



ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ФУНДАМЕНТНОЇ ПЛИТИ НА ОСНОВІ ТРИВИМІРНОЇ МОДЕЛІ

В. П. Максименко ^a, П. В. Войтенко ^b

^a Науково-дослідний інститут будівельного виробництва (НДІБВ),
пр. Червонозоряний, 51, м. Київ, Україна, 03680.

E-mail: maksiw@ukr.net

^b Київський національний університет будівництва і архітектури,
пр. Повітрофлотський, 31, м. Київ, Україна, 03680.

E-mail: cill@list.ru

Отримана 5 вересня 2011; прийнята 25 листопада 2011.

Анотація. В рамках наукової роботи розраховано три варіанти фундаментної плити в тривимірній постановці з врахуванням зміни характеристик бетону. На основі просторової розрахункової схеми висотної будівлі отримані дані напружено-деформованого стану фундаментної плити, створеної на основі теорії тонких плит Кіргофа-Ляфа з врахуванням уточнювальних теорій Рейснера-Нагди, Амбарцумяна та ін., а також з використанням тривимірних скінченних елементів. Метою дослідження є оцінка доцільності використання просторових скінченних елементів при розрахунку товстих фундаментних плит. Для відповідності реальним умовам конструктивну схему будівлі змодельовано повністю з врахуванням впливу постійних, вітрових та сейсмічних навантажень. Відповідно до отриманих результатів можна зробити висновок, що такий метод моделювання дозволяє дослідити динаміку зміни напружено-деформованого стану фундаментної плити як в плані, так і по товщині. Також важливим результатом дослідження є отримання оптимальної картини передачі зусиль на пальовий фундамент.

Ключові слова: фундаментна плита, просторовий скінченний елемент, матриця жорсткості, тривісний стиск, напружено-деформований стан, пальовий фундамент, тривимірна модель.

ИССЛЕДОВАНИЕ НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ ФУНДАМЕНТНОЙ ПЛИТЫ НА ОСНОВЕ ТРЕХМЕРНЫХ МОДЕЛЕЙ

В. П. Максименко ^a, П. В. Войтенко ^b

^a Научно-исследовательский институт строительного производства (НИИСП),
пр. Краснозвездный, 51, г. Киев, Украина, 03680.

E-mail: maksiw@ukr.net

^b Киевский национальный университет строительства и архитектуры,
пр. Воздухотлотский, 31, г. Киев, Украина, 03680.

Получена 5 сентября 2011; принята 25 ноября 2011.

Аннотация. В рамках научной работы рассчитаны три варианта фундаментной плиты в трехмерной постановке с учетом изменения характеристик бетона. На основе пространственной расчетной схемы высотного здания получены данные напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты, созданной на основе теории тонких плит Киргофа-Ляфа с использованием трехмерных конечных элементов и с учетом уточняющих теорий Рейснера-Нагды, Амбарцумяна и др. Целью исследования является оценка целесообразности использования пространственных конечных элементов при расчете толстых фундаментных плит. Для соответствия реальным условиям конструктивная схема здания смоделирована полностью с учетом влияния постоянных, ветровых и сейсмических нагрузок. Согласно

полученным результатам можно сделать вывод, что такой метод моделирования позволяет исследовать динамику изменения напряженно-деформированного состояния фундаментной плиты как в плане, так и по толщине. Также важным результатом исследования является получение оптимальной картины передачи усилий на свайный фундамент.

Ключевые слова: фундаментная плита, пространственный конечный элемент, матрица жесткости, трехосное сжатие, напряженно-деформированное состояние, свайный фундамент, трехмерная модель.

INVESTIGATION OF THE STRESS-DEFORMED CONDITION OF THE BASE PLATE ON BASED OF THREE-DIMENSIONAL MODELS

Valery Maksymenko ^a, Pavlo Voytenko ^b

^a Research Institute of Construction Execution,
51, Chervonozorianny Av., Kyiv, Ukraine, 03680.

^b Kyiv National University of Civil Engineering and Architecture,
31, Povitroflotskiy Av., Kyiv, Ukraine, 03080.

E-mail: vadvy@dgasa.dn.ua

Received 5 September 2011; accepted 25 November 2011.

Abstract. Three alternative designs of a foundation slab in three-dimensional representation with regard to the concrete features modification has been designed during the investigations. The data of the stressed and strained state of a foundation slab having made on the heart of the thin slabs theory of Kirchhoff-Love by adoption of three-dimensional finite elements with regard to the refining theories of Reysner-Nugda, Ambartsumyan, etc. have been obtained on evidence derived from the spatial design scheme of a high-rise building. The investigation object is the expediency evaluation of application of the spatial finite elements at the thick foundation slabs design. In accordance with the realistic conditions, the structural schematic drawing of a building has been simulated completely including the effect of the constant wind and seismic loads. A consequence of the obtained results is the fact that the simulating method enables to investigate time history of the stressed and strained state of a foundation slab both in layout and in thickness. The derivation of an optimum pattern of force transmission on to a pile foundation is also the significant findings of the investigations.

Keywords: foundation slab, spatial finite element, rigidity matrix, triaxial compression, stressed and strained state, pile foundation, three-dimensional model.

Актуальність та напрямки розв'язання задачі

На сьогоднішній день будівництво розширюється як за рахунок геометричних розмірів будівель, так і за рахунок різноманіття та складності їх форм. Внаслідок чого збільшуються робочі прольоти будівель та висоти поверхів. Через нерівномірний розподіл навантажень від несучих вертикальних елементів по площі фундаментної плити виникають зони надмірної концентрації напружень. Додатково впливають також ґрунтово-геологічні умови. Всі ці фактори потребують підвищеної уваги при проектуванні та конструюванні будівель.

У більшості випадків розрахунок фундаментних плит проводиться за допомогою програмних комплексів. У них для спрощення розрахунку використовуються гіпотези Кіргофа, а також уточнювальні теорії Тимошенка, який отримав диференціальне рівняння гіперболічного типу, що описує НДС плити з врахуванням впливу поперечних деформацій зсуву [1, 3]; Рейснера-Нагди, які запропонували теорію, що враховує поперечну деформацію зсуву і задовольняє трьома граничним умовам у вигляді системи рівнянь шостого порядку [3]; Амбарцумяна, який встановив, що гіпотеза недеформованих нормалей

для анізотропних пластин вносить недопустимі похибки, які усуваються шляхом використання уточнювальних теорій [2, 3], та інші. 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 зминання в зонах концентрації вертикальних зусиль і потребує додаткового розрахунку на продавлювання. У таких випадках слід використовувати теорію товстих плит, в якій ця задача розглядається як просторова задача теорії пружності. Звісно, що 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.

Вихідні співвідношення для просторового скінченного елемента

Робота залізобетонних елементів, на відміну від бетонних, має ряд характерних особливостей. Якщо бетон, з деяким наближенням, 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 $\{\sigma_b\}$ та арматурі $\{\sigma_s\}$

$$\{\sigma\} = \{\sigma_b\} + \{\sigma_s\}. \quad (1)$$

Тоді матрицю жорсткості залізобетону можна отримати як суму відповідних пружно-пластичних характеристик бетону і арматури

$$D_{bs}(\Delta \varepsilon) = D_b(\varepsilon) + D_s(\Delta \varepsilon). \quad (2)$$

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

$$D_s(\Delta \varepsilon) = ds(ij) = E_{si} \cdot f_i. \quad (3)$$

Для формування матриці жорсткості бетону $D_b(\varepsilon \Delta \varepsilon)$ на n -ому кроці навантаження з врахуванням попередніх навантажень, тобто відомого вектора напружень $\{\sigma_s\}$, визначаються не-

обхідні параметри нелінійності дилатаційної моделі [6, 7]. 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 $D_b(\varepsilon)$ сформовано у вигляді:

$$[D_b] = \frac{E_b(1-\nu_b)}{(1+\nu_b)(1-\nu_b)} \times \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & \frac{\nu_b}{1-\nu_b} & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu_b}{2(1-\nu_b)} \end{bmatrix}, \quad (4)$$

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

$$E_b = 9K_t \cdot G_t / (3K_t + G_t);$$

$$\nu_b = 3K_t - 2G_t / [2(3K_t + G_t)]. \quad (5)$$

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 (дилатації – взаємовпливу) обчислюються:

$$K_t = \frac{K_0 H_0 \sigma_0}{[H_0(k_{11} + k_{11}^*)\sigma_0 + K_0 k_{12}^* T]},$$

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

$$H_t = \frac{H_0}{[(k_{12} + k_{12}^*)]}. \quad (6)$$

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

$$k_{11} = 1 + L_{\mu\sigma} \sigma_0^2; \quad k_{12} = M_{\mu\sigma} \sigma_0^5 T^5;$$

$$k_{22} = 1 + N_{\mu\sigma} T^5; \quad k_{11}^* = 2L_{\mu\sigma} \sigma_0^2;$$

$$k_{12}^* = 5M_{\mu\sigma} \sigma_0^5 T^5; \quad k_{22}^* = 5N_{\mu\sigma} T^5. \quad (7)$$

В (7) $L_{\mu\sigma}, M_{\mu\sigma}, N_{\mu\sigma}$ – коефіцієнти нелінійності для тривісного стику, які визначаються за параметром навантаження R та коефіцієнтами $q_{\mu\sigma}$,

$s_{\mu\sigma}$, що залежать від типу напруженого стану (параметр Лоді-Нада $\mu\sigma = (2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3)/(\sigma_1 - \sigma_3)$):

$$L_{\mu\sigma} = \frac{\overline{q_{\mu\sigma}} - 1}{\sigma^2}, \quad M_{\mu\sigma} = -\sqrt{3}/(2\overline{\sigma_0^4} \cdot T^6),$$

$$N_{\mu\sigma} = \frac{\overline{s_{\mu\sigma}} - 1}{T^5} - \frac{3\overline{\sigma_0^2} \cdot (\overline{q_{\mu\sigma}} - 1)}{4T^7}. \quad (8)$$

При розтягу дилатаційні ефекти в бетоні не проявляються і, відповідно, складові, що характеризують взаємний вплив, дорівнюють нулю ($k_{12} = 0$), а співвідношення (6) матимуть вигляд:

$$K_t = K_0/(k_{11} + k_{11}^*); \quad G_t = \frac{G_0}{k_{22} + k_{22}^*}. \quad (9)$$

Для ділянок тривісного стиску ($\sigma_1 \leq 0, \sigma_2 \leq 0, \sigma_3 < 0$) матрицю пружності бетону формуємо за іншими принципами. По-перше, створимо 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 за допомогою стандартного методу виключень Гауса-Жордана з перекомпонуванням вихідної матриці в одиничну, вибору вирішального елемента та перевірки 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 $n \cdot 10^{-6}$, 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 у 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 $D_b(\epsilon)$ матиме вигляд:

$$[D_b] = k \cdot \begin{bmatrix} b_{11} & b_{12} & b_{13} & b_{14} & b_{15} & b_{16} \\ & b_{22} & b_{23} & b_{24} & b_{25} & b_{26} \\ & & b_{33} & b_{34} & b_{35} & b_{36} \\ & & & b_{44} & b_{45} & b_{46} \\ & & & & b_{55} & b_{56} \\ & & & & & b_{66} \end{bmatrix}^{-1} \cdot k. \quad (10)$$

Маючи матриці пружності арматури (3) і бетону (10) чи (4), згідно з (2), отримаємо ком-
позитну матрицю пружності залізобетону $D_{bs}(\Delta\epsilon)$.

Інший шлях отримання матриці пружності залізобетонного елемента $D_{bs}(\Delta\epsilon)$, котрий реалізований в програмних комплексах, ґрунтується на теорії анізотропного тіла [2]:

$$[D_{bs}] = \frac{E_b(1-\nu_b)}{(1-\nu_b)(1-2\nu_b)} \times$$

$$\times \begin{bmatrix} \frac{E_{xx}^*}{E_b} & a & a & & & \\ & \frac{E_{yy}^*}{E_b} & a & & & \\ & & \frac{E_{zz}^*}{E_b} & & & \\ & & & \frac{G_{xy}^*}{G_b} b & & \\ & & & & \frac{G_{yy}^*}{G_b} b & \\ & & & & & \frac{G_{zz}^*}{G_b} b \end{bmatrix}, \quad (11)$$

де $a = \nu_b/(1-\nu_b)$; $b = (1-2\nu_b)/(2-2\nu_b)$.

Модуль пружності E_{ii}^* і модуль зсуву G_{ii}^* визначимо як:

$$E_{ii}^* = E_b \left[1 + (n_i - 1)f_i + \frac{\left(1 - \frac{1}{n_i + 1}\right) \cdot f_{i+1}}{1 - \sqrt{\left(1 - \frac{1}{n_i}\right)^2 \cdot f_i + \left(1 - \frac{1}{n_{i+1}}\right)^2 \cdot f_{i+1}}} + \frac{\left(1 - \frac{1}{n_i + 1}\right) \cdot f_{i+1}}{1 - \sqrt{\left(1 - \frac{1}{n_i}\right)^2 \cdot f_i + \left(1 - \frac{1}{n_{i+2}}\right)^2 \cdot f_{i+2}}} \right];$$

$$G_{ii}^* = G_b \left[1 + \frac{\left(1 - \frac{1}{m_i}\right) \cdot f_i + \left(1 - \frac{1}{m_{i+1}}\right) \cdot f_{i+1}}{1 - \sqrt{\left(1 - \frac{1}{m_i}\right)^2 \cdot f_i + \left(1 - \frac{1}{m_{i+1}}\right)^2 \cdot f_{i+1}}} \right] \quad (12)$$

де коефіцієнти приведення n_i , m_i жорстких характеристик для анізотропного тіла [2]

$$n_i = E_{si}/E_b; m_i = G_{si}/G_b \quad (i = x, y, z). \quad (13)$$

Пружні характеристики для сталі E_s , G_s приймаємо згідно з прийнятою нелінійною діаграмою роботи металу. Для бетону знаходимо перемінні дотичні характеристики E_b , G_b , ν_b на кожному кроці збільшення навантаження згідно з (5).

Для визначення об'ємного напружено-деформованого стану 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 М. Айронс, Дж. Аргіріс, К. Бате, Е. Вільсон, Т. Гелен, О. Зенкевич, Дж. Оден, Г. Стренг та інші.

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

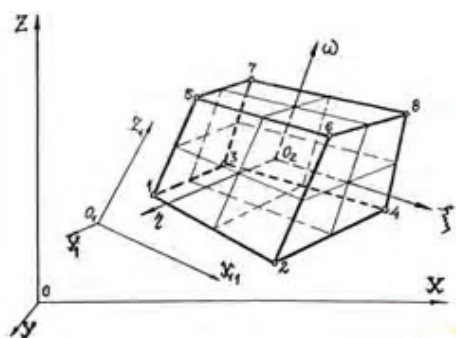


Рисунок 1. Орієнтація об'ємного ізопараметричного скінченного елемента в просторі.

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

$$[K(\{\Delta q\})]_n \cdot \{\Delta q\}_n = \{\Delta P\}_n, \quad (14)$$

де $K(\{\Delta q\})$ – матриця жорсткості системи на r скінченних елементів; $K(\{\Delta q\}) = \sum_{i=1}^r K_i$; $\{\Delta q\}$ – вектор збільшення вузлових переміщень; $\{\Delta P\}$ – вектор збільшення зовнішнього навантаження.

Використаний при такому підході простий кроковий метод, хоч і має деяку похибку, але при розв'язанні 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. У цьому випадку відповідні стовпці і рядки матриці жорсткості арматури $D_{bs}(\Delta \epsilon)$ обнуляються.

Дослідження напружено-деформованого стану фундаментної плити

Відповідно до вимог нового нормативного документа для будинків вище 73,5 м, фахівцям незалежної спеціалізованої організації необхідно виконувати другий перевірочний розрахунок [4]. Лабораторія висотного будівництва науково-дослідного інституту будівельного виробництва займається виконанням цих розрахунків шляхом моделювання системи «грунтова основа – фундамент – будова». В рамках виконання перевірочного розрахунку конструкцій висотного житлового будинку у складі житлового комплексу з підземним паркінгом було здійснено розрахунок фундаментної плити і досліджено напружено-деформований стан конструкції з використанням просторових скінченних елементів.

У цій роботі було створено загальну розрахункову схему для будівлі загальною висотою 110,5 м, розмірами в плані 25×53 м (рис. 2). Введення в модель всього каркаса 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 є класичним способом моделювання; у другому варіанті фундаментну плиту змодельовано двовимірними елементами товстої оболонки, в яких враховано уточнювальні 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 оболонок. На рис. 3, 4 представлено ізополі згинальних моментів M_x для обох варіантів. Як видно з результатів зведених в табл. 1 та з представлених ізополів, різниця 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 концентрації навантажень. На відміну від поперечного повздожне армування підбирається за згинальними моментами, тому можна використовувати обидва представлені варіанти.

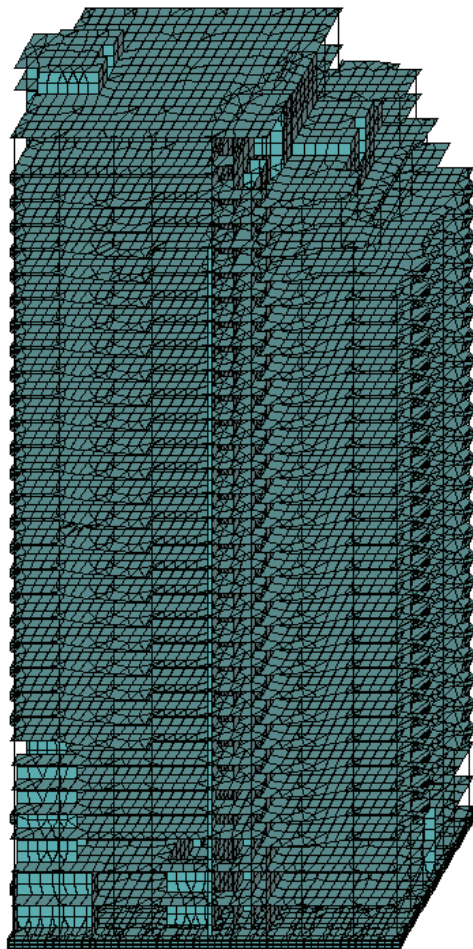


Рисунок 2. Загальний вигляд висотної будівлі.

При розрахунку 3-го варіанта просторової моделі на основі виведених співвідношень з використанням програмних комплексів отримано результати у вигляді головних та дотичних напружень (рис. 5). Щоб провести порівняння з попередніми варіантами розрахункових схем, потрібно 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).

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 запроектувати оптимальне армування.

З дослідження результатів розрахунку 3-го варіанта розрахункової схеми видно, що максимальні 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 у плоских скінчених елементах. Результати для поперечної сили Q збіжні зі значеннями, отриманими в 2-му варіанті.

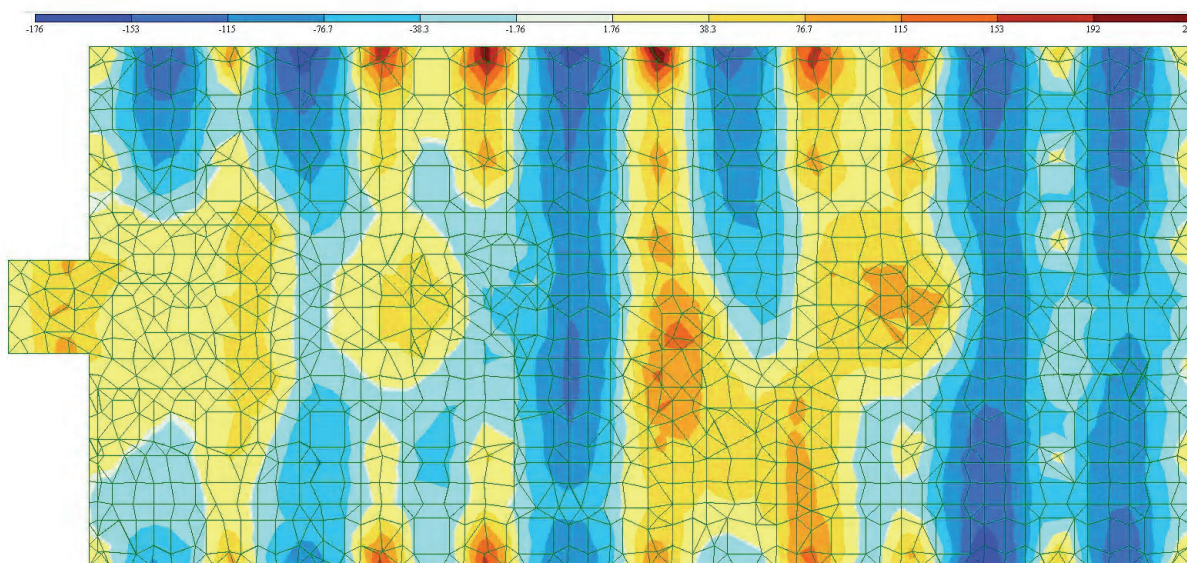
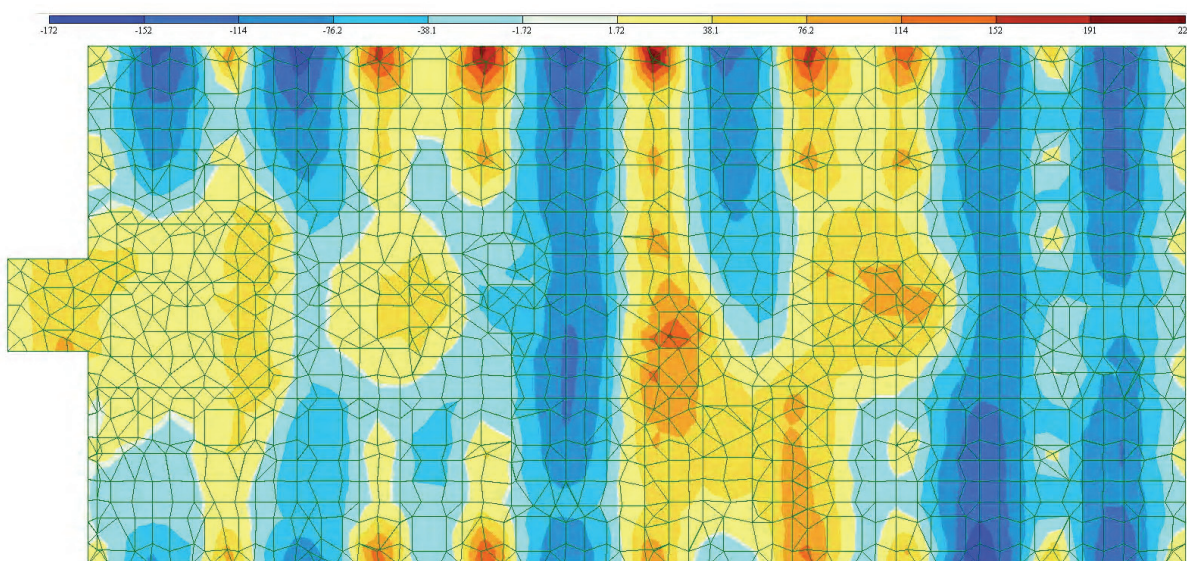
Також для трьох варіантів було виконано дослідження зусиль в одноузлових скінчених елементах, які моделюють пальовий фундамент. На рис. 6 та в табл. 3 наведені ізополі та значення реакцій в них. У перших двох варіантах ізополі розподілу зусиль у палях близькі за значенням. Використання просторових скінчених елементів дозволяє змодельовати найбільш точну передачу зовнішніх сил, що діють на будівлю через фундаментну плиту на палі. І, як видно з результатів розрахунку, дані отримані в 3-му варіанті на 10 % менші, ніж в попередніх двох. Також можна відмітити, що картина розподілу зусиль по площині стала більш рівномірною майже на 50 %, що є характерним для роботи паль в реальній конструкції.

Висновок

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

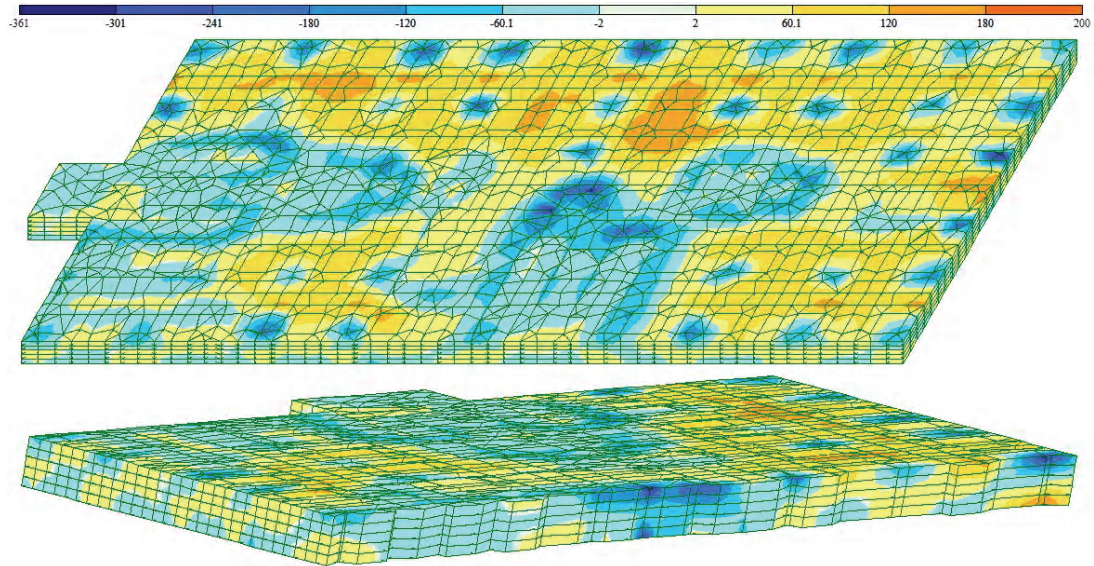
Таблиця 1. Максимальні напруження у фундаментній плиті для 1-го та 2-го варіантів

| Найменування напружень | Для 1-го варіанта фундаментної плити | Для 2-го варіанта фундаментної плити |
|----------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Згинальний момент M_x , т·м | -176 - 230 | -172 - 229 |
| Згинальний момент M_y , т·м | -198 - 123 | -182 - 120 |
| Згинальний момент M_{xy} , т·м | -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 |

Рисунок 3. Ізополя згинальних моментів M_x для 1-го варіанта розрахункової схеми (т·м/м).Рисунок 4. Ізополя згинальних моментів M_x для 2-го варіанта розрахункової схеми (т·м/м).

Таблиця 2. Максимальні зусилля в фундаментній плиті для 3-го варіанта

| № 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 |

Рисунок 5. Ізополя нормальних напружень N_x для 3-го варіанта розрахункової схеми (т/м²).

Таблиця 3. Максимальні зусилля в палях для 3-х варіантів

| Найменування напружень | Для 1-го варіанта фундаментної плити | Для 2-го варіанту фундаментної плити | Для 3-го варіанта фундаментної плити |
|---------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| Зусилля в палях R_z , т | -185 - -93,7 | -187 - 93,3 | -164 - -122 |

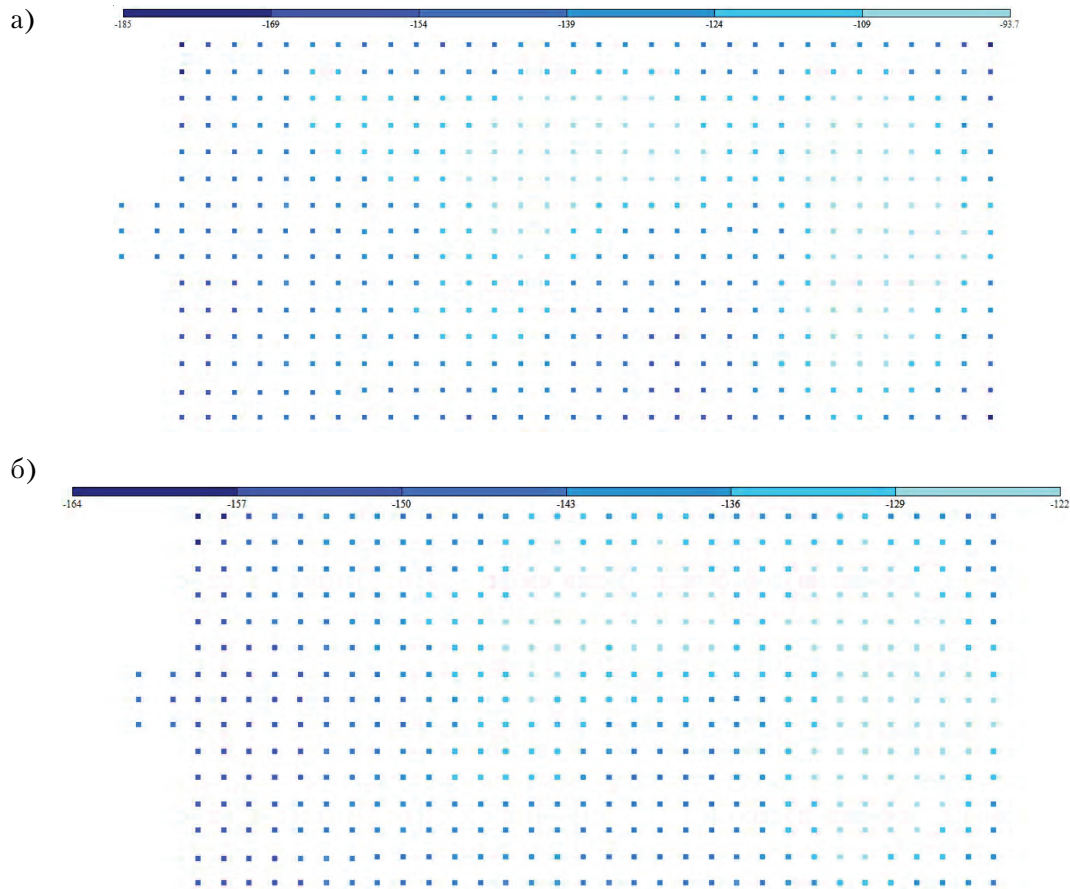


Рисунок 6. Ізополя реакцій в палях: а) для 1-го та 2-го варіантів (т), б) для 3-го варіанта (т).

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 спирання 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 скінченних елементів є необхідним. Такий спосіб моделювання дозволяє не тільки ефективно запроектувати армування самої плити, а й дослідити характер розподілу напружень в її товщі, тим самим виявити слабкі та перевантажені ділянки. Ефектив-

не проектування таких складних фундаментних плит дозволить суттєво знизити витрати на їх спорудження.

Результати розв'язання 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 наближені до реальних.

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; за ізополями напружень можна більш ефективно проектувати армування фундаментних плит, тому такий метод моделювання для складних будівельних конструкцій є необхідним.

Література

1. Тимошенко, С. П. Пластинки и оболочки [Текст] / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М. : Наука, 1966. – 636 с.
2. Амбарцумян, С. А. Теория анизотропных оболочек [Текст] / С. А. Амбарцумян. – М. : Физматгиз, 1961. – 384 с.
3. Галишин, А. К. Расчет пластин и оболочек по уточненным теориям [Текст] / А. К. Галишин // Исследования по теории пластин и оболочек. – 1967. – Сб. V. – С. 27.
4. Державні будівельні норми. Будинки і споруди. Проектування висотних житлових і громадських будинків [Текст] : ДБН В.2.2-24:2009. – Введено вперше ; чинні від 2009-09-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 103 с.
5. Державні будівельні норми. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування [Текст] : ДБН В.1.2-2:2006. – Замість СНиП 2.01.07-85 ; надано чинності 2007-01-01. – К. : Мінбуд України, 2006. – 61 с.
6. Максименко, В. П. Реализация квазиизотропной модели бетона в трехосном напряженно-деформированном состоянии [Текст] / В. П. Максименко // Вісник Одеського морського національного університету : Збірник наукових праць / Одеський національний морський університет. – Одеса : ОНМУ, 2003. – № 10. – С. 34–38.
7. Карпенко, Н. И. Общие модели механики железобетона [Текст] / Н. И. Карпенко. – М. : Стройиздат, 1996. – 416 с. : ил. – ISBN 5-274-01682-0.
8. Голышев, А. Б. Соппротивление железобетона [Текст] / А. Б. Голышев, В. И. Колчунов. – К. : Основа, 2009. – 432 с.
9. Городецкий, А. С. Компьютерные модели конструкций [Текст] / А. С. Городецкий, И. Д. Евзров. – К. : Факт, 2007. – 394 с.
10. Takeuchi, M. Material Properties of Concrete and Steel Bars at Elevated Temperatures [Текст] / M. Takeuchi [et al.] // 12th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Elsevier Science Publishers, North-Holland. – Netherlands, 1993. – Paper H04/4. – P. 133–138.

References

1. Timoshenko, S. P.; Voinovsky-Kriger, S. Plates and shells. Moscow: Nauka, 1966. 636 p. (in Russian)
2. Ambartsumyan, S. A. Non-isotropic shell theory. Moscow: Fizmatgiz, 1961. 384 p. (in Russian)
3. Galishin, A. K. Plates and shells analysis by refined theory. In: *Investigations on the plates and shells theory*, 1967, Vol. V., p. 27. (in Russian)
4. National Building Specifications. Structures and constructions. Designing of high-rise civil and public buildings: DBN B.2.2-24. Kyiv: Ministry of Regional Civil Engineering of Ukraine, 2009. 103 p. (in Ukrainian)
5. National Building Specifications. Reliability guarantee system and safety of structural objects. Load and effect. Designing standards: DBN B.1.2-2:2006. Kyiv: Ministry of Regional Civil Engineering of Ukraine, 2006. 61 p. (in Ukrainian)
6. Maksimenko, V. P. Implementation of quasi-isotropic pattern of concrete in triaxial stressed and strained state. In: *Bulletin of the Odesa Maritime National University*, 2003, No. 10, p. 34–38. (in Russian)
7. Karpenko, N. I. Commonly used simulations of reinforced concrete mechanics. Moscow: Stroyizdat, 1996. 416 p. (in Russian)
8. Golyshev, A. B.; Kolchunov, V. I. Strength of pre-fabricated concrete. Kiev: Osнова, 2009. 432 p. (in Russian)
9. Gorodetsky, A. S.; Yevzerov, I. D. Software structural patterns. Kiev: Fact, 2007. 394 p. (in Russian)
10. Takeuchi, M. et. al. Material Properties of Concrete and Steel Bars at Elevated Temperature. In: *12th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Elsevier Science Publishers, North-Holland*. Netherlands, 1993. Paper H04/4, p. 133–138.

Максименко Валерій Петрович – к. т. н., старший науковий співробітник, завідувач сектором наукових досліджень і розрахунків складних будівельних конструкцій та споруд Науково-дослідного інституту будівельного виробництва. Наукові інтереси: розвиток загальної методики розрахунку міцності залізобетонних конструкцій в частності фундаментних плит.

Войтенко Павло Володимирович – аспірант Київського національного університету будівництва і архітектури. Наукові інтереси: розвиток загальної методики розрахунку міцності залізобетонних конструкцій в частності фундаментних плит.

Максименко Валерий Петрович – к. т. н., старший научный сотрудник, заведующий сектором научных исследований и расчетов сложных строительных конструкций и сооружений Научно-исследовательского института строительного производства. Научные интересы: развитие общей методики расчета прочности железобетонных конструкций в частности фундаментных плит.

Войтенко Павел Владимирович – аспирант Киевского национального университета строительства и архитектуры. Научные интересы: развитие общей методики расчета прочности железобетонных конструкций в частности фундаментных плит.

Valery Maksymenko – PhD (Engineering), a senior researcher, a branch manager of research, investigations and design of intricate building structures and constructions of the Research Institute of Construction Execution. Scientific interests: the development of the general methods of design of strength of reinforced concrete structures, namely, foundation slabs.

Pavlo Voytenko – postgraduate of the Kyiv University of Civil Engineering and Architecture. Scientific interests: development of the general methods of design of strength of reinforced concrete structures, namely, foundation slabs.