результати роботи можуть бути використані для проектування нових і посилення існуючих конструкцій з використанням зварювання та діагностування.