

БУДІВНИЦТВО СТРОИТЕЛЬСТВО CIVIL ENGINEERING

УДК 519.642:624.044:624.15

А. С. Моргун, д. т. н., доц.

А. С. Моргун, д. т. н., доц.

A. Morgun, Dr. Sc. (Eng.), Assist. Prof.

ПРОГНОЗУВАННЯ ДИЛАТАНСЬОЇ ПОВЕДІНКИ ОСНОВ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ ЗА МЕТОДОМ ГРАНИЧНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

ПРОГНОЗИРОВАНИЕ ДИЛАТАНСИОННОГО ПОВЕДЕНИЯ ОСНОВАНИЙ ФУНДАМЕНТОВ МЕЛКОГО ЗАЛОЖЕНИЯ ПО МЕТОДУ ГРАНИЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

FORECASTING OF DELATENCE BEHAVIOUR OF SHALLOW FOUNDATIONS APPLYING THE METHOD OF BOUNDARY ELEMENTS

Зпрогнозовано напружено-деформований стан дилатансійної основи під фундаментом мілкового закладання за методом граничних елементів (МГЕ).

Спрогнозировано напряженно-деформированное состояние дилатансионного основания под фундаментом мелкого заложения по методу граничных элементов (МГЕ).

Stressed-strained state of delatance basement for shallow foundations is considered applying the method of boundary elements.

Вступ

Обпирання споруд на поверхневі шари ґрунтів може бути значно економічнішим ніж обпирання фундаменту на скалу. Прикладом може бути фундамент Останкінської телевежі, запропонований і спроектований Н. В. Нікітіним, як фундамент мілкового закладання. Ця кільцева плита діаметром 60,6 м, висотою 3 м з заглибленням від денної поверхні на 3,5 м в моренні суглинки на сьогоднішній день має осідання 4,2 см.

З метою повнішого врахування особливостей поведінки ґрунтів в сфері їх розрахунку сформувався напрям досліджень зі збільшення достовірності теоретичного прогнозу їх поведінки за рахунок урахування фізичної нелінійності роботи ґрунту, що і було виконано в запропонованій статті за допомогою числового методу граничних елементів.

Вступление

Опираие сооружений на поверхностные слои грунтов может быть значительно экономичней, чем опираие фундамента на скалу. Примером может служить фундамент Останкинской телебашни, предложенный и реализованный Н. В. Никитиным как фундамент мелкого заложения. Эта кольцевая плита диаметром 60,6 м, высотой 3 м на сегодняшний день при заглублении от дневной поверхности на 3,5 м в моренные суглинки имеет оседание 4,2 см. С целью более полного учета особенностей поведения грунтов в сфере расчета оснований сформулировались направления исследований по увеличению достоверности теоретического прогноза их поведения за счет учета физической нелинейности работы грунта, что и было выполнено в предложенной статье с помощью численного метода граничных элементов.

Introduction

Resting of structures on surface layer of soil could be more cost — efficient than resting of the foundation on the rock. The example of such type of foundation can serve the foundation of

Ostankino television tower, suggested by N. V. Nikitin as shallow foundation. This ring — shaped plate 60.6 m. of diameter, 5 m of height nowadays at the depth of 3.5 m from day time surface in moraine loams has subsidence of 4.2 cm. In order to take into consideration the peculiarities of soil behaviour regarding the calculation of foundations, scientific directions aimed at improvement of theoretical forecast reliability of foundations behaviour at the expense of taking into considerations physical non — linearities of soil operation — were formulated. The results of research carried out applying the numerical method of bordering elements are presented in the given paper.

Постановка задачі, визначальні співвідношення

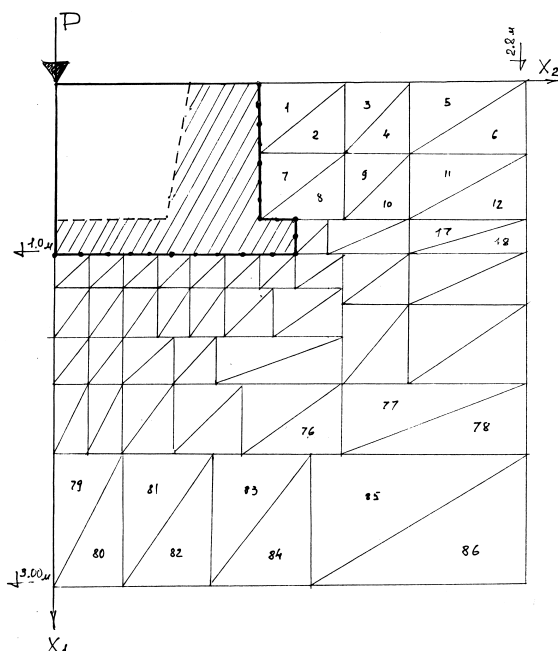


Рис. 1
Рис. 1
Fig. 1

В роботі наведено практичне застосування МГЕ до розрахунку стовпчастого фундаменту мілкого закладання під колону будівлі в його підвальної частині [2], отримано графік розвитку осідань в межах їх допустимих значень. Існуючі зараз методи розрахунку фундаментів засновані на понятті активної зони основи, в рамках якої очікується розвиток деформацій. Чинні державні будівельні норми (ДБН) нижню границю активної зони фундаментів мілкого закладання обмежують умовою зниження додаткових напружень від навантаження до частки природного тиску. З урахуванням цих позицій згідно з [2] границя зони, в межах якої напруження стиску в основах мають суттєве значення (в осередку стискаючих напружень) дискретизувалась трикутними скінченими елементами (рис. 1). Границі цієї зони визначаються природою самого ґрунту. Значні розбіжності між вітками навантаження (компресії) та розвантаження (декомпресії) в компресійних дослідженнях ґрунтів показують, що ґрунт є середовищем з переважно залишковими деформаціями тому для розрахунку використано математичну модель пружно-пластичного деформування ґрунтів, є системою

інтегро-диференційних граничних рівнянь [3]. Тензорна форма запису інтегрального граничного рівняння рівноваги, отриманого К. Бреббія, яке встановлює зв'язок між $\sigma - \epsilon$ на границі палі для півплощини, має вигляд

$$c_{ij} \dot{u}_j + \int_{\Gamma} \rho^*_{ij} \dot{u}_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij} \dot{\rho}^*_i d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\epsilon}^P_{jk} d\Omega, \tag{1}$$

де $\dot{\epsilon}^P$ — вектор пластичних деформацій (вектор пластических деформаций, vector of plastic deformations); $\dot{\sigma}^*$ — похідні від фундаментальних розв'язків Міндліна (производные от фундаментальных решений Миндлина, derivatives of Mindlin fundamental solutions).

Під час дослідження поля напружень та деформацій системи «фундамент — основа» ґрунт моделювався пружно-пластичним тілом, тобто до границі текучості залежність між напруженнями та деформаціями вважалась лінійною. Потім ґрунт переходить в стан текучості.

Для моделювання поведінки ґрунту за межами пружності в пластичній стадії з метою врахування дисипативних ефектів крім рівнянь рівноваги (1) в модель вводилось ще два додаткових: а) — критерій переходу до пластичного стану — умова граничної рівноваги Мізеса — Губера — Боткіна (2) та б) — залежність між напруженнями та швидкостями деформацій (3) для пластичного стану.

$$\begin{cases} f = \sigma_i + \sigma_m \cdot \text{tg}\psi - \tau_S, & \text{якщо (при, if) } \sigma_m \leq \rho_0; \\ f = \sigma_i + \rho_0 \cdot \text{tg}\psi - \tau_S, & \text{якщо (при, if) } \sigma_m > \rho_0, \end{cases} \tag{2}$$

де f — умова текучості (условие текучести, condition of fluidity); σ_m — гідростатичний тиск (гидростатическое давление, hydrostatic pressure); σ_i — інтенсивність девіатора напруг (интенсивность девиа-

тора напружений, intensity of stress deviator); ψ — кут внутрішнього тертя на октаедричній площині (угол внутреннего трения на октаэдрической плоскости, angle of internal friction on octahedron plane); τ_s — параметр, аналогічний зчепленню (параметр, аналогичный сцеплению, parameter similar to coupling); ρ_0 — параметр ґрунтового середовища (параметр ґрунтовой среды, parameter of soil environment).

Взаємозв'язок між швидкостями пластичних деформацій та напруженнями визначався за неасоційованим законом пластичної течії

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f. \quad (3)$$

де F — пластичний потенціал, функція історії деформування (пластический потенциал, функция истории деформирования, plastic potential, function of deformation history), f — критерій переходу до пластичного стану (критерий перехода к пластическому состоянию, criterion of transition to plastic condition), $d\lambda$ — скалярний коефіцієнт простого навантаження, знаходиться в процесі розв'язування пластичної задачі (скалярный коэффициент простой нагрузки, определяется в ходе решения пластической задачи, scalar factor of simple loading, is defined during the solution of plastic task).

Вибором $F = F(\sigma_{ij})$ забезпечувалась орієнтація $d\varepsilon_{ij}^P$ у відповідності з дослідними даними. З метою врахування впливу на пластичні деформації ґрунту девіаторних і гідростатичних складових тензора напруги, ці частини в запропонованій моделі були розділені

$$\sigma_{ij} = s_{ij} + \delta_{ij}\sigma, \quad (4)$$

де перша складова — дисипативна частина тензора напруги (где первая составляющая — диссипативная часть тензора напряжений; where the first component — dissipative part of stress tensor), друга складова — консервативна складова тензора напруг (вторая составляющая — консервативная составляющая тензора напряжений, second component — conservative component of stress tensor).

В запропонованій моделі розрахунок граничного стану проводився за траєкторією простого навантаження, що дало можливість обчислювати приріст пластичних деформацій під час поточного кроку навантаження, а потім знаходити сумарні деформації.

$$\varepsilon_{ij} = \varepsilon_{ij}^e + \sum \varepsilon_{ij}^P + d\varepsilon_{ij}^P \delta_{ij}; \quad (5)$$

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\varepsilon_{ij}^P(sh) + d\varepsilon_{ij}^P(d). \quad (6)$$

В (4—6) s_{ij} — девіатор напруг (девиатор напряжений; stress deviator), σ — сферичний тензор напруг (сферической тензор напряжений; spherical stress tensor), ε_{ij} — повний тензор деформацій, величина якого залежить від попередньої історії завантаження ґрунту (полный тензор деформаций; величина которого зависит от предыдущей истории загрузки ґрунта; complete tensor of deformations, its size depends on previous history of soil loading), ε_{ij}^e , ε_{ij}^P — пружні та пластичні деформації ґрунту до кроку завантаження, що розглядається (упругие и пластические деформации ґрунта до рассматриваемого шага загрузки; elastic and plastic deformations of soil prior to considered loading step), $d\varepsilon_{ij}^P$ — приріст пластичних деформацій на поточному кроці завантаження (приращение пластических деформаций на текущем шаге загрузки; increment of plastic deformations on a current step of loading), $d\varepsilon_{ij}^P(sh)$, $d\varepsilon_{ij}^P(d)$ — прирости сферичної та девіаторної частини тензора деформацій (приращения сферической и девиаторной части тензора деформаций; increments of spherical and deviator parts of deformations tensor), δ_{ij} — дельта Кронекера (дельта Кронекера; Kroneker delta).

Для моделювання процесів ущільнення ґрунтів, стисливість яких в сотні раз перевищує стисливість будівельних матеріалів наземних споруд, використовувалась система уявлень проф. В. М. Ніколаєвського, проф. І. П. Бойка про дилатансійну теорію ґрунтового середовища. Для корегування неспівісності векторів тензору напружень та тензору деформацій під час роботи ґрунту в пластичній стадії використано рівняння

$$d\varepsilon_{ij}^P(sh) = \Lambda(\chi) d\gamma^P, \quad (7)$$

де $d\varepsilon_{ij}^P(sh)$ — скалярний еквівалент приросту непружних об'ємних деформацій шарової частини тензора деформацій (скалярний еквівалент приращення неупругих об'ємних деформацій шарової частини тензора деформацій; scalar equivalent of increment of non- elastic volumetric deformations of spherical part of deformations tensor); $d\gamma^P$ — скалярний еквівалент приросту інтенсивності зсуву (скалярний еквівалент приращення інтенсивності сдвига, scalar equivalent of intensity of intensity increment shift); $\Lambda(\chi)$ — швидкість дилатансії (скорість дилатансии, dilatance speed); χ — параметр зміцнення ґрунтового середовища, прийнято щільність ґрунту ρ (параметр упрочнення ґрунтовой среды, принята плотность ґрунта ρ , parameter of hardening of the soil environment, density of soil is accepted).

Розроблена пластична модель (1—7) дозволяє відтворити появу та розвиток пластичних зон в основах, а також виявити концентрацію деформацій у верхній частині основи і практичну їх відсутність у нижніх шарах, що спостерігається і в реальних основах фундаментів. В моделі використано середньозважені механічні характеристики багатозарового середовища ґрунтової основи [2]. Інтегрований графік результатів розрахунку «навантаження — осідання» проказано на рис. 2. Аналіз цього графіка виявляє можливості роботи основи в рамках пластичної стадії.

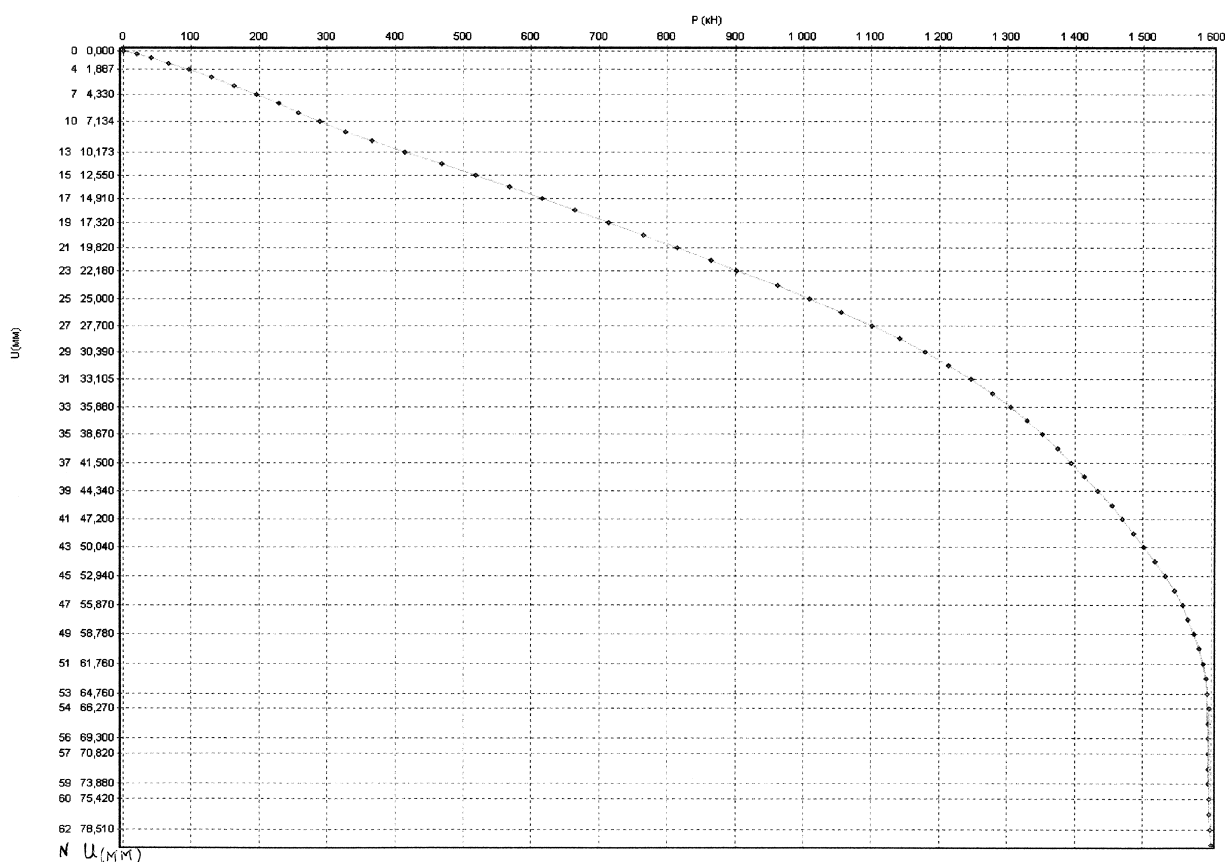


Рис. 2
Рис. 2
Fig. 2

Для контролю правильності проведеного розрахунку використано верифікацію, засновану на зіставленні числового розв'язку з розв'язком цієї задачі згідно з чинними нормами, та наведеними в [2].

Постановка задачі, определяющие соотношения

В работе приведено практическое приложение МГЕ к расчету столбчатого фундамента мелко заложения под колону промышленного сооружения в его подвальной части [2], получен график развития оседания в границах допустимых значений. Существующие в настоящее время методы расчета фундаментов основаны на понятии активной зоны основания, в рамках которой ожидается развитие деформаций. Действующие строительные нормы и правила (СНиП) нижнюю границу активной зоны фундаментов мелко заложения ограничивают условием снижения дополнитель-

ных напряжений от нагрузки до доли природного давления. С учетом этих позиций согласно [2] граница зоны, в рамках которой сжимающие в основаниях напряжения имеют по своей величине существенное значение (в «луковице» сжимающих напряжений) дискретизировалась треугольными конечными элементами (рис. 1). Границы этой зоны определяются природой самого грунта.

Значительные расхождения между ветвями нагрузки (компрессии) и разгрузки (декомпрессии) при компрессионных исследованиях грунтов показывают, что грунт является средой с преобладающими остаточными деформациями, поэтому для расчета использована математическая модель упруго-пластического деформирования грунтов, которая представляет собой систему интегро-дифференциальных граничных уравнений [3]. Тензорная форма записи интегрального граничного уравнения равновесия, устанавливающая связь между $\sigma - \varepsilon$ на границе сваи для полупространства, полученного К. Бреббия, имеет вид (1). При исследовании поля напряжений и деформаций системы «фундамент–основание», грунт моделировался упруго-пластическим телом, то есть до границы текучести зависимость $\sigma - \varepsilon$ принималась линейной. Потом грунт переходит в текучее состояние.

Для моделирования поведения грунта за границами упругости в пластической стадии с целью учета диссипативных эффектов кроме уравнения равновесия (1) в модель вводились еще два дополнительных: а) — критерий перехода к пластическому состоянию — условие граничного равновесия Мизеса—Губера—Боткина (2) и б) — зависимость между напряжениями и скоростями деформаций (3) для пластического состояния.

Взаимосвязь между скоростями пластических деформаций и напряжениями определялась за неассоциированным законом пластического течения (3).

Выбором $F = F(\sigma_{ij})$ обеспечивалась ориентация $d\varepsilon_{ij}^p$ в соответствии с экспериментальными данными. С целью учета влияния на пластические деформации грунта девиаторных и гидростатических составляющих тензора напряжений эти части в предложенной модели были разделены (4).

В предложенной модели расчет граничного состояния проводилось по траектории простого нагружения, что дало возможность рассчитывать приращения пластических деформаций во время текущего шага нагружения, а потом определять суммарные деформации (5—6).

Для моделирования процессов уплотнения грунтов, сжимаемость которых в сотни раз больше сжимаемости строительных материалов наземных сооружений, использовалась система представлений проф. В. Н. Николаевского, проф. И. П. Бойка о дилатансионной теории грунтовой среды. С целью корректировки несоосности векторов тензора напряжений и тензора деформаций при работе грунта в пластической стадии использовано уравнение (7). Разработанная пластическая модель (1–7) позволяет отображать появление и развитие пластических зон в основаниях, а также выявлять концентрацию деформаций в верхней части основания и практическое их отсутствие в нижних слоях, что наблюдается в реальных основаниях фундаментов. В модели использованы средневзвешенные механические характеристики многослойной среды грунтового основания [2]. Интегрированный график результатов расчета «нагрузка — оседание» приведен на рис. 2. Анализ этого графика выявляет возможности работы основания в рамках пластической стадии. Для контроля правильности проведенного расчета использована верификация, основанная на сопоставлении численного решения с решением этой задачи согласно действующих норм, приведенных в [2].

Experimental setup

The paper contains description of practical application of method of boundary elements for calculation of post shallow foundation designed for industrial structure pillar in its basement [2], the graph of subsidence process within the limits of admissible values has been obtained.

Existing methods of foundations calculation are based on the notion of active zone of foundation, within the frame of which the deformation is expected to develop. Existing standards and specifications limit the lower boundary of active zone of shallow foundations by the conditions of reduction of additional load stress up to the fraction of natural pressure. Taking into account these references, in accordance with [2], the boundary of the zone, within which compression stresses of foundation are of great importance by their value (in the «bulb» of compression stresses), was digitized by triangle end elements (Fig. 1). The boundaries of this zone are defined by the nature of the soil itself.

Considerable divergences between branches of loading (compressing) and unloading (decompression) determined while compression research of soil show that the soil is the environment where residual deformation prevails, that is why for calculation mathematical model of

plasto-elastic deformation of soil was applied.

The model is the system of integro-differential boundary equations [3]. Tensor form of integral equilibrium equation presentation, defining coupling between $\sigma - \varepsilon$ on the boundary of pile for semi-space obtained by K. Brebbija, has the following form (1).

While studying the fields of stresses and deformations of «foundation-basement», the soil was modeled by elastic-plastic body, i. e. the dependency $\sigma - \varepsilon$ was assumed as linear prior to fluidity boundary. Then the soil passes into fluid state.

For modeling of soil behavior outside the limits of elasticity on plastic stage in order to take into consideration dissipation effects, besides equilibrium equation (1) two additional equations were introduced in the model: a) criterion of transition to plastic state (2) — condition of boundary equilibrium of Meases-Huber-Botkin and b) dependence between stresses and deformation rates (3) for plastic state.

Interconnection between rates of plastic deformations and stresses was determined in accordance with non-associative law of plastic flow (3).

Selection of $F = F(\sigma_{ij})$ provided the orientation of $d\varepsilon_{ij}^p$ in accordance with experimental data.

In order to take into account the influence of deviator and hydrostatic components of stresses tensor on plastic deformations of the soil these parts in the suggested model were divided (4). The definition of boundary state was carried out by the trajectory of simple loading, that enabled to calculate the increment of plastic deformations during current step of loading and then define total deformations by means of addition (5—6).

For modeling of soil compression process, compressibility of which is hundreds of times higher than compressibility of building materials used in ground structures the system of notions, introduced by Professor Nicolaevskiy V. N., and Professor Boiko I. P. concerning dilatancy theory of soil medium was used.

For correction of misalignment of stresses tensor vectors and deformations tensor in case of soil work in plastic stage equation (7) was used.

The elaborated plastic model (1-7) allows to detect the emergence and evolution of plastic zones in foundations and to reveal the concentration of deformation in the upper part of the foundation, their practical lack in lower layers, that occurs in natural conditions. Average weighted mechanical characteristics of multi-layered medium of soil basement have been used in the model [2]. Integrated graph of «load-settling» calculation results is given in Fig. 2. The analysis of the given graph reveals the possibility of basement work within the limits of plastic stage. For control of correctness of the calculation carried out, the verification, based on the comparison of numerical calculation with the solution of the given problem proceeding from the existing norms, listed in [2] is used.

Висновки

1. В умовах експлуатації цивільних та промислових будівель робота ґрунту в основах має пружно-пластичний характер, що обумовлює нелінійну залежність графіка «навантаження—осідання».

2. Графік «навантаження—осідання» показує наявність резервів, що не використовуються в проектуванні фундаментів згідно з чинними нормами в межах їх лінійної роботи. Пружний розрахунок дає занижені значення корисного навантаження.

3. Запропонована пластична модель є перспективною, оскільки дає можливість проводити розрахунки фундаментних конструкцій в рамках однієї розрахункової схеми за обома граничними станами: за несучою здатністю та за деформаціями.

Выводы

1. В условиях эксплуатации работа грунта в основаниях носит упруго-пластический характер, что приводит к нелинейной зависимости графика «нагрузка—оседание».

2. График «нагрузка—оседание» показывает наличие резервов. Которые не используются при проектировании фундаментов согласно действующих норм в рамках линейной их работы. Упругий расчет дает заниженное значение полезного нагрузки.

3. Предложенная пластическая модель перспективна, поскольку дает возможность проводить расчеты фундаментных конструкций в рамках одной расчетной схемы по обоим граничным состояниям: по несущей способности и по деформациям.

Conclusions

1. In operation conditions of civil engineering and industrial constructions the work of soil in basement is of elastic-plastic character, resulting in non-linear dependence of «load-settling» graph.
2. «Load-settling» graph reveals the available reserves not used in foundation design, proceeding from the existing norms, within the limits of their linear operation. Elastic calculation gives underestimated values of useful load.
3. Suggested plastic model is very promising since it enables to perform calculations of foundation structures in accordance with a single calculation scheme applying both boundary states: load capacity and deformation.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

REFERENCES

1. Моргун А. С. Застосування МГЕ у розрахунках паль в пластичному середовищі ґрунту. — Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2001. — 64 с.
2. А. И. Моргун, И. И. Ваганов, И. В. Маевская, А. С. Моргун. Расчет оснований и фундаментов на ЭВМ: Учебное пособие. — Київ, УМК ВО, 1989. — 119 с.
3. Моргун А. С. Моделювання дилатансійного середовища ґрунту системи «паля-основа» за МГЕ // Основи і фундаменти. — К.: КНУБА. — Вип. 27. — С. 84—89.

Рекомендована кафедрою промислового та цивільного будівництва

Надійшла до редакції 3.09.05
Рекомендована до друку 18.10.05

Моргун Алла Серафимівна — завідувач кафедри промислового та цивільного будівництва
Вінницький національний технічний університет

Моргун Алла Серафимовна — заведующая кафедрой промышленного и гражданского строительства
Винницкий национальный технический университет

Alla Morgun— Head of the Chair of industrial and civil engineering
Vinnitsia National Technical University