

УДК 624.15:624.012

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТНИХ КОНСТРУКЦІЙ МЕТОДОМ ДЕФОРМАЦІЙ

Кандидати техн. наук С. В. Єсакова, Д. О. Чепурний, асп. А. Ю.Купрейчик

CALCULATION OF FUNDAMENTAL STRUCTURES BY THE METHOD OF DEFORMATIONS

PhD (Tech.) S. Yesakova, PhD (Tech.) D. Chepurnui, postgraduate student A. Kupreichyk

Анотація. Метод деформації дозволяє описати напружено-деформований стан конструкції фундаменту через залежність, що пов'язує осідання фундаменту з параметрами жорсткості системи «фундамент-грунт» за різних коефіцієнтів жорсткості по довжині конструкції або глибині фундаменту. Запропонований спосіб може покращити розрахунок напружено-деформованого стану симетрично та асиметрично завантажених фундаментів, що значно підвищить експлуатаційні характеристики будівель і споруд. Деформація фундаментної конструкції описується наближеною кореляцією, включаючи осідання фундаменту і параметр жорсткості системи «фундамент-основа». Розрахунок охоплює різні (лінійні та нелінійні) режими розподілу жорсткості конструкції по довжині конструкції та характеристики розподілу ґрунтової основи.

Ключові слова: фундамент, розподілене навантаження, основа Вінклера, пружний напівпростір, коефіцієнт жорсткості основи.

Abstract. The unceasing process of urbanization all over the world and the constantly growing cost of land plots allotted for development makes investors, scientists and engineers look for and find ways to reduce the unit cost of construction of useful areas of buildings and structures for various purposes.

The most effective way to reduce the unit cost of construction of useful areas of buildings and structures is to increase their number of storeys and depths of underground parts. But with an increase in the height of buildings, the loads on their foundations also increase, stimulating scientists and engineers to search for more advanced methods and methods for solving problems related to determining the rational parameters of the foundations of buildings and structures, improving the quality and reliability of the calculation methods used.

The results obtained using modern methods of calculating foundations in some cases lead to an overestimation of the costs of building materials, in some – to a decrease in comparison with the real strength and deformation indicators of the foundations of construction objects.

This book describes a deformation method that allows you to improve the calculations of the stress-strain state of pile and some other types of foundations by expressing the deformations of foundation structures by the dependence of the foundation settlement on the rigidity of the «foundation-foundation» system and the coefficient of foundation rigidity, which varies along the length or depth of the foundations, which will significantly improve the performance of buildings and structures.

Based on the hypothesis of direct proportionality (Winkler), we use the ability of such a model of the basis to take any variable stiffness along the length of the structure that transmits the load to the ground. Representing a system of unconnected springs of different stiffness, such a base is able to mimic the resolution of the currently used different models within the base of the foundations.

However, outside the sole, Winkler cannot consider the resolution of the real soil in terms of interaction with adjacent foundations. Thus, we are going to take into account only the «internal» resolution of different models of the basis. It is not difficult to obtain this information using analytical and numerical methods for determining the stress-strain state of the soil base.

Keywords: *foundation, distributed load, Winkler base, elastic half-space, base stiffness coefficient.*

Вступ. У зв'язку з розширенням обсягів будівництва та реконструкції [1] будівель і споруд в умовах обмеженого простору міст, а також складних інженерно-геологічних умовах [2] відбувається істотна потреба в використанні несучої здатності ґрунтової основи та розширенні понять про її жорсткість. За останні роки накопичилися нові експериментально-теоретичні дослідження [3], [4], [5], [6], [7], які дозволяють істотно скоригувати положення чинних норм, а крім того, в ряді випадків отримувати економічніші або надійніші споруди. Деформаційний спосіб дозволяє вдосконалити розрахунки напружено-деформованого стану фундаментів шляхом вираження деформацій фундаментних конструкцій залежністю осідань фундаменту від жорсткості системи «основа – фундамент» і коефіцієнта жорсткості основи, яка змінюється по довжині або глибині фундаментів, що дозволить підвищити якості розрахунків різних варіантів фундаментів.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. У своїх дослідженнях до «деформаційного» методу близько підійшов В. А. Флорін [8] при розв'язанні контактних задач розрахунку фундаментів на основі з лінійним розподілом коефіцієнта постелі. Ним розглядалися тільки абсолютно жорсткі конструкції. Однак В. А. Флорін показав, як, задавшись законами зміни коефіцієнта постелі і деформацій фундаменту, можна отримати рівняння рівноваги, з яких знаходяться вертикальні переміщення і кут повороту конструкції, а потім і опір основи.

Взявши за основу гіпотезу прямої пропорційності (Вінклера), ми використовуємо здатність такої моделі основи приймати будь-яку змінну

жорсткість по довжині конструкції, що передає навантаження на ґрунт. Являючи собою систему незв'язаних між собою пружин різної жорсткості, така основа здатна в межах подошви фундаментів імітувати розподільну здатність використовуваних нині різних моделей [9]: напівплощина, напівпростір, кінцевий шар [10], [11], шар кінцевої ширини [12] та ін.

Однак за межами подошви «Вінклер» не може врахувати розподільну здатність реального ґрунту з точки зору взаємовпливу з розташованими поряд фундаментами [13].

Також суть висновків щодо впливу жорсткості надземних конструкцій на зусилля міститься в роботі [15], де наводяться результати випробувань балок різної жорсткості на ґрунтовій основі і порівняння отриманих дослідних даних з результатами чисельного моделювання.

Для отримання більш достовірного прогнозу НДС системи будівля – фундамент на пружній основі автори [16] вважають доцільним проводити розрахунки з використанням контактної моделі у вигляді двохшарової балки на пружній основі вінклерівського типу зі змінним коефіцієнтом постелі, яка дозволяє врахувати такі фактори, як зміна жорсткості основи й облік жорсткості надфундаментної конструкції.

Таким чином, ми збираємося врахувати тільки «внутрішню» розподільну здатність різних моделей основи. Отримати цю інформацію не складно, користуючись аналітичними та чисельними методами визначення напружено-деформованого стану ґрунтової основи.

Визначення мети та завдання дослідження. Виявити спосіб розрахунку навантаженого фундаменту, що більш

вірогідно описує його взаємодію з основою Вінклера, і розробити методику розрахунку системи «фундамент-ґрунт».

Для досягнення поставленої мети вирішувалися такі завдання:

- аналіз існуючих розрахункових моделей та експериментальних лабораторних і натурних досліджень;

- розроблення аналітичного і чисельного методів розрахунку;

- порівняння одержуваних теоретичних результатів з існуючими рішеннями і результатами, отриманими в програмному комплексі.

Основна частина дослідження.

Схожі аналітичні розрахунки робив Б. Н. Жемочкін [14], визначаючи епюру реакцій під жорсткими штампами, які спиралися б на напівпростір і напівплощину.

Звичайно, що при симетричному завантаженні штампів виходячи з закономірності розподілу опорів будуть подібні закону зміни коефіцієнта постелі, а рішення по обох моделях дадуть однакові прогини і реакцію основи.

1. Розрахунок балок на симетричне навантаження з можливістю регулювання жорсткості

1.1. Максимальний прогин в центрі балки

Розглядаючи фундамент з довільним навантаженням (рис. 1), прийемо, закон зміни коефіцієнта постелі у вигляді

$$C_z = C_0 \cdot [1 - 4 \cdot \alpha \cdot \bar{z} \cdot (1 - \bar{z})] \quad (1-a)$$

або

$$C_z = C_0 \cdot [1 - \alpha \cdot \sqrt{\sin(\pi \cdot \bar{z})}] , \quad (1-b)$$

де C_0 — крайові значення коефіцієнта постелі;

α — коефіцієнт розподільної здатності основи.

Ввівши коефіцієнт жорсткості конструкції ξ , запишемо прогини гнучкої балки у вигляді рис. 1.

Розрахункову схему симетрично навантаженої балки (смуги) наведено на рис. 1.

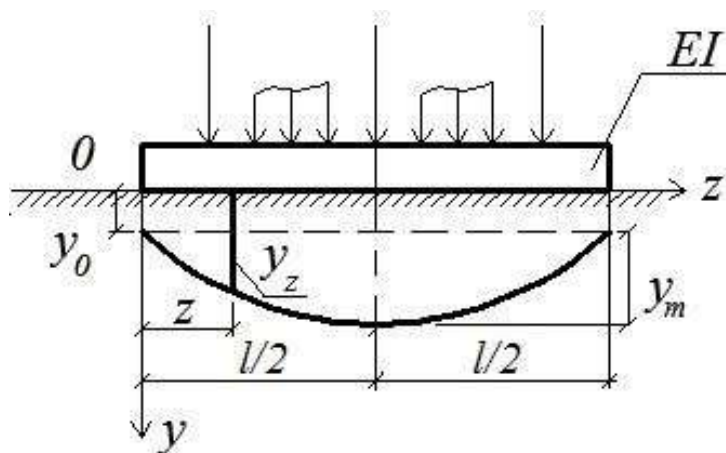


Рис. 1. Розрахункова схема балки з максимальним прогином в центрі

Прогин балки подамо у вигляді

$$y_z = y_0 \cdot [1 + \xi \cdot \sin(\pi \cdot z)] , \quad (2-b)$$

$$y_z = y_0 \cdot [1 + 4 \cdot \xi \cdot z \cdot (1 - z)] , \quad (2-a)$$

де ξ — коефіцієнт жорсткості, що дорівнює

або

$$\xi = \frac{y_m}{y_0} \quad (3)$$

Коефіцієнт постелі описується формулою (1), а контактні напруги σ_z описуються залежністю

$$\sigma_z = C_0 \cdot y_0 \cdot [1 - 4 \cdot \alpha \cdot z \cdot (1 - z)] \cdot [1 + 4 \cdot \xi \cdot z \cdot (1 - z)], \quad (4)$$

що приводиться до виразу

$$\sigma_z = C_0 \cdot y_0 \cdot [1 - 4 \cdot \bar{z} \cdot (1 - \bar{z}) \cdot (\alpha - \xi) - 16 \cdot \alpha \cdot \varepsilon \cdot \bar{z}^2 \cdot (1 - \bar{z})^2].$$

Знайдемо сумарний відпір основи

$$\int_0^l \sigma_z dz = C_0 \cdot y_0 \cdot l \cdot [1 - 4 \cdot \frac{1}{6} \cdot (\alpha - \xi) - \frac{16}{30} \cdot \alpha \cdot \xi] = \frac{y_0 \cdot C_0 \cdot l}{3} [3 - 2 \cdot (\alpha - \xi) - 1.6 \cdot \alpha \cdot \xi]. \quad (5)$$

З умови $\sum N_0 = 0$ отримаємо невідоме переміщення

$$y_0 = \frac{1.5}{[(1.5 - \alpha) + \xi \cdot (1 - 0.8 \cdot \alpha)]} \cdot \frac{\sum N_0}{C_0 \cdot l} \quad (6-a)$$

Відзначимо, що при використанні для прогинів балки формули (2-б) одержимо

$$\sigma_z = C_0 \cdot y_0 \cdot [1 + \xi \cdot \sin(\pi \cdot z) - 4 \cdot \alpha \cdot z \cdot (1 - z) \cdot (1 + \xi \cdot \sin(\pi \cdot z))],$$

$$\int_0^1 \sigma_z \cdot dz = C_0 \cdot y_0 \cdot l \cdot \left[1 + \frac{2}{\pi} \cdot \xi - \frac{2}{3} \cdot \alpha + 4 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \left(0.1893 - \frac{1}{\pi} \right) \right]$$

а з умови рівноваги

$$y_0 = \frac{1.5}{[(1.5 - \alpha) + \xi \cdot (0.955 - 0.774 \cdot \alpha)]} \cdot \frac{\sum N_0}{C_0 \cdot l} \quad (6-b)$$

тобто отримано практично той самий результат, що і за формулою (6-а).

Далі контактні напруги подамо у вигляді

$$\frac{\sigma_z}{y_0} = F_1 - 4 \cdot \alpha \cdot F_2 + 4 \cdot \xi \cdot F_2 - 16 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot F_3, \quad (7)$$

де F_i – функції, що дорівнюють

$$F_1=1; F_2=z \cdot (1-z); F_3=z^2 \cdot (1-z)^2.$$

Неважко встановити їх площі f_i і відстані \bar{z}_i^0 від центра ваги до осі у:

$$f_1=1; f_2=\frac{1}{6}; f_3=\frac{1}{30};$$

$$\bar{z}_1^0=0.5; \bar{z}_2^0=0.5; \bar{z}_3^0=0.5.$$

Друга умова рівноваги $\sum M_0=0$ дає

$$\sum M_0 = C_0 \cdot y_0 \cdot l^2 \cdot \left[\left(1 \cdot 0.5 - 4 \cdot \alpha \cdot \frac{1}{12} \right) + 4 \cdot \xi \cdot \left(\frac{1}{12} - 4 \cdot \alpha \cdot \frac{1}{60} \right) \right] =$$

$$= \frac{C_0 \cdot y_0 \cdot l^2}{6} \cdot [(3 - 2 \cdot \alpha) + 2 \cdot \xi \cdot (1 - 0.8 \cdot \alpha)],$$

звідки отримуємо

$$y_0 = \frac{3 \cdot \sum M_0}{(1.5 - \alpha + \xi \cdot 1 - 0.8 \cdot \alpha) \cdot C_0 \cdot l} \quad (8)$$

Однак через симетрію навантаження

$$\sum M_0 = \frac{l}{2} \cdot \sum N_0,$$

тому рівняння (6) і (8) збігаються.

При абсолютно жорсткій балці ($\xi = 0$) загальне переміщення фундаменту дорівнює

$$y_0 = \frac{1.5 \cdot \sum N_0}{(1.5 - \alpha) \cdot C_0 \cdot l} \quad (9)$$

Приклад розрахунку 1. Як приклад розглянемо плоску задачу завантаження смуги центральною зосередженою силою Р (рис. 2). При цьому приймаємо $\alpha = 0.7$ і

розглядаємо розподіл відносних прогинів \bar{y}_z і відпір $\bar{\sigma}_z$ при різних значеннях коефіцієнта жорсткості ξ .

Прогини обчислюємо за формулами (2-а) і (6-а) при $\sum N_0 = P$; а напруги – за формулою (4).

Результати обчислень подані на рис. 2. Там же відмічені значення y_0 та y_m , пов'язані між собою залежністю (2).

Як видно з наведених на рис. 2 епюр $\bar{\sigma}_z$ та \bar{y}_z , їх розподіл істотно залежить від коефіцієнта ξ , що вплине на розподіл зусиль в конструкції фундаменту. Відзначимо також існування фокусних точок O_σ та O_y на відстані $\sim 0.17 \cdot l$ від краю фундаменту.

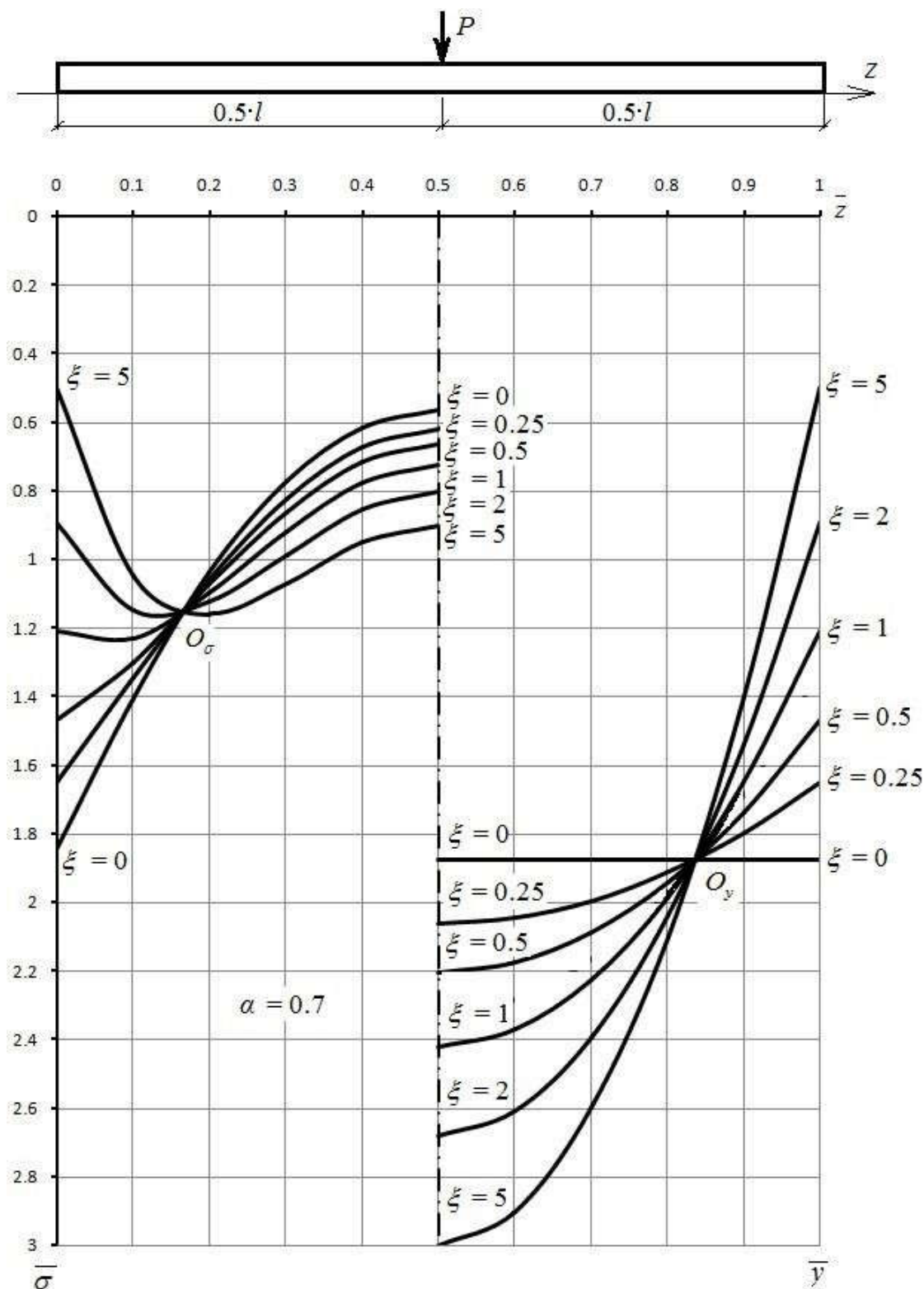


Рис. 2. Розподіл відносних прогинів \bar{y}_z і відпір $\bar{\sigma}_z$ (приклад 1)

1.2. Максимальний прогин під кінцями балки

Розрахункову схему балки (стрічки) подамо на рис. 3.

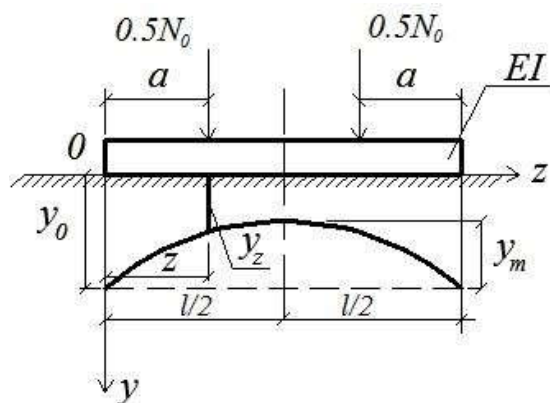


Рис. 3. Розрахункова схема балки з максимальним прогином на кінцях

В цьому випадку формули (2) і (4) змінюються так:

$$y_z = y_0 \left[1 - 4 \cdot \xi \cdot z \cdot (1 - z) \right], \quad (10)$$

$$\sigma_z = C_0 \cdot y_0 \cdot \left[1 - 4 \cdot \alpha \cdot z \cdot (1 - z) \right] \cdot \left[1 - 4 \cdot \xi \cdot z \cdot (1 - z) \right]. \quad (11)$$

Далі знаходимо

$$\frac{\sigma_z}{C_0 \cdot y_0} = 1 - 4 \cdot z \cdot (1 - z) \cdot (\alpha + \xi) + 16 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot z^2 \cdot (1 - z)^2,$$

а сумарний відпір основи після інтегрування набуває вигляду

$$\int_0^l \sigma dz = C_0 \cdot y_0 \cdot l \cdot \left[1 - 4(\alpha + \xi) \cdot \frac{1}{6} + 16 \cdot \alpha \cdot \xi \cdot \frac{1}{30} \right] = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot \frac{[3 - 2(\alpha + \xi) + 1.6 \cdot \alpha \cdot \xi]}{3}.$$

Потім з умови $\sum N = 0$ отримаємо

$$y_0 = \frac{1.5}{[(1.5 - \alpha) - \xi \cdot (1 - 0.8 \cdot \alpha)]} \cdot \frac{\sum N_0}{C_0 \cdot l}. \quad (12)$$

Приклад розрахунку 2. Виконаємо розрахунок балки, завантаженої з країв зосередженими силами P (рис. 4, 5). Для порівняння розглянемо два варіанти пружної основи: напівпростір (рис. 4) і напівплощину (рис. 5), приймаючи різні значення коефіцієнтів розподільної здатності $\alpha = 0.5$ і $\alpha = 0.7$ відповідно.

Прогини обчислюються за формулами (10) і (12) при $\sum N = 2 \cdot P$, а напруги – за формулою (11).

2. Жорстка, симетрично навантажена смуга на шарі кінцевої товщини

Приймаємо закон зміни коефіцієнта постелі у вигляді формули (1), тоді розподіл опору під жорстким штампом при осіданні $y_z = y_0$ дорівнює

$$\sigma_z = y_0 \cdot C_0 \cdot \left(1 - \alpha \cdot \sqrt[n]{\sin(\pi \cdot z)}\right). \quad (13)$$

Щоб обчислити величину $y_0 \cdot C_0$, знайдемо рівнодіючу опору

$$\int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot \int_0^1 \left(1 - \alpha \cdot \sqrt[n]{\sin(\pi \cdot z)}\right) dz. \quad (14)$$

При різних «n» отримаємо

$$\left. \begin{aligned} n=0.5; & \quad \int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot (1 - 0.5 \cdot \alpha); \\ n=1; & \quad \int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot (1 - 0.6366 \cdot \alpha); \\ n=2; & \quad \int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot (1 - 0.7628 \cdot \alpha); \\ n=3; & \quad \int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot (1 - 0.8235 \cdot \alpha); \\ n=4; & \quad \int_0^l \sigma_z dz = y_0 \cdot C_0 \cdot l \cdot (1 - 0.8594 \cdot \alpha). \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

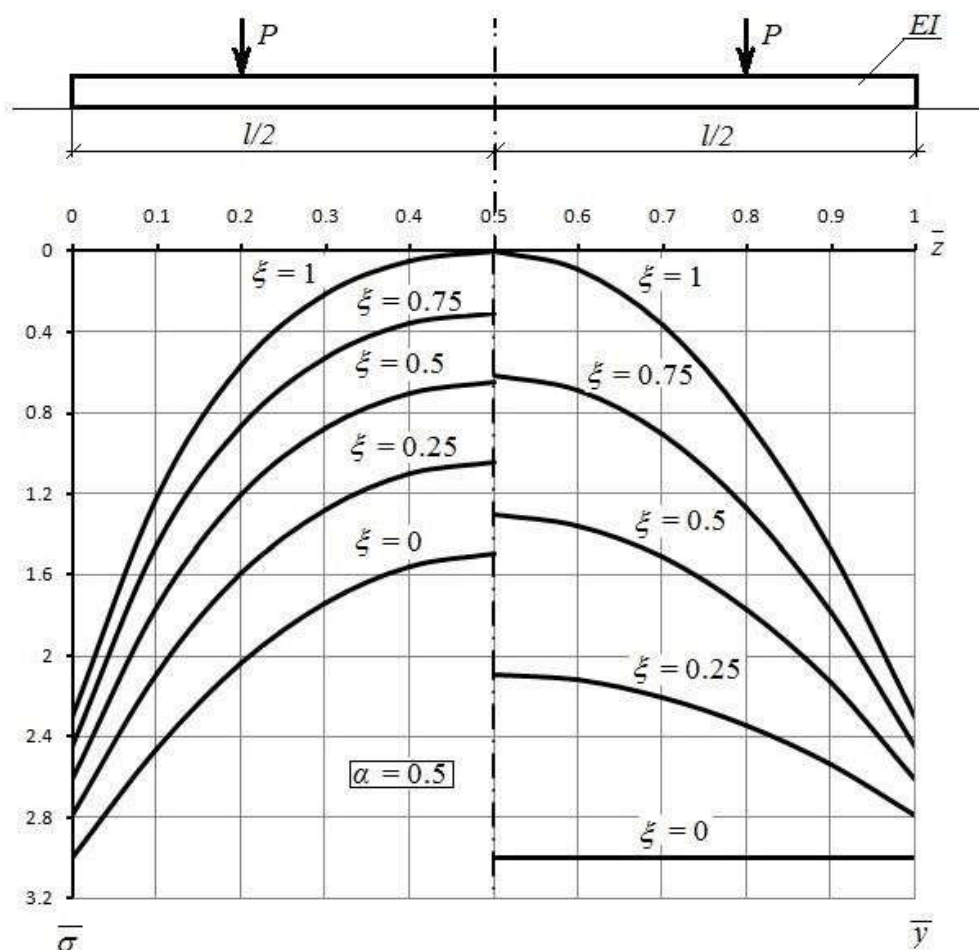


Рис. 4. Розподіл відносних прогинів \bar{y}_z та опір $\bar{\sigma}_z$ (приклад 2 для напівпростору)

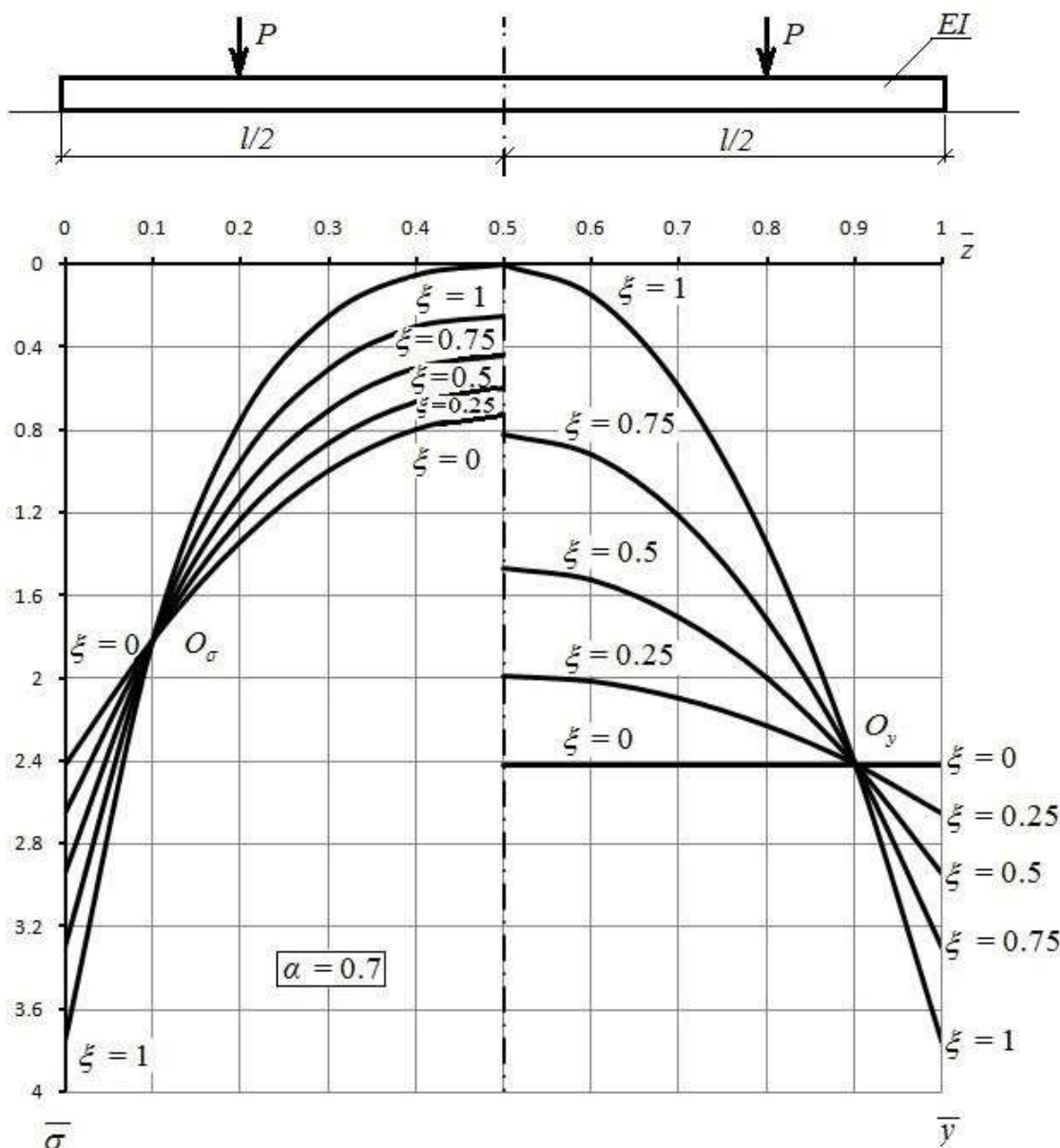


Рис. 5. Розподіл відносних прогинів \bar{y}_z та опір $\bar{\sigma}_z$ (приклад 2 для напівплощини)

Склавши умови рівноваги

$$\int_0^l \sigma_z dz = q \cdot l,$$

знайдемо

$$y_0 \cdot C_0 = \frac{q}{1 - K_n \cdot \alpha}, \quad (16)$$

де

$$K_{0.5} = 0.5; \quad K_1 = 0.6366; \\ K_2 = 0.7628; \quad K_3 = 0.8235; \quad K_4 = 0.8594.$$

Тепер запишемо опір основи у відносних величинах

$$\bar{\sigma}_z = \frac{\sigma_z}{q} = \frac{1 - \alpha \cdot \sqrt[n]{\sin(\pi \cdot z)}}{1 - K_n \cdot \alpha}. \quad (17)$$

Скориставшись даними Г. В. Крашенинкової [12] для плоскої

деформації, знайдемо розподіл відпору за формулою (17) з використанням закономірностей (1-а) і (1-б) при двох

значеннях $\alpha = 0.4$ та $\alpha = 0.75$, відповідно до співвідношення $H/l = 0.25$ і $H/l = \infty$.

Результати розрахунку наведемо на рис. 6.

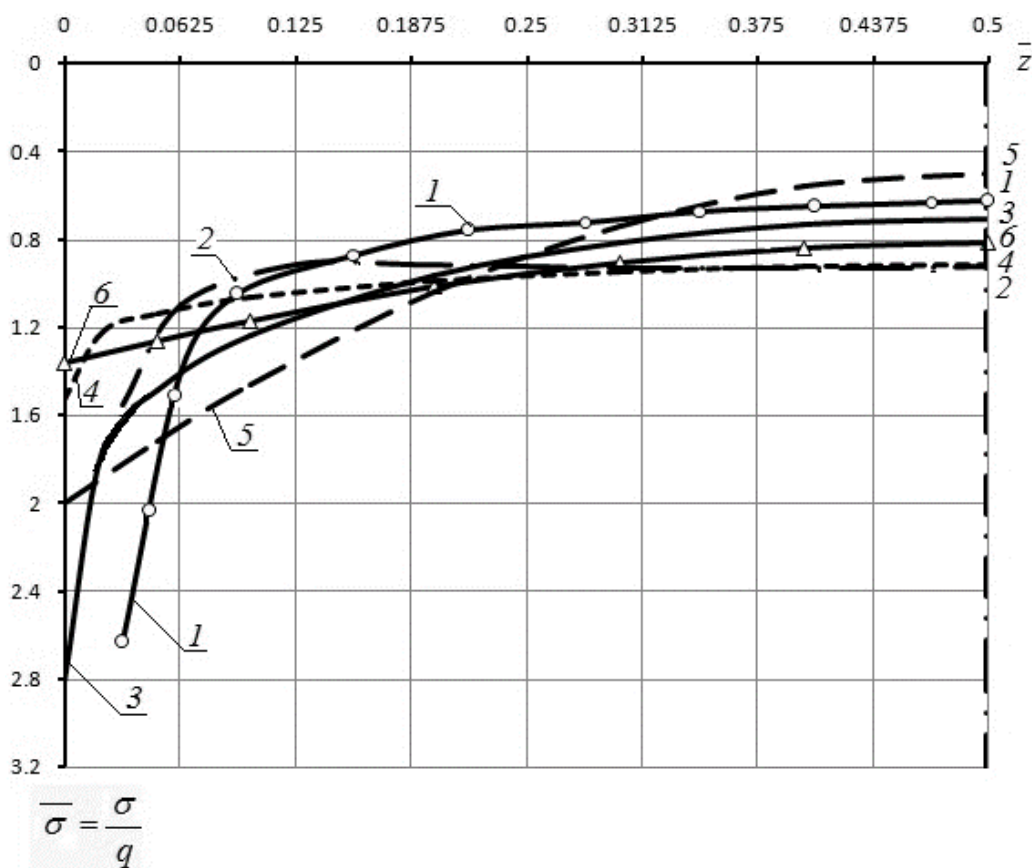


Рис. 6. Епюри опору ґрунту під симетрично завантаженими жорсткими фундаментами (плоска деформація): 1, 3, 5 – $H \rightarrow \infty$ ($\alpha = 0.75$); 2, 4, 6 – $H = L$ ($\alpha = 0.4$); 1, 2 – Г. В. Крашениннікова; 3, 4 – синусоїда; 5, 6 – парабола

Подані на рис. 6 графіки $\overline{\sigma}_z$ наочно показують, що використання функції (1-б) найближче відображує концентрацію опору з країв штампів при великих глибинах кінцевого шару, а використання параболічної залежності (1-а) – при малих глибинах. Цей факт пов'язаний з тим, що функція (1-б) має два керованих параметри – α і n , а функція (1-а) – один параметр – α , що можна продемонструвати на рис. 7, наприклад при $\alpha = 0.75$.

Висновки. Подані вище розрахункові підходи можна об'єднати в єдиний «деформаційний» метод, який дозволяє:

- виразити деформацію фундаментної конструкції наближеною (або точною) залежністю, що включає осідання кінців фундаменту і невідомий (або заданий) параметр жорсткості системи «основа-фундамент» ξ ;

- використати довільний закон зміни коефіцієнта жорсткості основи (пропорційності), в тому числі що імітує розподільні властивості існуючих моделей,

які мають розподільні властивості (напівплощина, напівпростір, основа кінцевої товщини та ін.);

– встановити закон зміни опору основи вздовж конструкції; використовуючи умови рівноваги, інтегруванням знайти невідомі переміщення.

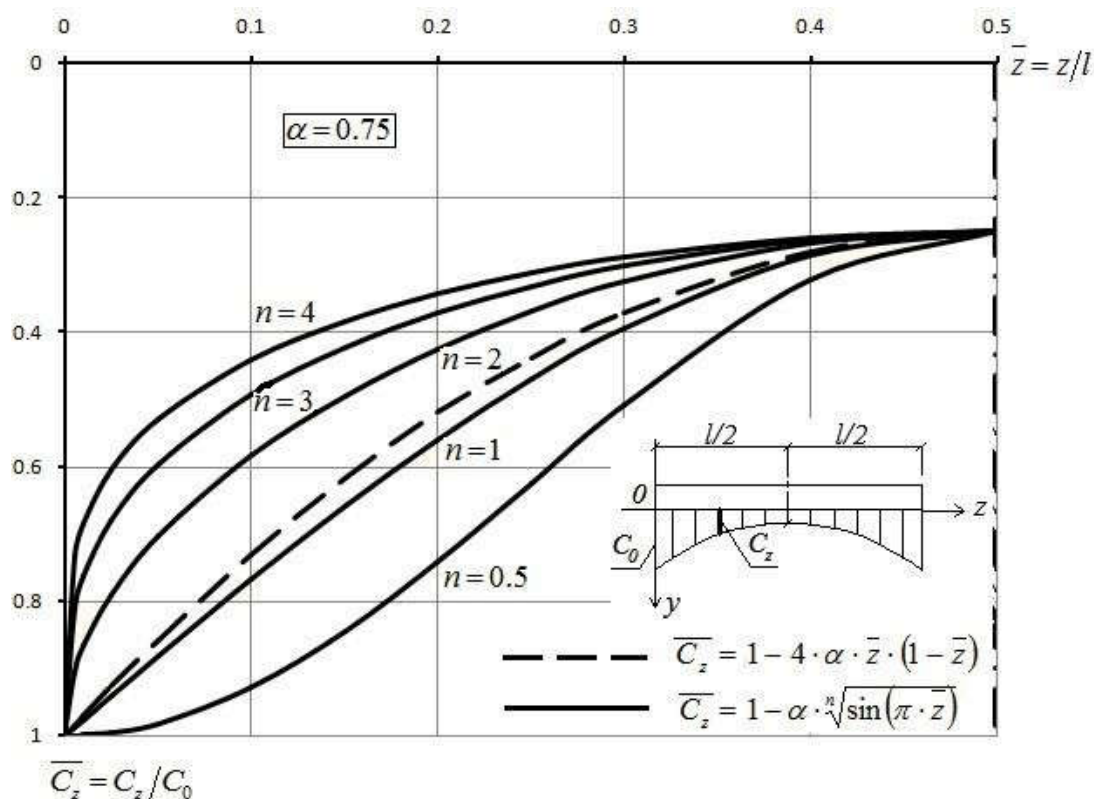


Рис. 7. Порівняння залежностей (1-а) і (1-б) при $\alpha = 0.75$

Список використаних джерел

1. Куликов Г., Казьмина А., Кондратьева Н. Взаимосвязь предпроектных исследований и характера реконструкции жилища. *MOTROL. Commission of motorization and energetic in agriculture*. Lublin : Polish Academy of sciences, 2011. Т. 13. С. 145–149.
2. Novskiy A. V., Bichev I. K., Novskiy V. A., Yeresko E. G., Vivcharuk V. V. Results of determining the deformation characteristics of a limestone-shell rock depending on its anisotropy. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*. 2020. No 78, P. 152–158. URL: <http://visnyk-odaba.org.ua/2020-78/19.pdf>.
3. Achmus Martin, Thienken Klaus. On the behavior of piles in non-cohesive soil under combined horizontal and loading. *Acta Geotechnica*. 2010. Vol. 5. P. 199-210. URL: <https://link.springer.com/article/10.1007/s11440-010-0124-1>.
4. Maycon Andre de Almeda, Miriam Goncalves, Sidnei Helder Cardoso Teixeira. Horizontal Bearing Capacity of Piles in a Lateritic Soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2011. January. P. 59–69. URL: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/%28ASCE%29GT.1943-5606.0000410>.
5. Reese L., Cox W. Analisis of laterally loaded Piles in Sand. *6th Ann. Offshore Technol. Conf.* Houston. Tex., 1974. Vol. 2. P. 473–483.

6. Есакова С. В., Лучковский И. Я. Исследование напряженно-деформированного состояния горизонтально нагруженных моделей свай в песчаном основании. *Науковий вісник будівництва*: зб. наук. праць. 2011. Вип. 65. С. 220–225.
7. Лучковский И., Есакова С. Экспериментальное обоснование расчетной модели горизонтально нагруженных свай с экспоненциальным распределением коэффициента жесткости основания. *MOTROL. Commission of motorization and energetic in agriculture*. Lublin: Polish Academy of sciences, 2014. Vol. 16. No 6. С. 109–116. URL: <http://agro.icm.edu.pl/agro/element/bwmeta1.element.agro-1cd82626-6bc7-4344-ad03-897e2df2a43a/c/14Esakova.pdf>.
8. Флорин В. А. Основы механики грунтов. Ленинград, Москва: Госстройиздат, 1959. Т. 1. 357 с.
9. Штаеман И. Я. Контактные задачи теории упругости. Москва: Гостехиздат, 1949. 270 с.
10. Горбунов-Посадов М. И. Осадки фундаментов на слое грунта, подстилаемом скальным основанием Москва: Госстройиздат, 1946. 60 с.
11. Егоров К. Е. К вопросу деформации основания конечной толщины. *Механика грунтов: сб. тр. НИИОСП*. 1958. Вып. 34. С. 5–33.
12. Крашенинникова Г. В. Расчет балок на упругом основании конечной глубины. Москва, Ленинград: изд-во «Энергия», 1964. 100 с.
13. Лучковский И. Я., Есакова С. В. Применение расчетной модели Б. Н. Жемочкина к расчету поперечно нагруженных свай при нелинейном распределении жесткости грунта по глубине заделки. *Науковий вісник будівництва*. Харків: ХНУБА, 2014. Вип. 1 (75). С. 39-44. URL: http://www.irbis-nbuv.gov.ua/cgi-bin/irbis_nbuv/cgiirbis_64.exe?C21COM=2&I21DBN=UJRN&P21DBN=UJRN&IMAGE_FILE_DOWNLOAD=1&Image_file_name=PDF/Nvb_2014_1_11.pdf.
14. Жемочкин Б. Н., Сеницын А. П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. Москва: Госстройиздат, 1962. 239 с.
15. Алексеев С. И., Камаев В. С. Учет жесткостных параметров зданий при расчетах оснований и фундаментов. *Вестник ТГАСУ*. 2007. № 3. С. 165–172.
16. Барменкова Е. В., Матвеева А. В. Моделирование системы здание-фундамент-основание двухслойной балкой на упругом основании с переменным коэффициентом постели. *Вестник МГУСУ*. 2013, № 10. С. 30–35. URL: <https://cyberleninka.ru/article/n/modelirovanie-sistemy-zdanie-fundament-osnovanie-dvuhslonnoy-balkoy-na-uprugom-osnovanii-s-peremennym-koeffitsientom-posteli/viewer>.

Есакова Світлана Володимирівна, канд. техн. наук, доцент кафедри геотехніки, підземних та гідротехнічних споруд Харківського національного університету будівництва та архітектури.

ORCID ID: 0000-0001-6598-5929. E-mail: esakova@ukr.net.

Чепурний Дмитро Олександрович, канд. техн. наук, доцент кафедри геотехніки, підземних та гідротехнічних споруд Харківського національного університету будівництва та архітектури.

ORCID ID: 0000-0001-9494-9388. E-mail: chepurnoy777@gmail.com.

Купрейчик Анна Юріївна, асистент кафедри геотехніки, підземних та гідротехнічних споруд Харківського національного університету будівництва та архітектури. ORCID ID: 0000-0003-3565-7566.

E-mail: a.y.kupreichyk@gmail.com.

Yesakova Svitlana PhD (Tech). Associate Professor, department of geotechnics, underground and hydrotechnical structures, Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture.

ORCID ID: 0000-0001-6598-5929. E-mail: esakova@ukr.net.

Chepurnui Dmitro PhD (Tech). Associate Professor, department of geotechnics, underground and hydrotechnical structures, Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture.

ORCID ID: 0000-0001-9494-9388. E-mail: chepurnoy777@gmail.com.

Kupreichyk Anna, PhD (Tech). Assistant, department of geotechnics, underground and hydrotechnical structures, Kharkiv National University of Civil Engineering and Architecture. ORCID ID: 0000-0003-3565-7566.

E-mail: a.y.kupreichyk@gmail.com.

Статтю прийнято 21.06.2021 р.