

відомими методами. Ця методика дає змогу отримувати нові результати у дослідженні динаміки стрижневих систем.

1. Баженов В.А., Даценко А.Ф., Коломиец Л.В., Оробей В.Ф. *Строительная механика: Специальный курс. Применение метода граничных элементов.* – Одесса: Астропринт, 2001. – 240 с.  
2. *Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / Под ред. А.Ф. Смирнова.* – М.: Стройиздат, 1984. – 415 с.  
3. Давидчак О.Р., Тацій Р.М., Ушак Т.І. Розв'язок задач динаміки дискретно-неперервних стрижневих систем методом граничних елементів з апроксимацією коефіцієнтів диференціальних рівнянь // *Вісн. Нац. ун-ту "Львівська політехніка"*. – 2004. – № 495. – С. 62–64.  
4. Давидчак О., Тацій Р. Розв'язок задач динаміки і стійкості стержневих систем із дискретно-неперервним розподілом параметрів // *ZESZYTY NAUKOWE Politechniki Rzeszowskiej. Budownictwo i inżynieria srodowiska.* – Rzeszow, 2004. – Z. 37. – С. 57–60  
5. Давидчак О.Р. Розрахунок рам як дискретно-неперервної стрижневої системи на вільні коливання // *Вісн. Нац. ун-ту "Львівська політехніка"*. – 2004. – № 520. – С. 53–56.  
6. Тацій Р., Давидчак О. *Lbyfvsxyf cnsqrsent rjucnherws] ghb ls] ckslre.xj] cbkb d evjdf[ dskmyuj gjkmjne* // *6<sup>th</sup> International Scitntific Conference Aktualne problemy budownictwa i inzynierii srodowiska. Politechniki Rzeszowskiej.* – Rzeszow, 2001. – С. 368–371.  
7. Тацій Р., Давидчак О. Про оптимальне розташування мас на консолі при автоколиванні втраті стійкості // *5<sup>th</sup> International Scitntific Conference Aktualne problemy budownictwa i inzynierii srodowiska. Politechniki Rzeszowskiej.* – Rzeszow, 2000. – С. 547–550.

УДК 624.154.54

Б.Г. Демчина, В.Г. Корвін, В.В. Корвін, І.Є. Демчина  
Національний університет "Львівська політехніка",  
кафедра будівельних конструкцій та мостів

## ВИПРОБУВАННЯ БУРОНАБИВНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПАЛЬ НА ГОРИЗОНТАЛЬНЕ ЗУСИЛЛЯ НА ЗАБУДОВАНИХ ТЕРИТОРІЯХ

© Демчина Б.Г., Корвін В.Г., Корвін В.В., Демчина І.Є., 2007

**Проведено експериментальні випробування натурних зразків палей на дію горизонтального зусилля, наведено порівняння експериментальної та розрахункової несучої здатності, визначено точки умовного защемлення палей в ґрунті.**

**The experimental tests of standards of models of piles on the action of horizontal effort are conducted. Comparison of experimental and calculation bearing capabilities is conducted. Certain points of the conditional jamming of piles in soil are defined.**

**Постановка проблеми.** На вул. Головацького, 23 у м. Львові планується будівництво багатоповерхового житлового комплексу. Враховуючи, що проєктовані будинки є вставками між існуючими житловими громадськими та виробничими будинками, застосування забивних палей може значно погіршити технічний стан існуючих будинків, які після тривалої експлуатації (близько 100 років), мають значні пошкодження. У таких випадках є доцільним використання буронабивних палей. Для ефективного їх використання необхідно експериментально перевірити їх несучу здатність на дію горизонтального зусилля у ґрунтових умовах будівельного майданчика.

**Постановка завдання.** Завданням випробування було встановлення експериментальної несучої здатності палей на горизонтальне навантаження і порівняння її з розрахунковою.

**Виклад основного матеріалу.** Буронабивні палі виготовляють у попередньо пробурених свердловинах, в яких встановлюють металеву трубу або арматурний каркас і вкладають бетон. Останнім часом цим палям надають перевагу, оскільки порівняно із іншими варіантами

фундаментів вони дешевші, для них потребується менше арматури, їх можна точніше занурити до необхідної відмітки, їх використання доцільне на забудованих територіях для запобігання динамічним діям на прилеглі споруди.

Ділянка будівництва житлового комплексу розташована в межах розчленованої північної частини Львівського плато. Інженерно-геологічні умови ділянки ускладнені присутністю насипних ґрунтів потужністю 2,7–4,0 м (рис. 1, 2). Для випробувань було виготовлено три дослідні буронабивні залізобетонні (ПБ1, ПБ2 і ПБ3) та дві трубобетонні (ПТ1, ПТ2) палі (рис. 1, 2).

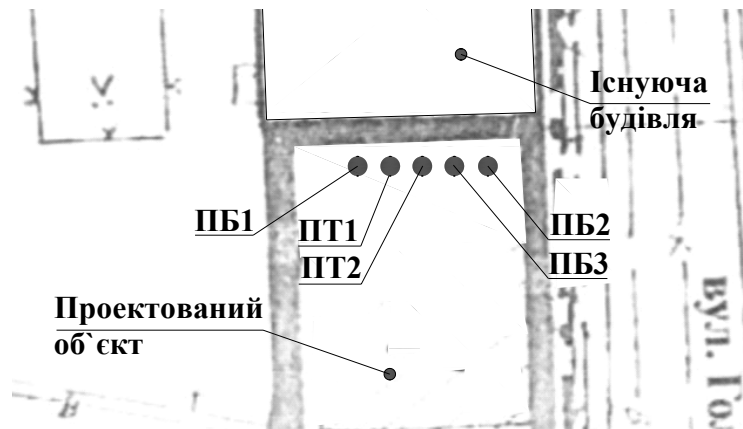


Рис. 1. Схема розташування дослідних зразків буронабивних залізобетонних палей

Дослідні палі ПБ1-ПБ3 були виготовлені завдовжки 6,0 м та діаметром 250 мм, а палі ПТ1, ПТ2 з діаметром металеві труби 219 мм – біля стіни існуючої будівлі. Несучою основою палей був пісок середньої зернистості з незакономірними малопотужними прошарками пілуватого.

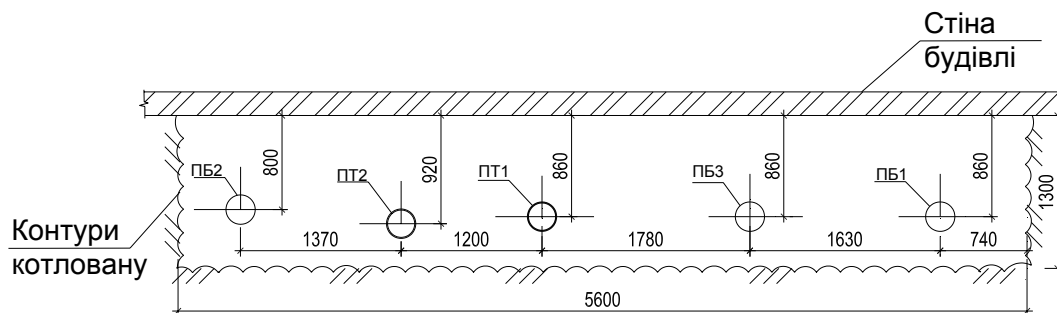


Рис. 2. Схема розташування дослідних палей:  
ПТ1, ПТ2 – палі трубобетонні; ПБ1, ПБ2, ПБ3 – палі буронабивні залізобетонні

**Методика досліджень.** Було проведено випробування буронабивних палей з метою експериментальної перевірки їх несучої здатності за схемою статичного навантаження. Випробування палей проводилось монотонним способом ступінчасто-зростаючим навантаженням згідно з п. 8.2.1 [3]. У комплект обладнання для випробування дослідних палей входили: насосна станція НСР-400 та гідравлічний домкрат для завантаження палей, динамометр, реперна система і вимірювальні прилади для замірювання переміщень дослідних палей (рис. 3).

Перші ступені навантаження були прийняті відповідно до п. 8.2.1 [3] завбільшки 1/10 від найбільшої величини очікуваного навантаження на палю і становили 3,5–5 кН. Кожний ступінь навантаження витримувався до умовної стабілізації деформації ґрунту, за якої, згідно з вимогами [3] (п. 8.2.1), для цих ґрунтових умов швидкість переміщення палей не перевищувала 0,1 мм за останні 2 год спостережень за приладами, розташованими на рівні прикладання горизонтального навантаження. Горизонтальні переміщення палей вимірювалися парними прогиновимірами системи Аїстова, розташованими на висоті  $h = 1,15$  м від дна котловану, що відповідало точці прикладання рівнодіючого зусилля від горизонтального

тиску ґрунту та фундаменту існуючого будинку, а також на висоті 0,575 м від дна котловану. Горизонтальні переміщення палі на рівні дна котловану вимірювали за допомогою штангенциркуля.

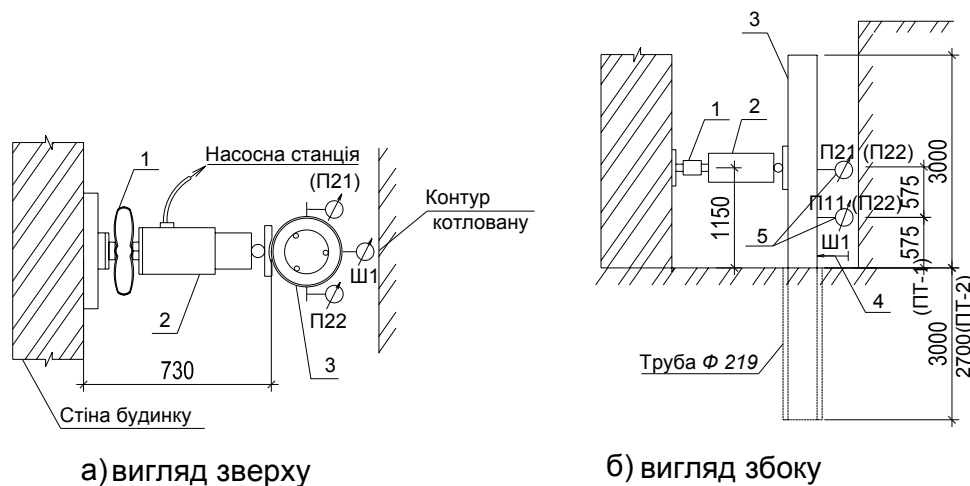


Рис. 3. Схема випробування палі ПТ-1, ПТ-2:  
 1 – динамометр ДОСМ-3-5; 2 – домкрат гідравлічний М400;  
 3 – випробувана палля; 4 – штангенциркуль; 5 – прогиномір Аїстова

Експериментальне значення несучої здатності палі по ґрунту за результатами випробувань визначалося за вказівками [4]. За експериментальне значення несучої здатності палі по ґрунту за графіками залежності горизонтальних переміщень від навантажень приймалося таке навантаження, без збільшення якого переміщення палі безперервно зростали.

За величину розрахункового навантаження, яке можна допустити на палю за умови гранично допустимих горизонтальних деформацій проектаних будинків згідно з [3] (п. 8.2.4) приймалося навантаження, за якого величина горизонтального переміщення палі в рівні поверхні ґрунту дна котловану дорівнювала гранично допустимій величині  $\Delta_{\max}=10$  мм. Оскільки діаметр свердловини для влаштування трубобетонної палі дорівнював 250 мм, а простір між палею і стінкою свердловини нічим не заповнювався, за величину експериментальної несучої здатності палі з умови гранично допустимих горизонтальних деформацій проектаних будинків приймалося навантаження, що відповідало (з урахуванням вільного переміщення палі завбільшки  $\Delta=30$  мм) горизонтальному переміщенню палі в рівні поверхні ґрунту  $\Delta_{\text{ек}}=\Delta_n+\Delta=10+30=40$  мм.

Загальний вигляд випробувальної установки і характер руйнування палі ПБ3 показано на рис. 4.



Рис. 4. Вигляд дослідної установки:  
 а – загальний вигляд; б – характер руйнувань палі ПБ3

**Результати досліджень.** Робота палі в ґрунті обумовлюється розвитком по глибині реактивних зусиль опору ґрунту і прагненню палі розвернутись навколо деякої точки – точки нульових переміщень ( $O_x$ ) або умовного защемлення – глибина до рівня ґрунту, на якій величина горизонтального переміщення палі дорівнює нулю. Точці умовного защемлення відповідає найбільше значення величини реактивного опору ґрунту.

Розрахункову несучу здатність визначаємо за п. 12 дод. 1 СНИП [4] за одностадійного розрахунку палі (перша стадія). За одностадійного розрахунку палі горизонтальне переміщення  $u_0$ , м, і кут повороту  $\psi_0$ , рад, необхідно визначати за формулами (30, 31) п.12 дод. 1 СНИП [13]:

$$\begin{aligned} u_0 &= H_0 \varepsilon_{nn} + M_0 \varepsilon_{nm}; \\ \psi_0 &= H_0 \varepsilon_{mn} + M_0 \varepsilon_{mm}, \end{aligned} \quad (1)$$

де  $H_0$ ,  $M_0$  – розрахункові значення відповідно поперечної сили, кН, і згинального моменту, кН·м, в розглядуваному перерізі палі, які приймаються такими, що дорівнюють  $H_0=H$  і  $M_0=M+Hl_0$  (тут  $l_0$  – відстань від дна котловану до точки прикладання навантаження;  $H$  і  $M$  – розрахункові значення поперечної сили, кН, і згинального моменту, кН·м, які діють на голову палі (рис. 5));  $\varepsilon_{nn}$  – горизонтальне переміщення перерізу від дії сили  $H=1$ , яка прикладена в рівні поверхні ґрунту, м/кН;  $\varepsilon_{nm}$  – горизонтальне переміщення перерізу від моменту  $M=1$ , який прикладений в рівні поверхні ґрунту, 1/кН;  $\varepsilon_{mn}$  – кут повороту перерізу від дії сили  $H=1$ , 1/кН;  $\varepsilon_{mm}$  – кут повороту перерізу від дії моменту  $M=1$ , 1/кН.

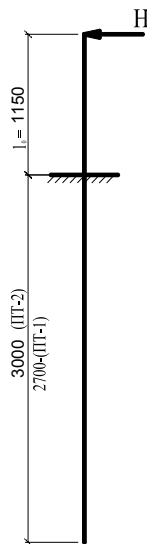


Рис. 5. Розрахункова схема палі

Переміщення  $\varepsilon_{nn}$ ,  $\varepsilon_{nm} = \varepsilon_{mn}$  і  $\varepsilon_{mm}$  обчислюються за формулами (32–34) п. 12 дод. 1 СНИП [4]:

$$\varepsilon_{nn} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^3 EI} A_0; \quad \varepsilon_{nm} = \varepsilon_{mn} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon^2 EI} B_0; \quad \varepsilon_{mm} = \frac{1}{\alpha_\varepsilon EI} C_0,$$

де  $\alpha_\varepsilon$  – коефіцієнт деформації, 1/м, визначається за формулою (11) дод. 1 СНИП [4]:

$$\alpha_\varepsilon = \sqrt[5]{\frac{K b_p}{\gamma_c EI}}, \quad (2)$$

де  $K$  – те саме, що і у формулі (1);  $E$  – модуль пружності матеріалу палі, кПа;  $I$  – момент інерції перерізу палі, м<sup>4</sup>;  $b_p$  – умовна ширина палі, м,  $b_p = 1,5d + 0,5$ , м;  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, дорівнює 3;  $d$  – діаметр палі, м;  $A_0$ ,  $B_0$ ,  $C_0$  – безрозмірні коефіцієнти, які приймаються за табл. 5 дод. 1 [4] залежно від приведеної глибини залягання нижнього кінця палі в ґрунт, яка дорівнює:

$$\bar{l} = l \alpha_\varepsilon.$$

Обчислення величини розрахункової несучої здатності виконаємо способом поступового наближення за вищенаведеною методикою. За критерій несучої здатності палі приймаємо величину переміщення палі в рівні дна котловану, яка дорівнює 10 мм.

Для знаходження точки умовного защемлення (рис. 6) визначаємо розрахунковий тиск на глибині  $Z$ , м, за формулою

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_\varepsilon} \bar{z} \left( u_p A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_\varepsilon} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_\varepsilon^2 EI} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_\varepsilon^3 EI} D_1 \right), \quad (3)$$

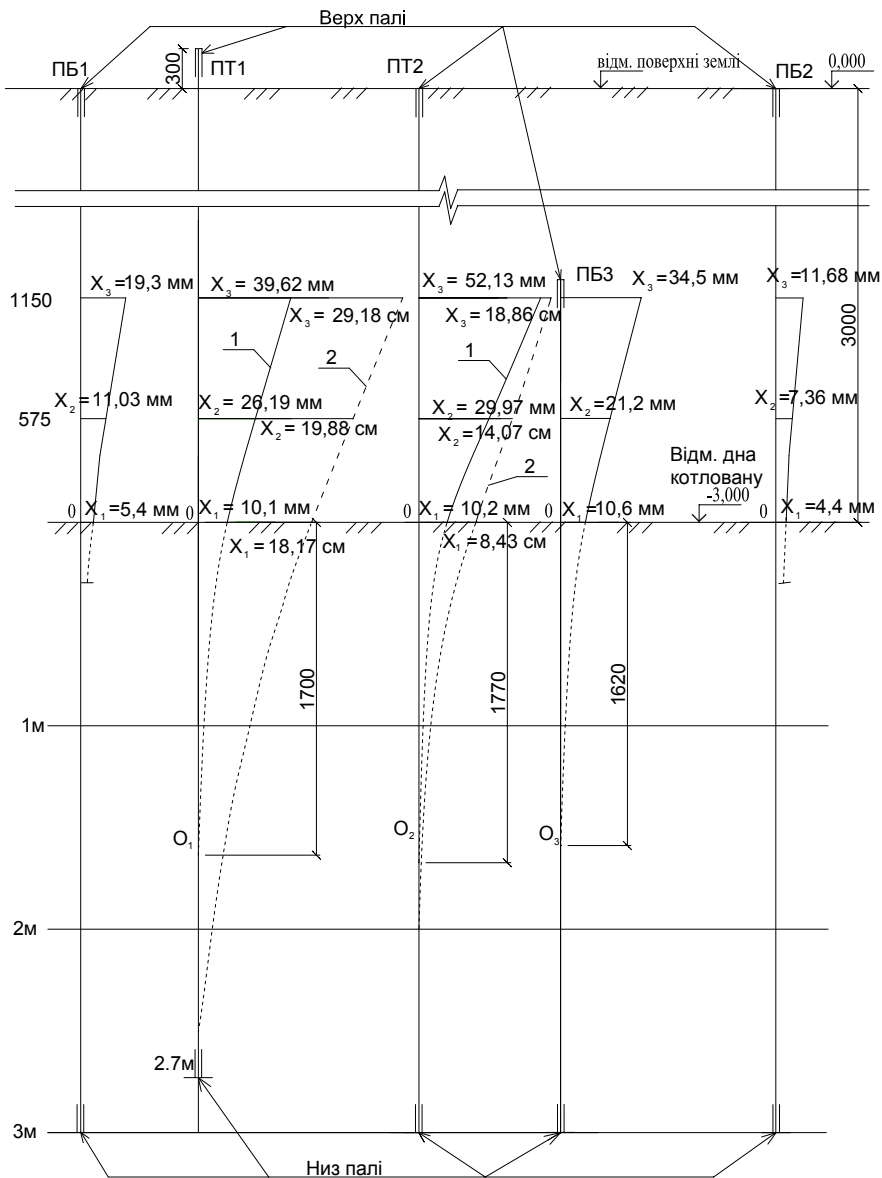


Рис. 6. Графіки горизонтальних переміщень трубобетонних (ПТ1 і ПТ2) і буронабивних залізобетонних (ПБ1, ПБ2 і ПБ3) палі в рівнях встановлення засобів вимірювальної техніки: 1 – за досягнення несучої здатності палі по ґрунту; 2 – за максимальних випробувальних навантажень

де  $K$  – те саме, що і у формулі (1);  $\alpha_\varepsilon$  – коефіцієнт деформації, 1/м;  $E$  – модуль пружності матеріалу палі, кПа;  $I$  – момент інерції перерізу палі, м<sup>4</sup>;  $\bar{z}$  – приведена глибина, яка визначається за формулою  $\bar{z}_i = z_i \alpha_\varepsilon$  залежно від значення дійсної глибини  $z$ , для якої визначаються значення тиску  $\sigma_z$ ;  $H_0, M_0$  – те саме, що і у формулі (2);  $A_1, B_1, C_1, D_1$  – коефіцієнти, значення яких прийма-

ються за табл. 4 дод. 1 СнП [13];  $u_p$  – розрахункове значення горизонтального переміщення палі в рівні прикладення зусилля, м, і визначається за формулою (12) п. 5 дод. 1 СнП [13]:

$$u_p = u_0 + \psi_0 l_0 + \frac{H_0 l_0^3}{3EI} + \frac{M_0 l_0^2}{2EI}. \quad (4)$$

За результатами проведених випробувань палі ПБ1 та ПБ2 встановити експериментальне значення їх несучої здатності було неможливо, оскільки втрата несучої здатності палі відбулася не по ґрунту, а по тілу палі (палі зруйнувалися по бетонному перерізу в зв'язку з неякісним зварюванням арматурних каркасів в місці їх розриву).

Графіки залежності осідання палі від навантаження зображено на рис. 7 та 8.

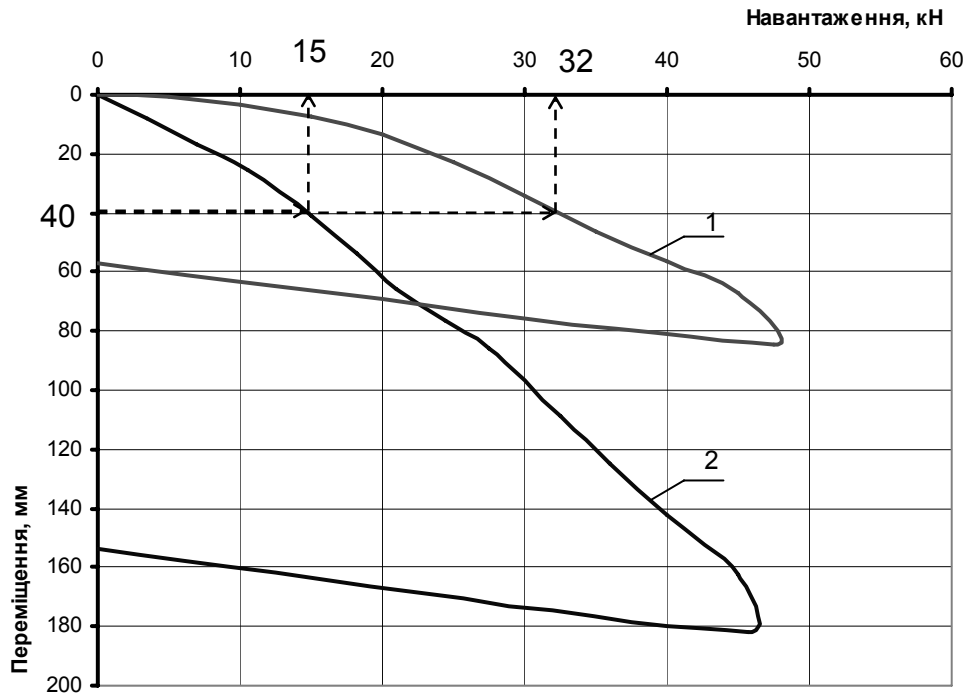


Рис. 7. Графіки залежності переміщення трубобетонних палей від горизонтального навантаження:  
1 – для палі ПТ1; 2 – для палі ПТ2

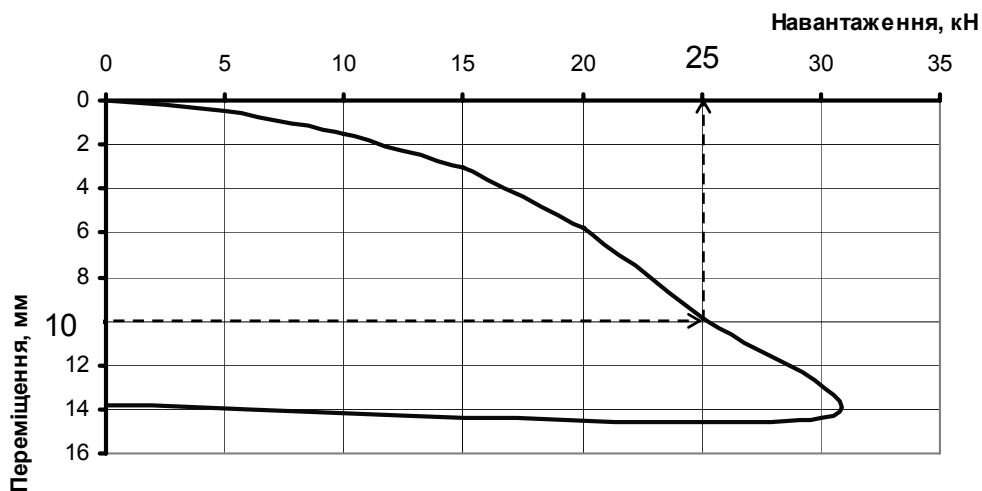


Рис. 8. Графік залежності переміщення буронабивної палі ПБ3 від горизонтального навантаження

Несуча здатність  $F$ , кН, палі за результатами випробування горизонтальним статичним навантаженням визначалась згідно з п.5.3[4] за формулою

$$F = m \cdot F_{lim}^n / \gamma_g, \quad (5)$$

де  $m$  – коефіцієнт умови роботи, що приймається у разі горизонтальних навантажень, що дорівнює 1,0;  $F_{lim}^n$  – нормативне значення граничного опору палі, що приймається для випадку, якщо кількість палей, випробуваних в однакових ґрунтових умовах, становить менше шести штук, дорівнює найменшому граничному опору, одержаному за результатами випробувань;  $\gamma_g$  – коефіцієнт безпеки по ґрунту, що приймається для вищезазначеного випадку дорівнює 1,0.

Розрахункова несуча здатність палей  $H_d$  становить: 9,4 кН для палей ПБ1, ПБ2, ПБ3; 7,9 кН для палі ПТ1 і 10,5 кН для палі ПТ2. Експериментальна несуча здатність палей згідно з графіками становить: для трубобетонних палей ПТ1 і ПТ2 відповідно 32 кН і 15 кН; для буронабивної палі ПБ3 – 25 кН.

Для порівняння експериментальних і теоретичних розрахункових значень несучої здатності палей усі дані заносимо в таблицю.

### Порівняння експериментальних і розрахункових значень несучої здатності палей на дію горизонтального зусилля

Марка палі (довжина палі в ґрунті, м)	Розрахункове зусилля $H_d$ , кН	Експериментальне значення несучої здатності палі $F$ , кН	$\frac{H_d}{F}$
1	2	3	4
ПБ1 (3)	9,4	-	-
ПБ2 (3)	9,4	-	-
ПБ3 (3)	9,4	25	2,66
ПТ1 (2,7)	7,9	15	1,9
ПТ2 (3)	10,5	32	3,05

**Висновки:** 1. Методика розрахунку несучої здатності палей на горизонтальне зусилля згідно з формулами (30, 31) п. 12 дод. 1 СНиП [13] занижує величину несучої здатності палей у 1,9–3,5 рази.

2. Заглиблення трубобетонної палі ПТ2 на 0,3 м нижче від палі ПТ1 забезпечило значно більше защемлення її в ґрунті основи (див. рис. 3) та майже у 2 рази більшу несучу здатність (таблиця).

3. Глибина розташування точки умовного защемлення залежить від величини горизонтального зусилля, точки його прикладання, жорсткості палі, густини ґрунту та довжини заглиблення палі.

4. Значним недоліком улаштування трубобетонних палей була наявність просвіту між стінками свердловини та трубою (до 30 мм), що є недопустимим під час улаштування шпунтового підсилення ґрунтів основи та фундаментів існуючих будинків. Цей просвіт необхідно обов'язково заповнювати пластичними цементно-піщаними розчинами або аналогічними сумішами.

5. Випробування буронабивних палей ПБ1 і ПБ2 не дали бажаного результату, оскільки вони зруйнувались на перших етапах завантаження через їх неякісне виготовлення, а саме – неякісне виконання з'єднання робочої арматури по довжині. Тому необхідний суворий контроль за якістю виконання робіт під час буріння та виготовлення палей.

6. Експериментальне значення несучої здатності буронабивної палі ПБ3 становить 25 кН, що менше від експериментальної несучої здатності палі ПТ2 на 28 %, тому можна вважати, що трубобетонні палі діаметром 219 мм показали кращу роботу на горизонтальне зусилля, ніж залізобетонні палі діаметром 250 мм.

7. За результатами цих досліджень були запроєктовані шпунтові стінки з метою посилення ґрунтів основи фундаментів існуючих будівель під час спорудження житлового комплексу на вул. Головацького, 23 в м. Львові.

*1. Деклараційний патент на винахід № 2003109615. Україна. Буронабивна мікропалля з поширеною п'ятою / Гнатюк О.Т., Мазепа О.М., Ониськів Б.М. (Україна). – Опубл. 26.05.04, Бюл. № 5. –*

4 с. 2. Ониськів Б.М., Гнатюк О.Т., Мазепа О.М., Ванік М.Й. Застосування буронабивних мікропаль з поширеною п'ятою при реконструкції будинків в умовах суцільної забудови // Вісн. Одеської держ. акад. буд. та арх. – Одеса, 2004. – Вип. № 16. – С. 171–181. 3. ДСТУ Б В. 2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94). Грунти. Методи польових випробувань палями. 4. СНиП 2.02.03-85 Свайные фундаменты. 5. Ободовский А.А. Проектирование свайных фундаментов. – М.: Стройиздат, 1986.

УДК 625.841

І.Ю. Думич, Н.О. Балаян

Національний університет “Львівська політехніка”,  
кафедра автомобільних шляхів

## ВИТРИВАЛІСТЬ БЕТОННИХ ДОРОЖНИХ ПОКРИТТІВ НА ОСНОВАХ РІЗНОЇ ЖОРСТКОСТІ

© Думич І.Ю., Балаян Н.О., 2007

Наведено результати експериментального дослідження витривалості моделей бетонних дорожніх покриттів на різних основах за дії повторних динамічних навантажень. Складено графіки кривих витривалості на неукріплених і укріплених цементом основах за різних співвідношень товщин плити покриття і основи.

The experimental study of concrete road plate reliability on the different basements and oscillation loading was described. The reliability diagrams for not stabilized and stabilized by cement soils at different thicknesses of plates and subgrade supports were completed.

**Вступ. Постановка проблеми.** В натурних умовах цементобетонні покриття автомобільних доріг працюють під дією багатократно повторних навантажень від транспортних засобів. Повторність навантажень має істотний вплив на роботоздатність і термін служби жорстких дорожніх одягів.

Врахування повторності дії навантажень під час розрахунку жорстких дорожніх і аеродромних покриттів розглядають роботи Московського автодорожнього інституту, а врахування сумісної дії транспортних і температурних напружень – методика колишнього СоюздорНДІ [1]. Особливо об'ємні експериментальні натурні дослідження з питань повторності дії розрахункових автомобільних навантажень були проведені в США за програмою американської асоціації співробітників дорожньої організації (AASHO [2]). Прямі експерименти AASHO підтвердили той факт, що розвиток руйнування дорожніх одягів жорсткого типу насамперед визначається повторністю дії розрахункових автомобільних навантажень.

Багатократні навантаження спричиняють явища втомлюваності в матеріалах дорожніх конструкцій. Цементобетонні покриття як плити на пружній основі працюють переважно тільки на згин, а тому під витривалістю бетону покриттів розумітимемо його властивість руйнуватися від дії повторних напружень, що менші за абсолютною величиною від границі міцності бетону на розтяг при згині ( $R_{зг.}$ ). Чим більші за абсолютною величиною повторні напруження будуть виникати в покритті, тим менше циклів навантажень необхідно для руйнування покриття (появи тріщини в найбільш напруженому перерізі). Щоб підвищити витривалість бетону дорожніх покриттів, тобто його здатність чинити тривалий опір повторним навантаженням, необхідно конструктивно зменшувати величину циклічних напружень в покриттях. Одним із варіантів підвищення витривалості бетонних покриттів є влаштування основ із матеріалів, укріплених цементом.

Основні положення розрахунку витривалості цементобетонних покриттів розроблені з використанням результатів досліджень руйнування бетону залежно від різних чинників на стандартних лабораторних зразках – призмах і балочках [3]. В натурних умовах робота плити дорожнього