

Ткачук С.Г., докт. техн. наук, Євсейчик Ю.Б., канд. ф-м. наук,
Медведєв К.В., канд. ф-м. наук

ОСОБЛИВОСТІ ВРАХУВАННЯ ГІДРОСТАТИЧНОГО ТИСКУ В ПРОЕКТУВАННІ ФУНДАМЕНТІВ МОСТОВИХ ОПОР

В переліку навантажень і дій впродовж щонайменше півстоліття переходить із норм в норми настанова щодо врахування при розрахунку фундаментів мостових опор «гідростатичного тиску води». Через відсутність докладних пояснень як це треба робити виникає багато дошкульних непорозумінь. Головне питання, довкола якого і досі точаться дискусії, полягає в доведенні необхідності врахування виштовхувальної сили, якщо під подошвою фундаменту залягає водонасичений ґрунт, порова вода якого становить єдиний масив з акваторіальною. Варто наголосити, що сила гідростатичного тиску при циліндричних опорах і фундаментах може діяти тільки на подошву фундаменту та на верхній і нижній обрізи плити ростверку, тому що на їх бічних поверхнях гідростатичний тиск самоврівноважується. Різниця сил гідростатичного тиску, що діють на обрізи плити ростверку, може створювати виштовхувальну силу Архімеда, але вона не може бути значною, внаслідок малих площ змочених водою рис.1.

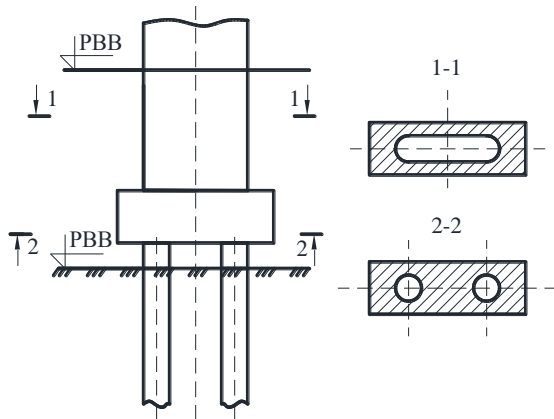


Рисунок 1 – Площі обрізів ростверку (заштриховані), на які діє сила гідростатичного тиску

Якщо опора нециліндрична (рис. 2), то на її нахилені поверхні буде діяти виштовхувальна сила, що дорівнює:

$$P = \rho g \int_0^{h_1} (\omega_2 - \omega_1) dh \quad (1)$$

де ω_2 - повна площа поперечного перерізу опори, яка змінюється по висоті опори, ω_1 - частина площі поперечного перерізу опори, яка обмежена вертикальною площиною, постійна по висоті опори.

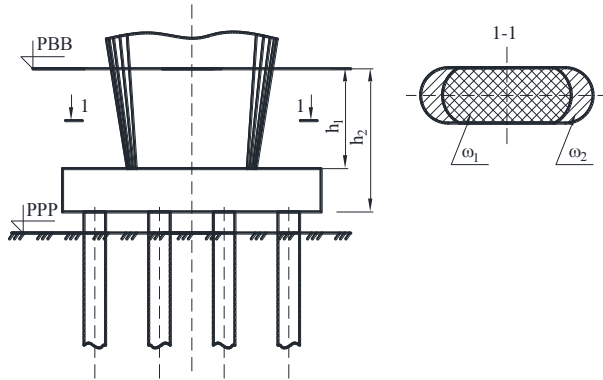


Рисунок 2 – Нециліндрична опора, на яку діє виштовхувальна сила

Коли опора звужується від ростверку до ригеля (рис. 3), то на неї буде діяти сила гідростатичного тиску обчислювана за формулою (1), але в цьому випадку вона направлена вертикально вниз і буде привантажувати опору.

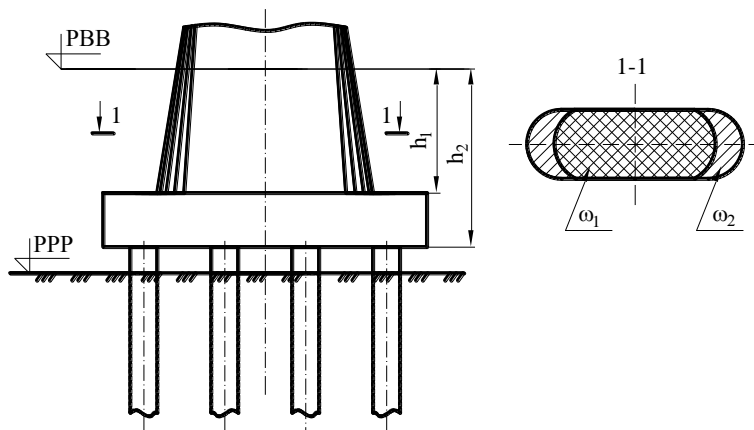


Рисунок 3 – Нециліндрична опора, яка сприймає гідростатичний тиск

Для з'ясування наявності гідростатичного тиску на фундамент у водонасичених ґрунтах застосовується фазова модель ґрунту, яка була запропонована К.Терцагі ще у 1925 році [1]. Він прийняв кістяк ґрунту і воду в

його порах такими, що не стискаються. Отже об'ємні деформації ґрунту можуть відбуватися тільки внаслідок зміни в ньому відносної кількості фаз. При стисненні об'єм пор зменшується і на стільки ж збільшується об'єм кістяка (на одиницю об'єму ґрунту). Якщо пори ґрунту заповнені водою, то ущільнення супроводжується витисканням з пор відповідної її кількості. Отже зміна об'єму фазової моделі ґрунту дорівнює зміні об'єму рідкої фази.

Задля наочності М.Н.Гольдштейн [2] пропонує розглянути такий дослід. В ємність, на дно якої насипано шар піску, заливається вода, рис. 4.

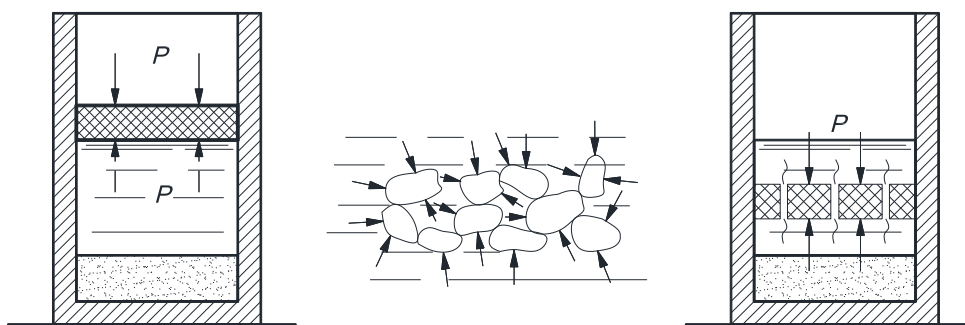


Рисунок 4 – Схема досліду М.Н.Гольдштейна

Через поршень на воду прикладається тиск p . Цей тиск замість поршня з навантаженням можна відтворити також додатковою кількістю води з висотою стовпа, що становить:

$$h = \frac{p}{\rho g}, \quad (2)$$

де: ρ – густина води; g – прискорення вільного падіння.

До речі, останній варіант ближчий до природних умов на акваторії мостового переходу.

Додатковий тиск p в рідині від навантаження на поршень буде діяти і в рідині, що знаходиться в порах піску. При цьому кожна піщинка отримає додатковий всебічний рівномірний тиск p , але це не призведе до їх деформацій, тому що у фазовій моделі ґрунту вони приймаються абсолютно жорсткими.

Якщо уявити, що в поршні є малі отвори, через які буде протискуватися вода і він зможе поступово опускатися, поки не торкнеться піщаного шару.

Впродовж всього часу руху поршня напружений стан піску не буде змінюватися, і деформації його будуть відсутні, хоча у воді буде існувати деякий тиск, який можна прийняти як і раніше p . Коли поршень опуститься на піщаний шар, почнеться його обтиснення, супроводжене зменшенням пористості і вичавлюванням з нього води (явище консолідації ґрунту).

Для наочного представлення явищ, що відбуваються в двофазній системі, К.Терцагі запропонував механічну модель, зображену на рис. 5.

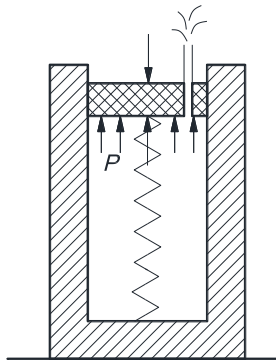


Рисунок 5 – Модель Терцагі

В ній роль шару ґрунту на дні ємності грає сталева пружина, а роль води в порах – вода, що оточує пружину, причому остання може стискатися лише при зменшенні об'єму води в циліндрі.

При стисненні пружини буде збільшуватися її реакція і відповідно зменшуватися тиск на воду. Тиск у воді p дорівнюватиме тиску на поршень за винятком реакції пружини, яка моделює реакцію кістяка ґрунту. Коли пружина стиснеться на стільки, що її реакція повністю врівноважить тиск на поршень, тиск у воді p дорівнюватиме нулю. Таким чином, в процесі деформації моделі відбувається безперервний перерозподіл зусиль між водою і пружиною. В початковій стадії все навантаження сприймається водою, а в кінці – пружиною. Аналогічно до цієї моделі у двофазному середовищі (ґрунт насичений водою) в перший момент після навантаження весь тиск сприймається поровою водою, в кінці – кістяком ґрунту.

Якщо позначити напруження в кістяку через R , напруження в рідині через p , а загальне напруження через σ , то для двофазної моделі К.Терцагі має виконуватися умова:

$$\sigma = R + p \quad (3)$$

Причому в першу мить після прикладення навантаження ($t = 0$) $\sigma = p$, а на прикінці процесу деформування ($t = \infty$) $\sigma = R$.

Подібний процес відбувається і під подошвою фундаменту у водонасичених ґрунтах. Тому можна стверджувати, що у випадках, коли розрахунковий опір ґрунту R під подошвою більший за гідростатичний тиск p , виштовхувальна сила Архімеда дорівнює нулю і не має жодних підстав для її врахування.

В сучасній методиці визначення розрахункового опору ґрунту останній розглядається як пружна основа типу Фуса-Вінклера, що характеризується величиною коефіцієнта постілі C_n . Переміщення кожної точки такої пружної основи пов'язано з інтенсивністю розподілених по її поверхні навантажень, які прикладено до цієї точки і не залежать від навантажень, що діють на інші точки поверхні. Це означає, що за межами завантаженої ділянки переміщення точок поверхні пружної основи дорівнюють нулю.

Таким чином, реакція основи типу Фуса-Вінклера на переміщення w точок її поверхні дорівнює

$$R = C_n w, \quad (4)$$

де C_n – коефіцієнт постілі пружної основи, що дорівнює тиску, який призводить до переміщення точок на її поверхні по нормалі на одиницю.

Коефіцієнт C_n під подошвою оболонки або стовпа визначається за формулою

$$C_n = \frac{5K_n h_1}{d_n}, \quad (5)$$

де: K_n – коефіцієнт пропорційності, наведений в табл. 1; h_1 – глибина закладення фундаменту від розрахункового рівня розмиву (РРР); d_n – діаметр подошви оболонки чи стовпа, а при поширенні – найбільший діаметр поширення.

Таблиця 1 - Значення коефіцієнтів пропорційності [3]

Грунти	K_n для паль, кН/м ⁴	K_n для оболонок і бурових паль кН/м ⁴
Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 < J_L \leq 1$)	650-2500	500-2000
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < J_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 < J_L \leq 1$); пілуваті піски ($0,6 < J_L \leq 0,8$)	2500-5000	2000-4000
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 < J_L \leq 0,5$); тверді супіски ($J_L \leq 0$); піски дрібні ($0,6 < e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 < e \leq 0,7$)	5000-8000	4000-6000
Тверді глини і суглинки ($J_L \leq 0$); піски крупні ($0,55 < e \leq 0,7$)	8000-13000	5000-10000
Піски гравелісті ($0,55 < e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповненням		10000-20000

Отже, якщо розглянути відношення розрахункового опору ґрунту до гідростатичного тиску на рівні подошви фундаменту

$$\frac{R}{p} = \frac{5 K_n}{\rho g d_n} \frac{1}{1 + \eta}, \quad (6)$$

де $\eta = h/h_1$ а h – глибина води біля опори;

На підставі викладеного вище, при $R/p \geq 1$ гідростатичний тиск під опорою і як наслідок виштовхувальна сила будуть відсутні.

На рис. 6 показані графіки залежності R/p від типу ґрунту і відносної глибини η для діаметру подошви $d_n = 1,2$ м.

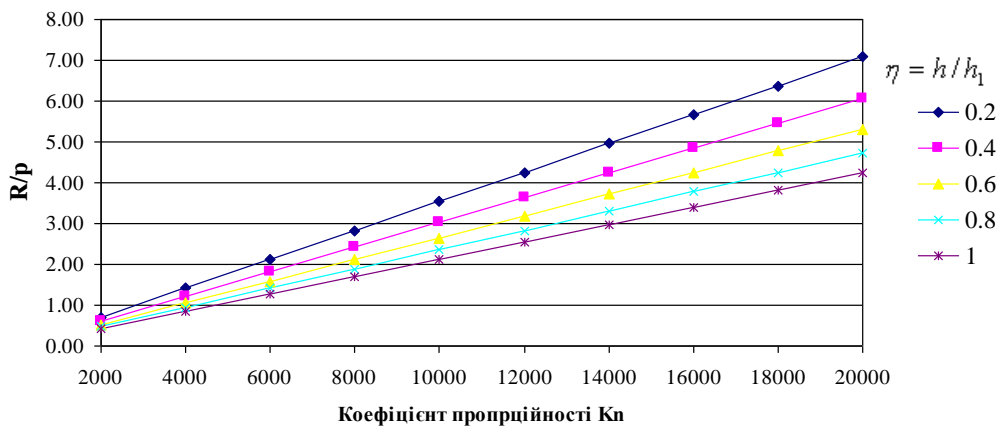


Рисунок 6 – Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під підшавою фундаменту

Для оболонки і стовпів $d_n = 1,2$ м відношення $R/p < 1$ зосереджені в дуже малій області зміни відносних глибин η і типів ґрунтів, представлених на графіках коефіцієнтами пропорційності. Врахування гідростатичного тиску під підшавою таких фундаментів може бути доцільним лише при відносних глибинах $\eta > 0,4$ і для ґрунтів з $K_n < 4000$. При цьому виштовхувальна сила A визначатиметься за формулою

$$A = (p - R)\omega_n, \quad (7)$$

де ω_n – площа підшави фундаменту.

Подібні графіки отримані також для фундаментів глибокого закладення (оболонки, стовпів, бурових паль) з діаметрами підшави $d_n = 1,6$ м (рис. 7) та для $d_n = 3$ м (рис. 8).

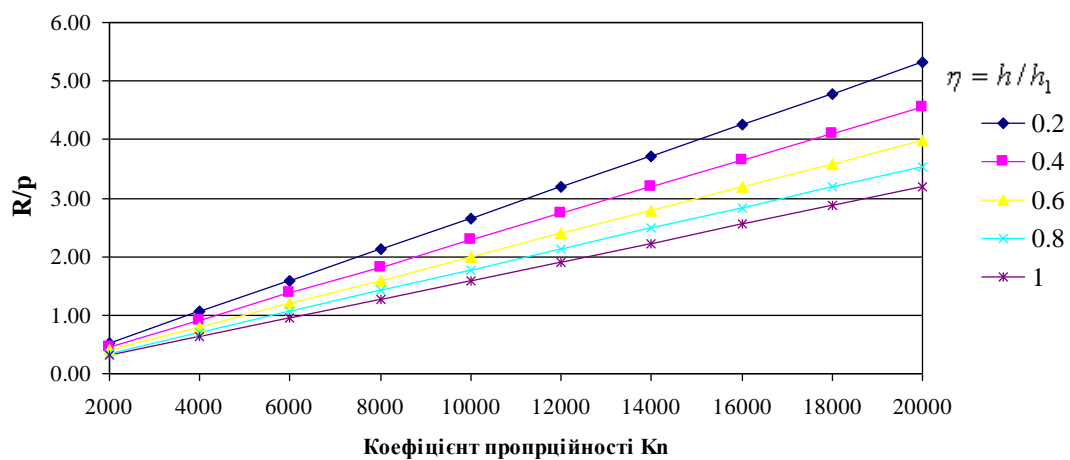


Рисунок 7 – Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під підшавою фундаменту $d_n = 1,6$ м

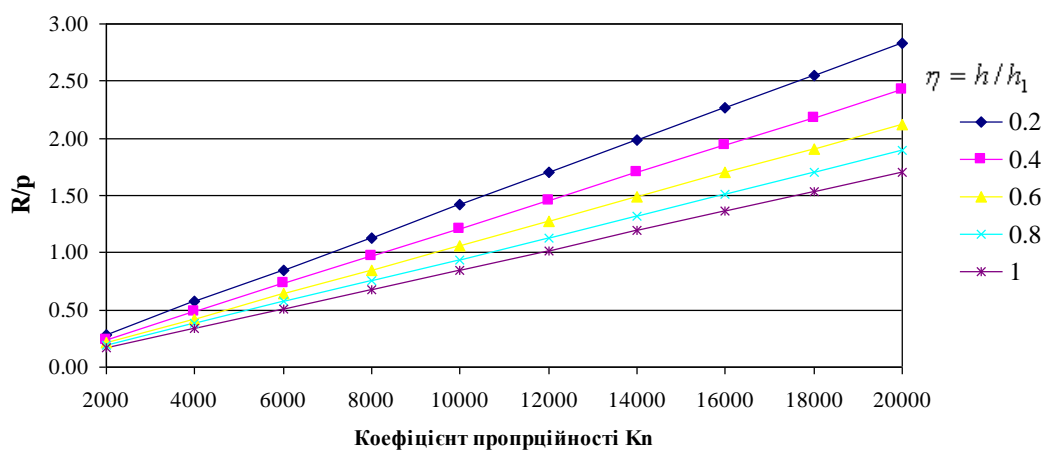


Рисунок 8 – Відношення опору ґрунту до гідростатичного тиску під підшовою фундаменту $d_n = 3$ м

Зіставлення графіків для різних діаметрів дозволяє зробити висновок, що при збільшенні діаметра паль розширює область відносних глибин і ґрунтів, коли може виявитись доцільним врахування гідростатичного тиску і виштовхувальної сили за формулою (7).

ЛІТЕРАТУРА

1. Terzaghi K. Tffect jf Vinor Geologic Details jn the Safety of Dams. “Amer. Inst. Min. and Metal. Eng.”, TP 215? 1929.
2. Гольдштейн М.Н. Механические свойства ґрунтов – М.: Стройиздат, 1971. – 366 с.
3. Глотов Н.М., Соловьев Г.П., Файнштейн И.С. Основания и фундаменты мостов: Справочник/ Под ред. К.С.Силина. – М.: Транспорт, 1990. – 240 с.