

## ВПЛИВ ТЕХНОГЕННОГО ФАКТОРА ЗАМОКАННЯ ҐРУНТОВОЇ ОСНОВИ НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН ВИСОТНОЇ БУДІВЛІ

Моргун А.С.  
Андрухов В.М.  
Меть І.М.  
Яркіна І.Ю.

*Вінницький національний технічний університет*

---

### Вступ

Великомасштабне будівництво промислових і житлових об'єктів викликає зміну гідрогеологічного режиму на забудованих територіях.

Зміна гідрогеологічних умов режиму масиву – досить типове явище, що пов'язано з техногенними впливами – підтоплення ґрунтовими водами, поганою роботою дренажних споруд в період дощів, снігорозтавання, проникненням води із підземних водонесних комунікацій, розташованих поблизу будівлі і т.д. Замокання основи викликає тенденції в поведінці більшості побудованих об'єктів, які можуть отримати зверхнормативні загрозувальні деформації, нерівномірне осідання. Неврахування цього явища може призвести до небажаних результатів. Так, на рис. 1 а, б зображено втрату стійкості дванадцятиповерхової будівлі в Шанхаї, причиною аварії є замокання основи.



*Рис. 1. Втрата стійкості 12 поверхової будівлі в Шанхаї*

З огляду на актуальність задачі проведено числовий прогноз за методом граничних елементів (МГЕ) та методом скінчених елементів (МСЕ) потенційних деформацій та напружено-деформованого стану (НДС) висотної будівлі (рис. 2) з використанням закономірностей нелінійної механіки ґрунтів при впливі техногенного фактора – дії води.

### Постановка задачі

Сучасне числове моделювання є найбільш доступною якщо не єдиною технологією прогнозування зміни поведінки об'єкту при ціленаправленій зміні вхідних параметрів нелінійної моделі. В статті за методом граничних елементів розглянуто взаємодію фундаментів будівлі (рис. 2) з пружно-пластичною багатошаровою основою для досить типового явища

замокання основи. Дія води – один із найсуттєвіших техногенних факторів, що впливає на деформування ґрунтових основ. Плівки води розклинюють дисперсне середовище ґрунту, створюючи умови для його додаткового ущільнення. Крім того, вода розчиняє солі, що цементують частинки ґрунту, що веде до зміни структурних зв'язків.

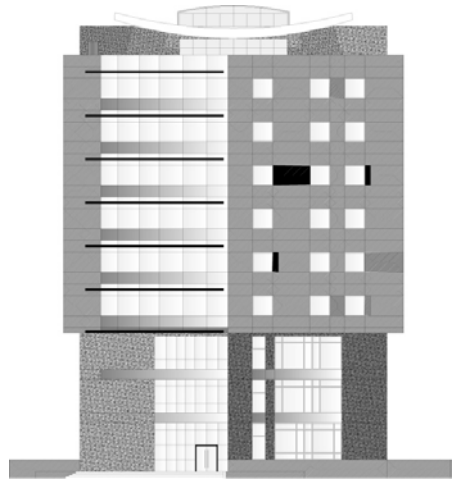


Рис. 2. Досліджувана будівля

Згідно експериментальних досліджень М.Н. Гольдштейна [2] у замоченого лесового ґрунту кут внутрішнього тертя  $\varphi$  зменшується в 1,5–2 рази, зчеплення  $C$  зменшується в 10 разів, коефіцієнт Пуассона  $\nu$  збільшується до 0,34–0,4. Така різка зміна показників фізико-механічних характеристик ґрунту веде до кренів та появи тріщин або до аварійних ситуацій (рис. 1 а, б).

Прийняття проектного рішення будівлі потребує дослідження фізико-механічних характеристик ґрунтової основи. Вода різко змінює побутовий тиск ґрунту  $\sigma_z$  та суттєво впливає на деформативні властивості основи. На рис. 3 для однієї із свердловин будівельного майданчика наведено епюру зміни вертикального тиску  $\sigma_z$ , МПа від власної ваги будівлі, яка характеризує динаміку зміни ефективних напружень в ґрунтовій основі за умови коливання рівня ґрунтових вод.

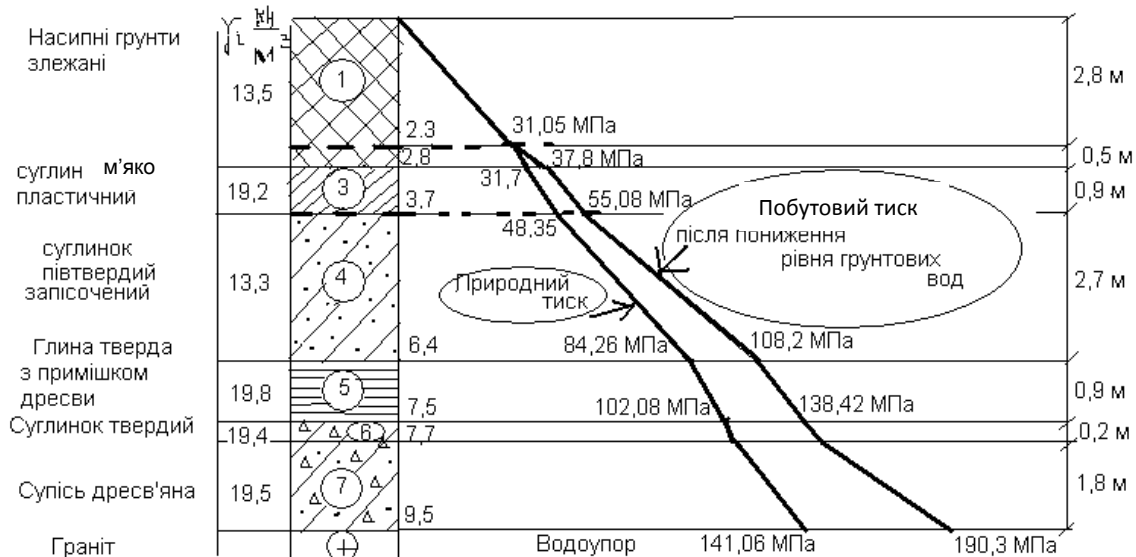


Рис. 3. Епюра стискальних напружень від власної ваги ґрунту  $\sigma_x$ , МПа (побутовий тиск шарів ґрунту)

Аналіз несної спроможності ґрунтів проведено з використанням математичної дилатансійної моделі [1] пластичної поведінки дискретного середовища основи і покровоного за А.А. Іллюшиним способу розв'язку нелінійної задачі.

Поведінка системи "фундаментна плита–основа" в роботі вивчалась з врахуванням зміни властивостей її елементів, локальних складових – вхідних параметрів системи, в моделі їх 28. Десять з яких – це фізико-механічні характеристики ґрунту:  $E$  – модуль деформацій;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона;  $\rho$  – густина ґрунту;  $\rho^{\min}$  – мінімальна густина ґрунту;  $\rho^{\max}$  – максимальна густина ґрунту;  $C$  – зчеплення;  $\varphi$  – кут внутрішнього тертя;  $w$  – вологість ґрунту;  $S_r$  – ступінь вологості;  $p_0$  – величина напружень на октаедричній площині, коли ґрунт працює як суцільне середовище. Решта 18 вхідних параметрів описують геометрію плити та форму дискретизації активної зони основи.

Багатошаровість структури ґрунтової основи, яка визначається генезисом відкладень (рис. 3) враховувалась середньозваженими характеристиками ґрунтів. На відміну від конструктивних матеріалів, міцність і деформативність дискретного середовища ґрунту характеризується не мінімальними, а усередненими значеннями міцнісних характеристик. Деформації і міцність дисперсних основ є результатом проявлення усереднених властивостей ґрунту в деякій області. Тому випадкові, інколи навіть значні відхилення властивостей ґрунту в окремих точках не визначають поведінку масиву в цілому завдяки розподільчим властивостям ґрунтів.

В роботі прийнято:  $E = 17,051$  МПа,  $29$  МПа,  $\rho = 1,25$  г/см<sup>3</sup>,  $C = 18,78$ ,  $\varphi = 0,4417$  радіан,  $\nu = 0,3207$ . Ґрунти, як відомо, навіть за незначних тисків отримують незворотні пружно-пластичні деформації, які залежать від історії навантаження. За таких передумов поведінка ґрунту описується диференціальними рівняннями четвертого порядку. Числове розв'язання цієї нелінійної задачі в статті виконано з залученням методу граничних елементів. К. Бреббія [3] на основі методу зважених нев'язок і отримано фундаментальне рівняння рівноваги в інтегралах, яке встановлює співвідношення між зусиллями та переміщеннями на границі фундаментної конструкції, в даному випадку плити

$$c_{ij} \dot{u}_j + \int_{\Gamma} \rho^* ij \dot{u}_{ij} d\Gamma = \int_{\Gamma} u_{ij}^* \dot{p}_i d\Gamma + \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \dot{\epsilon}_{jk}^P d\Omega, \quad (1)$$

де  $\dot{u}$  – заданий вектор швидкостей переміщень на границі плити;

$\dot{p}$  – шуканий вектор швидкостей напружень на поверхні досліджуваного об'єкту;

$u^*, p^*, \dot{\sigma}^*$  – ядра граничного рівняння – фундаментальні розв'язки Міндліна для переміщень, напружень та похідних від напружень від дії  $P = 1$  всередині пружної півплощини; інтеграл по області  $\Omega$  в (1) включає вектор пластичних деформацій основи  $\epsilon_p$ ;

$C_{ij}$  – матриця, визначалась з умов руху тіла,  $\Gamma$ ,  $\xi$ ,  $x$  – відповідно границя плити, точка збурення, точка нагляду [3].

Для числової реалізації (1) дискретизувалась лише поверхня стикання фундаменту та ґрунту, оскільки розв'язок Р. Міндліна автоматично задовольняє граничні умови на вільній від напружень поверхні півпростору. Границя  $\Gamma$  розбивалась на ряд граничних лінійних елементів, очікувана зона деформацій дискретизувалась трикутними чарунками (рис. 4).

Рівняння (1) записувалось в дискретній формі для кожного вузла  $\xi$  границі  $\Gamma$ :

$$C(\xi_i)\dot{U}(\xi_i) + \sum_{j=1}^N (\int_{\Gamma} P^* \Phi^T d\Gamma) \dot{U}^N = \sum_{j=1}^N (\int_{\Gamma} U^* \Phi^T d\Gamma) \dot{P}^N + \sum_{k=1}^M (\int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \Phi^T d\Omega) \dot{\varepsilon}^{P(k)}, \quad (2)$$

де  $i$  – граничний вузол, що розглядається;

$j$  – номер граничного вузла, вплив якого на вузол  $i$  враховується окремим коефіцієнтом;

$k$  – номер внутрішньої чарунки, що впливає на вузол  $i$ .

На основі (2) було записано матричне співвідношення

$$H\dot{U} = G\dot{P} + D\dot{\varepsilon}^P, \quad (3)$$

де  $H, G$  – матриці, визначались за (4,5). Матриці  $D = \int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \Phi^T d\Omega$  відповідають інтегралам,

що включають непружні деформації. Інтегралам по кожному граничному елементу обчислювались за схемами числового інтегрування двовимірних квадратур Гаусса:

$$\hat{H}_{ij} = \int_{\Gamma_j} q^* d\Gamma = J \sum_{l=1}^N \sum_{j=1}^N (p^*)_k w_i w_j, \quad (4)$$

$$G_{ij} = \int_{\Gamma_j} u^* d\Gamma = J \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N (u^*)_k w_i w_j \quad (5)$$

де  $H_{ij} = \left\{ \begin{array}{l} \hat{H}_{ij}, i \neq j \\ \hat{H}_{ij} + C_i, i = j; \end{array} \right\};$

$w_i, w_j$  – вагові коефіцієнти при числовому інтегруванні;

$J$  – якобіан переходу від місцевої до глобальної системи координат, для лінійного граничного елемента  $J = l_i / 2$ .

Інтеграл по внутрішніх чарунках ґрунту  $\Omega$  обраховувався за схемою напіваналітичного інтегрування, запропонованого Ж. Теллесом, К. Бреббія [3] з використанням формули Хаммера:

$$\int_{\Omega} \dot{\sigma}^* \Phi^T d\Omega = \sum_{k=1}^K (\dot{\sigma}^* \Phi^T)_k W_k J_k, \quad (6)$$

де  $J_k$  – якобіан перетворення системи координат;

$W_k$  – вагові коефіцієнти методу Хаммера.

Запропонована модель на кожному кроці навантаження враховує зміну НДС основ, поверхню текучості, шлях навантаження, історію деформування, дилатансію та контрактацію ґрунту. Взаємозв'язок між швидкостями пластичних деформацій і напруженнями при роботі ґрунту в нелінійній стадії описувався за неасоційованим законом пластичної течії

$$d\varepsilon_{ij}^P = d\lambda \frac{dF}{d\sigma_{ij}}, \quad F \neq f, \quad (7)$$

де  $F$  – пластичний потенціал, функція історії деформування;

$f$  – критерій переходу до пластичного стану;

$d\lambda$  – скалярний коефіцієнт простого навантаження, знаходиться в ході розв'язання пластичної задачі.

Кут зсуву  $\varphi_m$  ґрунтової основи (нахил дотичної до кругів Мора) в моделі визначено за формулою

$$\varphi_m = \varphi_f \pm \theta, \quad (8)$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{d\varepsilon_v}{d\gamma} = \Lambda, \quad (9)$$

де  $\varphi_f$  – кут внутрішнього тертя ґрунту,

$\Lambda$  – швидкість дилатансії (додатковий параметр неасоційованої моделі пластичної течії).

В початковому варіанті розрахунку в якості фундаментної конструкції для будівлі на рис. 2 та ґрунтів природного залягання з  $E = 17,051$  МПа взято фундаментну плиту висотою  $h = 0,7$  м. Середній тиск на основу становив  $85000 \text{ кН}/880 \text{ м}^2 = 96,6$  кПа. До глибини 19,5 м майданчик складено слабкими глинистими ґрунтами (рис.3), під якими – граніт. Прогнозована величина осідання будівлі під навантаженням 85000 кН (вага будівлі обрахована в програмному комплексі "ЛІРА") становила  $s = 6,3$  см (рис. 4). З метою зменшення осідання будівлі висоту фундаментної плити збільшено до  $h = 1$  м, осідання становило  $s = 4,7$  см (рис. 4).

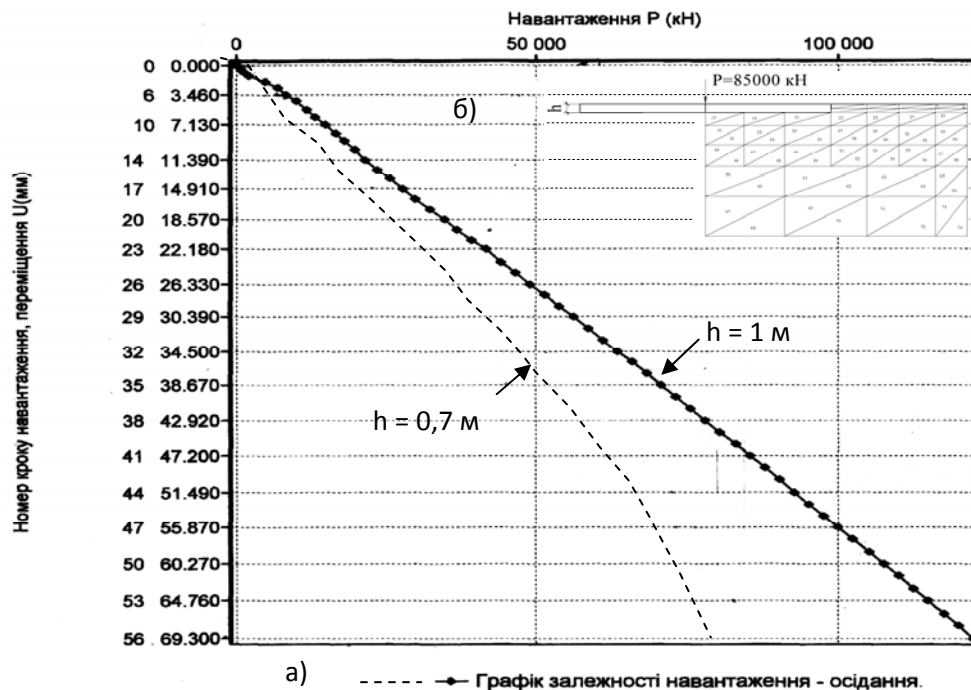


Рис. 4. Графік залежності осідання-навантаження при різній товщині плити

10 см підсіпки з гравію підняли середньозважену величину модуля деформацій ґрунтової основи до  $E = 29000$  МПа. Очікуване осідання будівлі становило  $s = 3,73$  см (рис. 5) при коефіцієнті водонасичення ґрунту природного залягання  $S_r = 0,45$ .

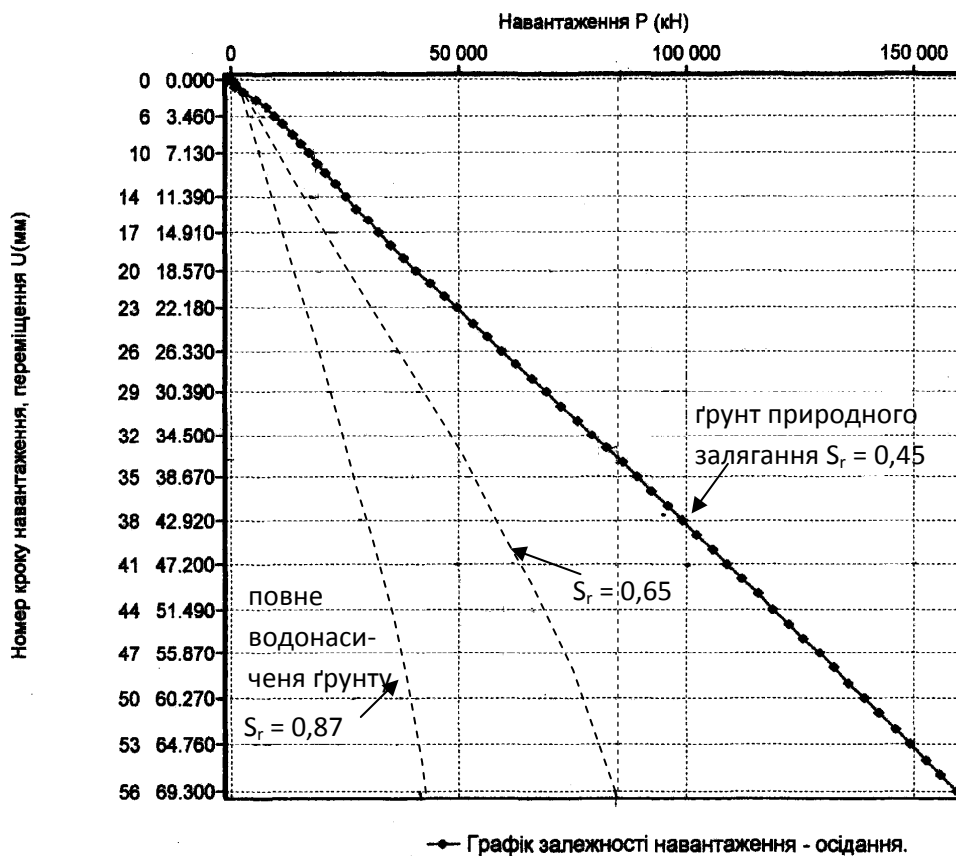


Рис. 5. Графік залежності осідання-навантаження при різному ступеню водонасичення

Числове моделювання процесу замокання наведено на рис. 5. Підняття частки заповнення пор дисперсного ґрунту до  $S_r = 0,65$  – осідання будівлі на фундаментній плиті  $h = 1$  м сягає 7 см, а при збільшенні  $S_r$  до 0,87 (практично повного водонасичення ґрунту) осідання становить 15 см, що перевищує нормативно допустиму величину осідання висотних будівель 10 см.

## Висновки

1. За даними числового моделювання за МГЕ деформативність висотної будівлі на рис. 2 збільшилась при замоканні основи до повного водонасичення в 4,02 рази, підвівши її до аварійного стану. Результати моделювання підтвердили, що величина сили тертя в ґрунтах дуже чутлива до води і різко зменшуються при збільшенні вологості, що призводить до значного зменшення несної спроможності фундаментів.
2. Числове моделювання за МГЕ процесу замокання основи виявляє утворення значних пластичних областей внаслідок дилатансії ґрунту. Розклинювальна дія плівок води веде до підвищення деформативності, що необхідно враховувати в проектних розрахунках.

## Література

1. Моргун А.С. Застосування МГЕ у розрахунках палів в пластичному середовищі ґрунту. Вінниця: Універсум–Вінниця, 2001. – 64 с.
2. Гольдштейн М.Н. Механические свойства ґрунтов. – М. : Стройиздат, 1971. – 368 с.
3. Бреббия К., Теллес Ж., Вроубел Л. Методы граничных элементов. – М. : Мир, 1987. – 523 с.