

## **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до практичних занять та індивідуальні завдання  
з дисципліни**

**«Проектування основ та фундаментів  
в складних умовах».**

**Частина II. Реконструкція і підсилення.**

**Для магістрів спеціальності**

**192 – «Будівництво та цивільна інженерія»**

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

## **МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до практичних занять та індивідуальні завдання  
з дисципліни «Проектування основ та фундаментів  
в складних умовах».**

**Частина II. Реконструкція і підсилення.**

**Для магістрів спеціальності**

**192 – «Будівництво та цивільна інженерія»**

Вінниця  
ВНТУ  
2021

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 1 від 23.09.2021 р.)

Рецензенти:

**І. В. Коц**, кандидат технічних наук, професор

**Б. Б. Корчевський**, кандидат технічних наук, доцент

Методичні вказівки до практичних занять та індивідуальні завдання з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в складних умовах». Частина II. Реконструкція і підсилення. Для магістрів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія» / Уклад.: Н. В. Блащук, І. В. Маєвська, М. М. Попович. – Вінниця : ВНТУ, 2021. – 67 с.

В методичних вказівках наведені рекомендації та завдання до практичних робіт з курсу «Проектування основ та фундаментів в складних умовах» для магістрів спеціальності 192 – «Будівництво та цивільна інженерія». Наведено приклади виконання та розрахунку практичних завдань з посиланням на необхідні літературні джерела.

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1. Тема: конструювання фундаментів під колону .....	5
Теоретичні відомості .....	5
Приклади розрахунку .....	12
ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2. Тема: розрахунок міцності тіла ростверків пальових фундаментів .....	22
Теоретичні відомості .....	22
Приклади розрахунку .....	30
ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ № 3–5 Тема: розрахунок фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль при реконструкції (варіанти підсилення банкетами і палями при збільшенні навантаження) .....	40
Теоретичні відомості .....	41
Приклади розрахунку .....	48
ЛІТЕРАТУРА .....	66

## ВСТУП

Проектування основ та фундаментів в складних умовах – це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання та спорудження фундаментів в особливих ґрунтових умовах, в «стиснених» умовах будівництва та при реконструкції. Розглядаються різні типи фундаментів, технології їх зведення, визначення несучої здатності тіла.

Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах мають бути запроектовані та збудовані таким чином, щоб протягом всього життєвого циклу з відповідним ступенем надійності та економічності вони витримували всі можливі дії та впливи під час їх зведення та експлуатації.

Додаткові складнощі виникають при будівництві в умовах щільної забудови, поряд з існуючими спорудами, при реконструкції будівель і споруд.

Все це вимагає високої спеціальної підготовки фахівців-будівельників у галузі геотехніки і фундаментобудування.

Загальна мета дисципліни – якісна оцінка основ для повного використання їх властивостей при створенні нових надійних і економічних конструкцій і прогресивних технологій влаштування основ і фундаментів.

З урахуванням сучасних досягнень будівельної науки у галузі фундаментобудування вивчаються методи розрахунку основ та фундаментів за граничними станами, правила конструювання фундаментів, особливості влаштування у звичайних і складних інженерно-геологічних і техногенних умовах.

Розглядаються складнощі, що виникають при будівництві в умовах щільної забудови, поряд з існуючими спорудами, особливості проектування фундаментів в таких умовах.

Аналізується можливість використання резервів несучої здатності основ при реконструкції будівель і споруд. Детально розглядаються способи підсилення основ і фундаментів при реконструкції та в аварійних ситуаціях.

### **В результаті вивчення курсу студент має знати:**

- класифікацію фундаментів та основи їх проектування;
- особливості проектування фундаментів в складних геологічних умовах, впливах щільної забудови та аварійного замочування;
- способи закріплення основ;
- способи підсилення основ та фундаментів;
- методика оцінювання ґрунтових умов та особливих впливів.

### **Студент має вміти:**

- використовувати набуті теоретичні знання і практичні навички розрахунків і конструювання фундаментів в складних умовах і при особливих впливах;
- запропонувати та розрахувати варіанти підсилення основ та фундаментів;

- користуватись нормативною та науково-технічною літературою.

Програма курсу містить: теоретичний матеріал, що частково розглядається на лекціях, а частково виноситься на самостійне опрацювання студентам; практичні заняття, курсове проектування.

Студенти, які засвоїли теоретичний матеріал, виконали на відповідному рівні індивідуальні завдання на практичних заняттях, захищають курсовий проєкт і складають іспит з курсу «Проектування основ та фундаментів в складних умовах».

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 1

**Тема:** конструювання фундаментів під колону.

**Мета роботи:** за розрахунковими параметрами виконати конструювання фундаменту під колону у двох варіантах: мілкого закладання та пального.

### Теоретичні відомості

#### *Конструювання стовпчастих фундаментів мілкого закладання*

Стовпчасти фундаменти виконуються під металеві, монолітні залізобетонні або збірні залізобетонні колони.

Стовпчасти фундаменти виконуються переважно у монолітному варіанті. Фундамент складається з двох частин: плитна частина (для розподілення навантаження на ґрунт) та підколонник (для з'єднання фундаменту з колоною). Плитна частина проєктується уступчастого типу, що має від одного до трьох уступів.

Всі розміри фундаменту потрібно приймати кратними 300 мм з умови їх виготовлення з застосуванням інвентарної опалубки.

При центральному навантаженні і квадратній колоні підшву фундаменту потрібно приймати квадратною, в інших випадках – прямокутною зі співвідношенням сторін не більше 1,67.

З'єднання фундаменту з залізобетонною колоною виконується монолітним для фундаментів під монолітні колони (рис. 1) і стаканним для збірних або монолітних фундаментів під збірні колони (рис. 2, 3).

Загальна висота стовпчастих фундаментів під монолітні та збірні залізобетонні колони визначається за конструктивними вимогами, умовами міцності та анкерування арматури колони у фундаменті (заглиблення колони в стакан для збірних колон), глибини закладання тощо.

З'єднання фундаменту з металевою колоною виконується за допомогою анкерних болтів (рис. 4).

Висота фундаменту під металеву колону визначається також конструктивними вимогами і глибиною закладання та глибиною «заробки» анкерного болта.

Висота плитної частини визначається залежно від розмірів підшви фундаменту в плані і перевіряється розрахунком на продавлювання (рис. 2,

3). Висота підколонника визначається як різниця загальної висоти фундаменту і висоти плитної частини.

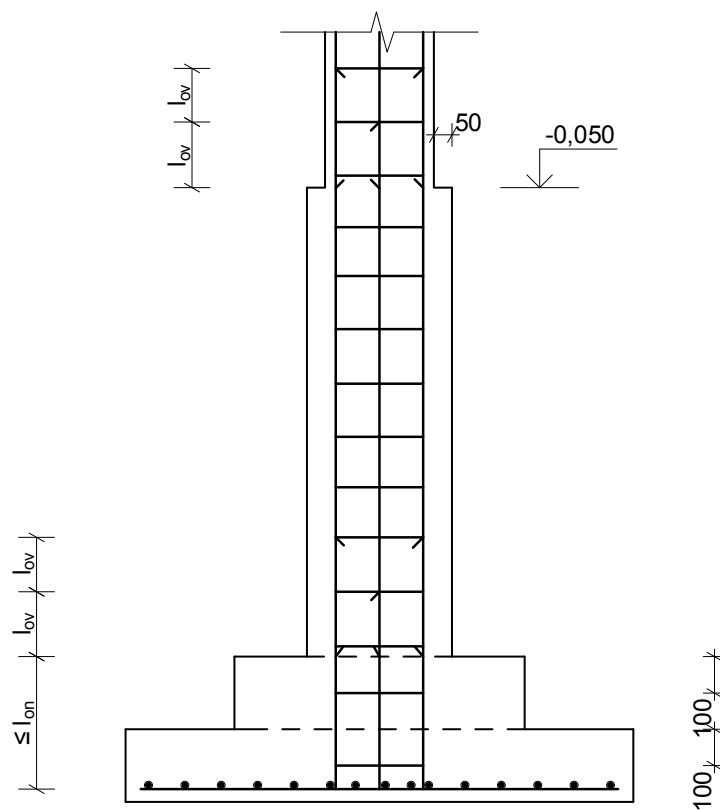


Рисунок 1 – Конструкція фундаменту під монолітну колону

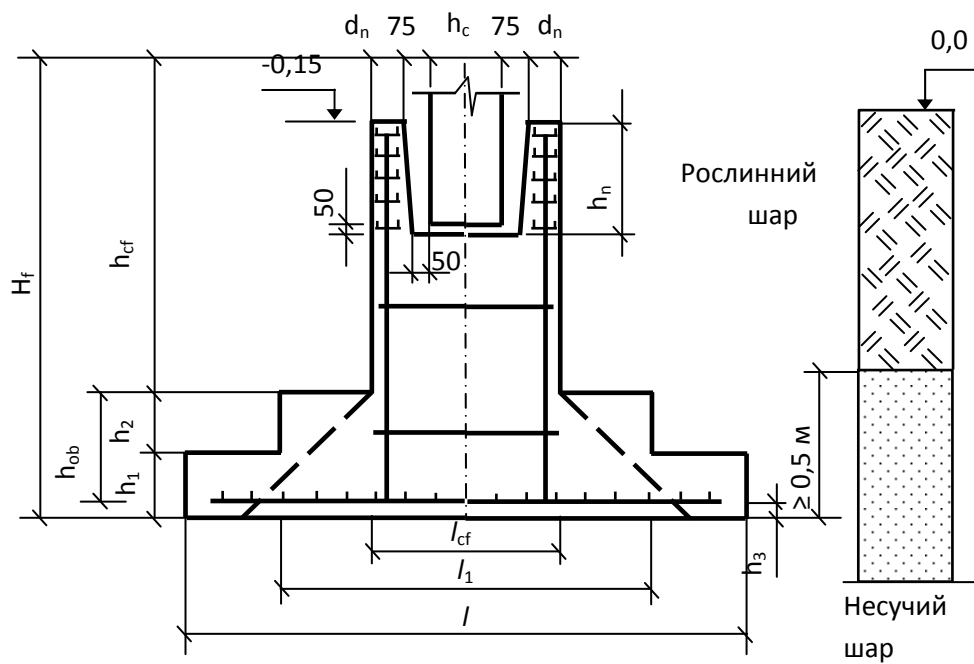


Рисунок 2 – Конструкція фундаменту під збірну колону з підколонником

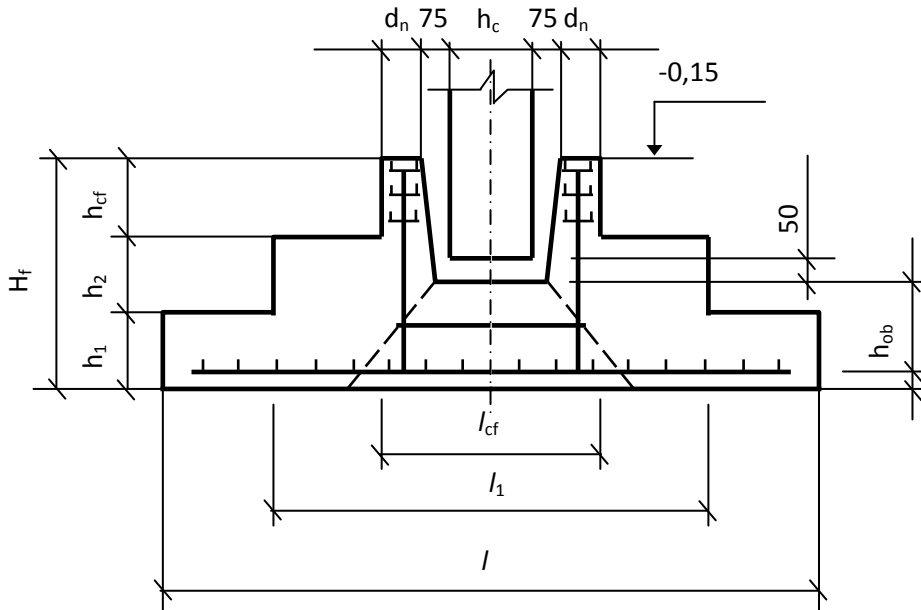


Рисунок 3 – Конструкція фундаменту під збірну колону без підколонника

Для будинків та споруд зі збірними залізобетонними колонами при наявності підвалу влаштовуються або фундаменти з високими підколонниками, що служать колонами підвалу, або можуть влаштовуватись фундаменти стаканного типу без підколонника. У першому наближенні конструктивна висота фундаменту, згідно з рис. 3,

$$H_f = \delta_0 + h_{ob} + h_{\delta} + h_h, \quad (1)$$

де  $\delta_0$  – товщина захисного шару бетону, яка приймається для нижньої арматури фундаментів не менше 70 мм при відсутності бетонної підготовки та 35 мм при її наявності;

$h_{ob}$  – робоча висота дна стакана, яка визначається з розрахунку на продавлювання і приймається від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури, але не менше 200 мм;

$h_{\delta}$  – товщина шару бетону 50 мм, який укладається при замонолічуванні колони;

$h_h$  – глибина заглиблення колони у стакан.

При  $e_0 > 2h_c$  і відношенні товщини стінки стакана  $d_h$  до висоти  $h_{cf}$  верхнього уступу фундаменту або до глибина стакана  $d_p d_h / h_{cf} (d_h / d_p) > 0,5$  глибина заглиблення  $h_h > h_c$ . Якщо відношення  $d_h / h_{cf} (d_h / d_p) \leq 0,5$  при  $e_0 > 2h_c$  (див. рис. 2), то

$$h_h = h_c + \frac{1}{3} (h_c - 2d_h) \left( \frac{e_0}{h_c} - 2 \right) \quad (2)$$

При цьому  $h_h$  має знаходитись у межах  $h_c \leq h_h \leq 1,4 h_c$



Глибина заглиблення двовіткових колон визначається з умови, м

$$h_h = 0.5 + 0.33h_{out}, \quad (3)$$

де  $h_{out}$  – відстань між зовнішніми гранями віток колони, м.

При  $h_h < 1,2$  м глибина заглиблення приймається 1,2 м.

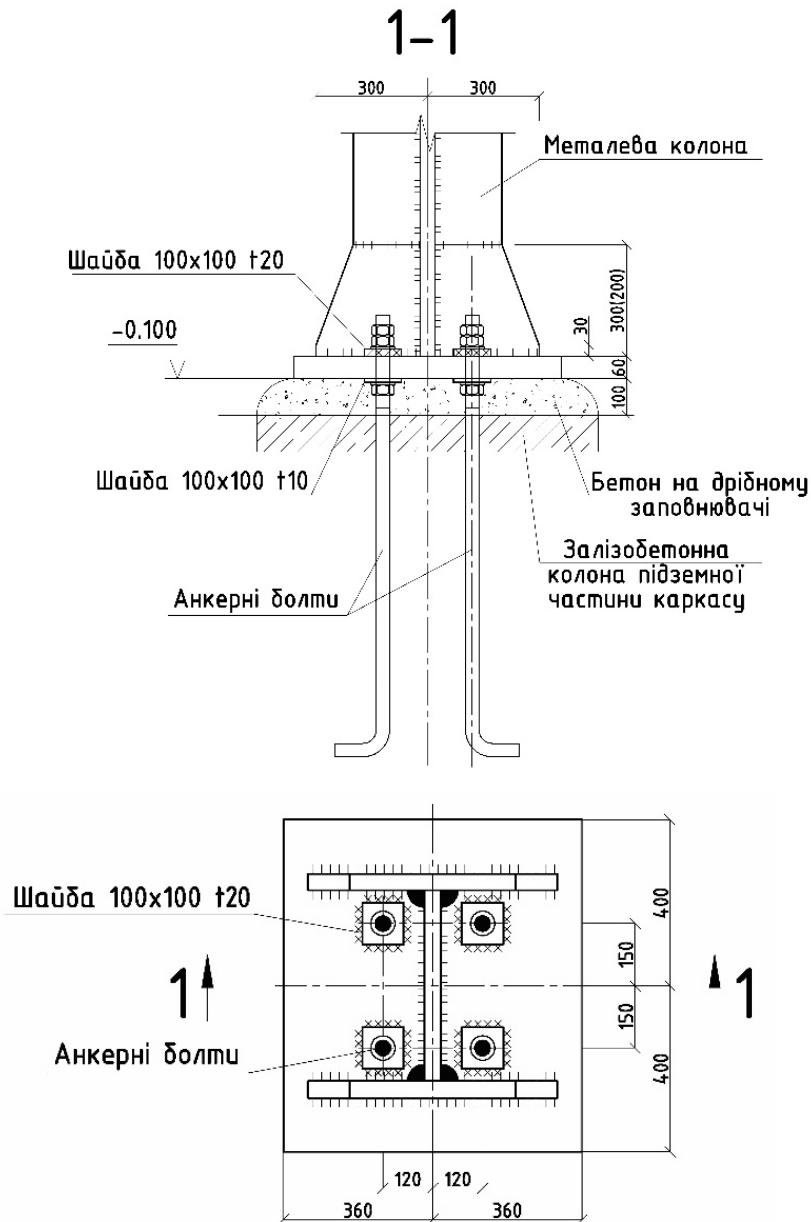


Рисунок 4 – Вузол обпирання металевої колони на підколонник

Стакан під двовіткові колони з відстанню між зовнішніми гранями віток не більше 2400 мм виконується спільним під обидві вітки, а з відстанню більше 2400 мм – роздільно під кожну вітку.

Крім того, величина заглиблення колон у стакан має задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

Глибина запуску робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу з бетону класу С12/15 становить  $30d$  для розтягнутої та  $18d$  – для стиснутої робочої арматури, для двовіткових колон тих же класів арматури та бетону відповідно  $35d$  та  $18d$ . Для робочої арматури класу А400С, для колон з бетону класу С16/20 прямокутного перерізу величина запуску приймається відповідно  $25d$  та  $15d$  для розтягнутої та стиснутої зон і  $30d$  та  $15d$  – для двовіткових колон. Тут  $d$  – діаметр робочої арматури.

Мінімальну товщину стінок неармованого стакана належить приймати не менше  $0,75$  висоти верхнього уступу (підколонника) або  $0,75$  глибини стакана і не менше  $200$  мм. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані в площині дії згинального моменту, має бути не менша  $0,2 h_c$  при ексцентриситеті поздовжньої сили  $e_0 \leq 2h_c$  та  $0,3h_c$  при ексцентриситеті поздовжньої сили  $e_0 > 2h_c$ , а для двовіткових колон у тому й іншому випадках –  $0,2 h_{out}$ , але, у будь-якому разі не менше  $150$  мм.

З'єднання монолітних фундаментів з монолітними колонами здійснюється шляхом з'єднання арматури колони з випусками з фундаменту (див. рис. 1). Запуск випусків арматури у фундамент і довжина випусків з фундаменту мають бути для бетону класу С12/15 не менше:

- для арматури класу А400С –  $45d$ .

Тут  $d$  – діаметр робочої арматури.

Відстань від грані колони до грані підколонника приймається не менше  $50$  мм.

Мінімальна висота фундаменту під сталеві колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром  $d$  мають бути замуровані у фундамент на величину  $l_0$ , яка дорівнює  $25d$  (для анкерів з відгином) та  $15d$  (для болтів з анкерною плитою).

Відмітка обрізу фундаментів під монолітні колони в будівлях без підвалу приймається  $-0,050$  м, під збірні колони, відповідно,  $-0,150$  м.

Відмітка обрізу фундаментів під металеві колони приймається  $-0,300$  або  $-1,000$  м залежно від висоти бази колони.

Висоту уступів плитної частини рекомендується призначати рівною  $300$ ,  $450$  мм, а при великій висоті плитної частини –  $600$  мм.

Виліт нижнього уступу фундаменту при тискові на ґрунт  $p$  без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах до  $350$  кПа приймається на більше  $3h_{01}$ . При  $p > 350$  кПа виліт нижнього уступу приймається не більше  $2,5h_{01}$ . Тут  $h_{01}$  – робоча висота нижнього уступу.

Для залізобетонних фундаментів під збірні колони належить призначати бетон класів С12/15, під монолітні колони – відповідно до класу бетону колони.

Відстань від грані сталеві плити бази колони до грані підколонника приймається не менше  $50$  мм.

Відстань від осі анкерного болта з відгином до грані підколонника має бути не менша  $4d$  і не менша  $150$  мм при діаметрі анкерних болтів  $d$  до  $48$

мм і не менше 200 мм при  $d > 48$  мм. Для болтів з анкерною плитою відстань від грані анкерної плити до грані підколонника має бути не менша 70 мм.

Армування підшови окремих фундаментів рекомендується виконувати зварними сітками з арматури періодичного профілю класу А400С або А500С. Діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони фундаменту розміром 3 м і менше, має бути не меншим 10 мм; діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони розміром більше 3 м, – не меншим 12 мм.

Армування підколонників здійснюється за принципом армування колон з дотриманням відповідних конструктивних вимог.

### ***Конструювання стовпчастих ростверків***

Розміри підшови ростверку в плані приймаються, виходячи з розміщення потрібної за розрахунком кількості паль з забезпеченням зв'язів не менше 100 мм.

Клас бетону для ростверків пальових фундаментів з важкого бетону приймається не нижче С12/15.

При замуруванні верхніх кінців паль в плиту ростверка на глибину 50 мм арматурні сітки плити ростверка вкладаються зверху на оголовки паль. При замуруванні верхніх кінців паль в плиту ростверка на більшу глибину стержні сіток, що потрапляють на палі, вирізаються, і сітки вкладаються з захисним шаром 50 мм. У випадку потреби за розрахунком на заміну вирізаних стержнів по контуру паль укладаються додаткові місцеві сітки або окремі стержні, прив'язані до основних сіток.

Розміри ростверка під колону в плані приймаються кратними 300 мм, його конструктивна висота приймається за тими ж вимогами, які ставляться при проектуванні фундаментів мілкового закладання, при цьому при стаканному стикові колони з ростверком відстань від дна стакана до підшови ростверка призначається не менше 400 мм. Розміри ростверків по висоті приймаються кратними 150 мм.

Висоту першого уступу плитної частини ростверка рекомендується призначати не менше 450 мм, виходячи з можливості «заробки» голів паль.

З'єднання ростверка з палями може бути шарнірним або жорстким.

Жорстке з'єднання залізобетонних паль з монолітним залізобетонним ростверком передбачає заведення голови палі в ростверк на глибину, яка відповідає довжині анкерування арматури або заведення в ростверк випусків арматури на довжину їх анкерування згідно з нормами на залізобетонні конструкції, але не менше 20 діаметрів арматури або 250 мм. В останньому випадку в головці попередньо напружених паль передбачається ненапружений арматурний каркас, що використовується в подальшому як анкерна арматура. Анкерування в ростверк паль, які працюють на висмикувальні навантаження, передбачається заведенням арматури паль в ростверк на глибину, визначену розрахунком на висмикування, але не менше 400 мм.

У таблиці 1 наведені вихідні дані для конструювання. Номер завдання надає керівник.

Таблиця 1 – Вихідні дані для конструювання стовпчастого фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль

Варіант завдання	Вид колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання підшови фундаменту, м	Глибина закладання ростверка, м	Потрібні розміри підшови фундаменту, м	Вид паль	Кількість паль за розрахунком, шт.
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	База 600×730, МК Анкерні болти М36	0,000	-	1,8	1,8	3,5×4,1	С10-35	7,1
2	0,5×1,3 (ЗБК збір.)	-0,150	-	2,7	1,9	4,1×4,9	С14-35	6,6
3	0,4×0,7 (ЗБК мон.)	-0,400	-2,7	3,9	3,5	2,7×3,7	С9-30	6,4
4	База 620×910, МК Анкерні болти М56	-0,500	-	2,6	1,8	3,3×4,5	С10-30	8,3
5	0,4×0,8 (ЗБК збір.)	-1,500	-3,0	3,0	3,0	4,1×4,8	С12-35	4,9
6	0,3×0,3 (ЗБК мон.)	-1,600	-2,4	3,4	2,8	3,3×3,3	С9-30	5,6
7	База 680×750, МК Анкерні болти М42	-0,800	-3,0	4,3	3,8	3,6×4,2	С10-30	7,3
8	0,5×0,5 (ЗБК збір.)	-0,500	-	2,0	1,8	2,1×2,7	С11-30	4,8
9	0,5×0,8 (ЗБК мон.)	-1,000	-2,8	4,0	3,3	2,9×3,7	С9-30	7,7
10	База 500×600, МК Анкерні болти М24	-0,500	-2,9	3,9	3,9	2,5×2,5	С10-30	4,3
11	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	-0,300	-1,7	3,1	3,0	2,4×2,9	С8-30	6,3
12	0,5×0,5 (ЗБК мон.)	0,000	-2,7	4,2	3,9	3,0×3,6	С10-30	3,8
13	База 420×780, МК Анкерні болти М30	-0,600	-	2,2	1,0	2,7×3,3	С11-35	6,4
14	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	-1,000	-3,3	3,2	3,2	1,8×2,4	С9-30	4,5
15	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	-0,700	-2,5	3,5	3,3	3,0×3,3	С12-30	7,2
16	База 610×830, МК Анкерні болти М24	-0,900	-2,6	3,0	3,0	2,6×3,1	С8-30	5,1
17	0,5×0,6 (ЗБК збір.)	-0,100	-	2,5	1,8	3,1×3,9	С11-35	6,3
18	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	-0,800	-2,8	3,8	3,8	2,9×3,9	С7-30	8,2
19	База 710×920, МК Анкерні болти М48	-0,900	-2,9	4,8	4,8	3,3×4,3	С8-30	7,3
20	0,5×0,8 (ЗБК збір.)	-0,150	-	2,5	1,8	1,9×2,9	С7-30	6,5
21	0,3×0,3 (ЗБК мон.)	-1,800	-3,0	3,0	2,7	2,5×2,5	С11-35	4,3
22	База 530×730, МК Анкерні болти М42	-0,800	-2,8	3,6	3,6	3,9×4,6	С12-35	3,8
23	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	0,000	-	2,6	1,5	2,8×2,8	С8-30	6,2
24	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	-1,100	-3,2	3,6	3,0	2,2×3,1	С9-30	5,3
25	База 900×2200, МК Анкерні болти М36	0,000	-	3,0	3,0	4,2×5,0	С13-35	6,2
26	0,4×1,0 (ЗБК збір.)	-0,150	-	2,0	2,0	4,7×6,0	С10-30	7,3
27	0,4×0,7 (ЗБК мон.)	-0,900	-3,1	3,3	3,3	1,9×2,5	С8-30	4,7

Продовження таблиці 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
28	База 800×1200, МК Анкерні болти М48	-0,100	-	3,7	2,9	4,5×5,4	С14-35	7,3
29	0,5×1,0 (ЗБК збір.)	-0,450	-	2,4	1,8	3,9×5,3	С11-30	5,3
30	0,5×0,7 (ЗБК мон.)	-0,700	-2,7	4,3	4,0	2,9×3,5	С10-30	6,7

**Приклади розрахунку**

**1. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль під металеву колону**

Вихідні дані

Варіант завдання	Вид колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання підшови фундаменту, м	Глибина закладання ростверка, м	Потрібні розміри підшови фундаменту, м	Вид паль	Кількість паль за розрахунком, шт.
31	База 720×800, МК Анкерні болти М24	-2,000	-	1,2	1,2	5,3×5,3	С14-35	13,4

Металеві колони каркасу будівлі мають відмітку низу бази -0,100 м (див. рис. 4). Відповідно, відмітка верху підколонника -0,260 м.

Для визначення розміру підколонника в плані потрібно врахувати анкерні болти для кріплення металевих колон. Діаметр анкерних болтів 24 мм, відстань між осями болтів 240 та 300 мм. Мінімальна ширина підколонника, з забезпеченням відстані від осі болта до грані фундаменту не менше 100 мм [1], складає  $300+200 = 500$  мм. Розмір бази колони 720×800 мм. Виходячи з забезпечення перевищення шириною підколонника ширини бази на 50 мм в кожену сторону, приймаємо розміри підколонника 900×900 мм.

Схема верху підколонника показана на рисунку 5.

Глибина замурування анкерного болта в тіло фундаменту  $25d = 25 \cdot 24 = 600$  мм, отже, мінімальна конструктивна висота фундаменту 700 мм.

Глибина закладання фундаменту, виходячи з ґрунтових умов,  $d = 1,2$  м. Виходячи з забезпечення конструктивної висоти фундаменту, кратної 300 мм, приймаємо відмітку підшови -3,260 м. Тоді глибина закладання  $d = 1,26$  м. Згідно з ґрунтовими умовами положення фундаменту мілкового закладання і ростверку пальового фундаменту наведено на рис. 6.

Розміри підшови фундаменту мілкового закладання в плані приймаємо 5,4×5,4 м виходячи з кратності 300 мм. Співвідношення висоти до виліту уступу приймаємо 1:2. Для переходу від розміру підшови до розміру підколонника потрібні 3 уступи висотою 450 мм.

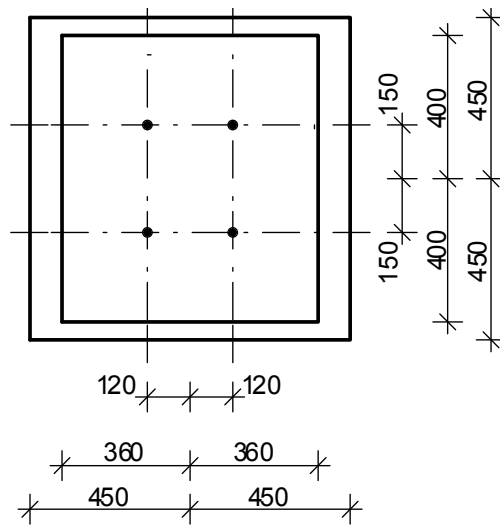


Рисунок 5 – Схема верху підколонника з розміщенням бази колони

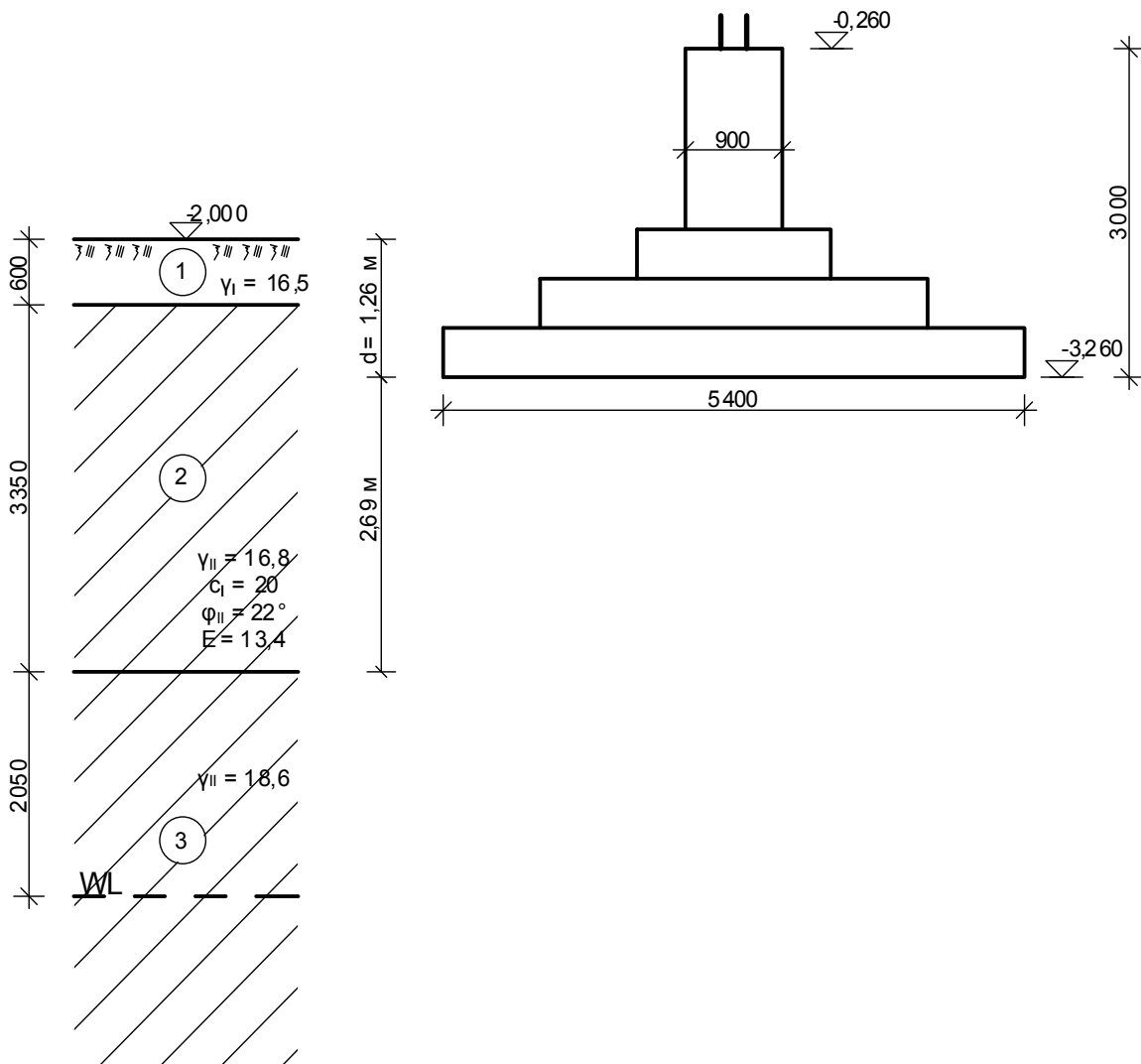


Рисунок 6 – Положення фундаменту мілкового закладання у ґрунті

Розміри підшови ростверка в плані, виходячи з розміщення 14 паль С14-35 і забезпечення зв'язів не менше 100 мм, наведено на рис. 7. Розміри ростверка приймаємо 4500×2700 мм. Висоту плитної частини ростверка в першому наближенні приймаємо 600 мм.

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту під металеву колону наведено на рис. 8 та 9.

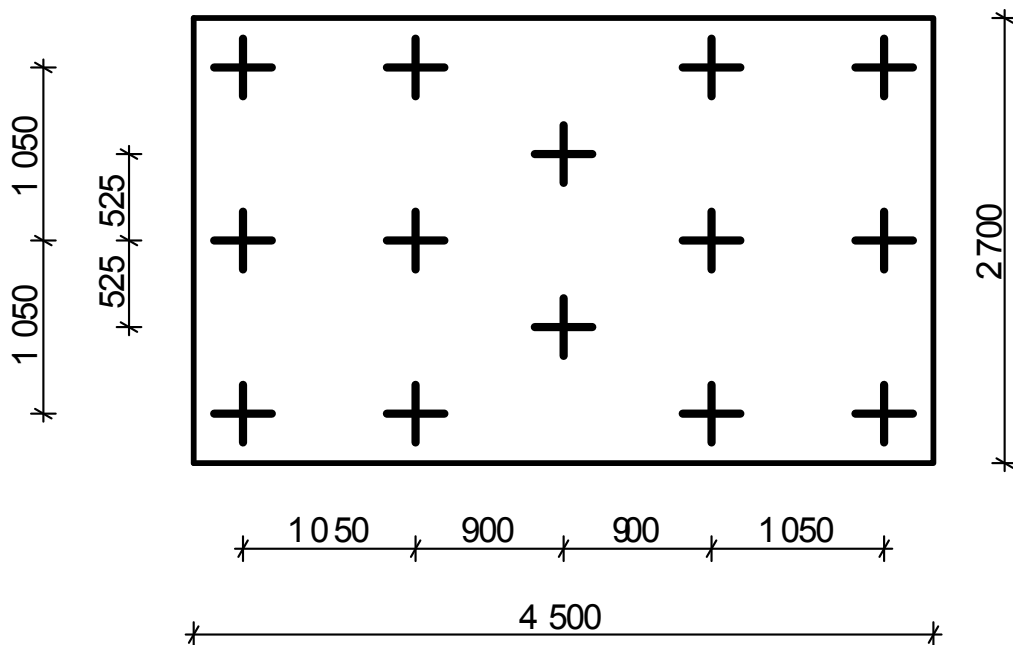


Рисунок 7 – Розміщення паль в плані у ростверку

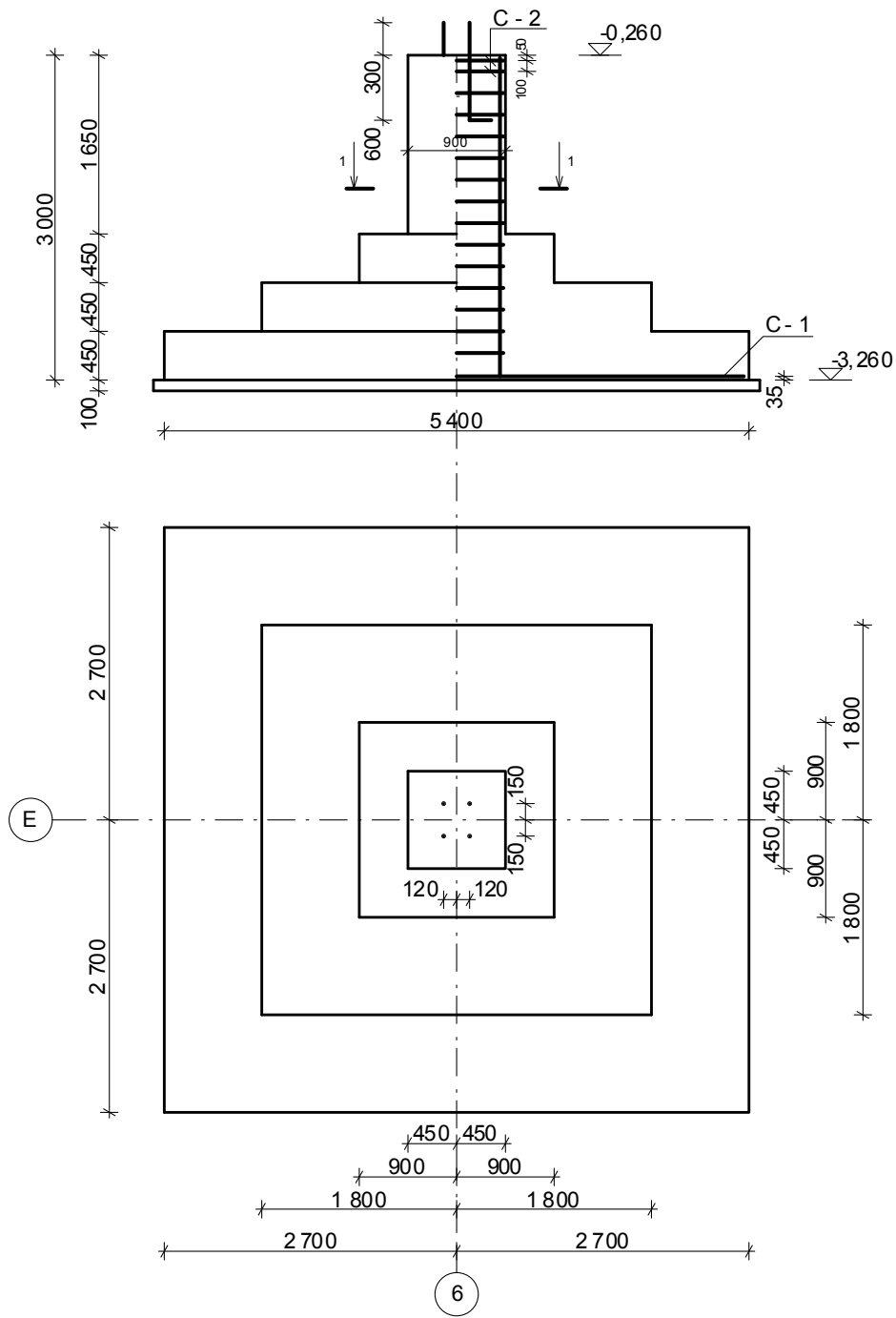


Рисунок 8 – Конструктивне рішення фундаменту мілкового закладання



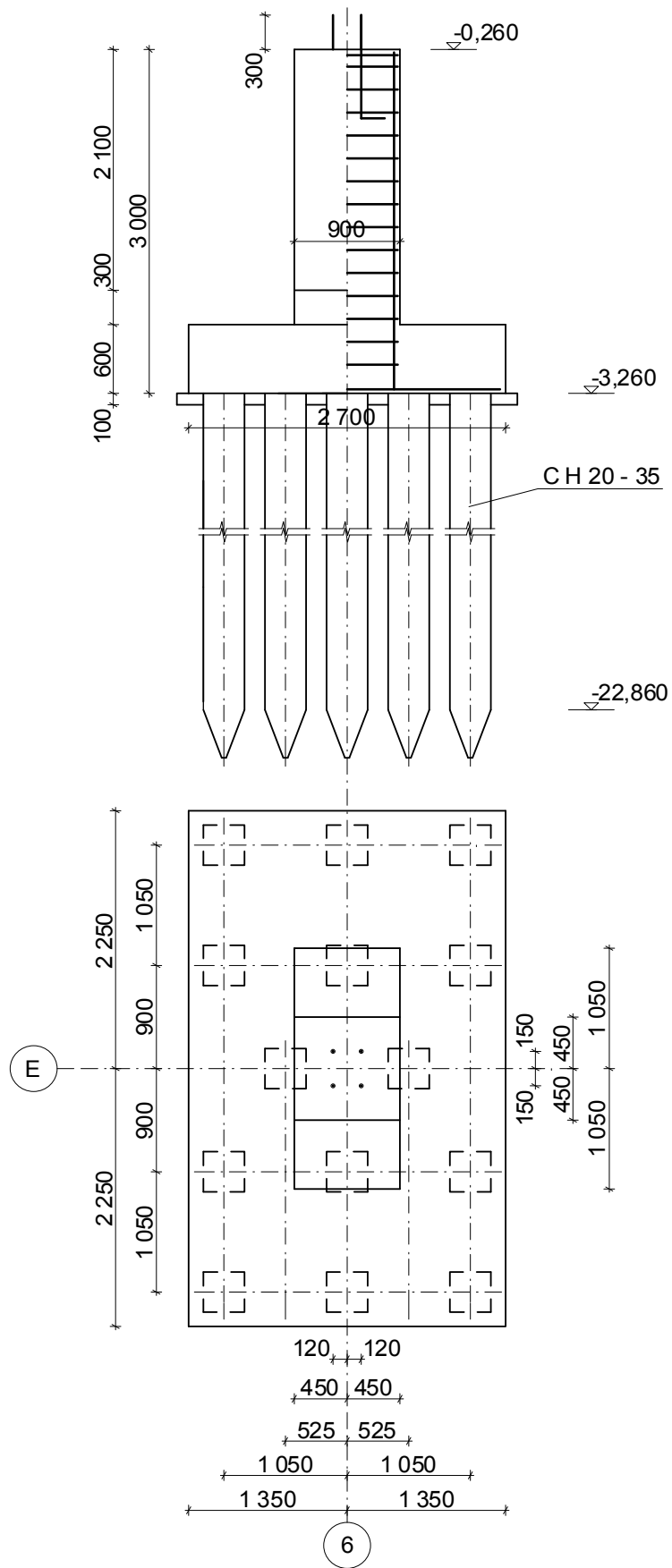


Рисунок 9 – Конструкція фундаменту у варіанті з забивних паль

## 2. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкого закладання і фундаменту з паль під збірну залізобетонну колону

Варіант завд.	Вид колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання підлоги фундаменту, м	Глибина закладання ростверку, м	Потрібні розміри підлоги фундаменту, м	Вид паль	Кількість паль, шт.
32	0,5×0,5(ЗБК збір.)	-0,800	2,0	3,1	2,8	2,9×2,9	C13-35	3,8

Мінімальний розмір підколонника в плані, виходячи з розміру стакана,  $(0,5+0,075 \cdot 2+0,15 \cdot 2) \times (0,5+0,075 \cdot 2+0,15 \cdot 2) = 0,95 \times 0,95$  м. Приймаємо підколонник перерізом  $1,2 \times 1,2$  м, виходячи з кратності 300 мм.

Глибина стакана для колони  $0,5 \times 0,5$  м складає 0,9 м. Приймаємо фундамент з високим підколонником, для якого стандартна відмітка обрізу -0,150 м.

Згідно з вихідними даними положення фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту наведено на рис. 10.

Для фундаменту мілкого закладання та ростверка, виходячи з забезпечення кратності висоти фундаменту 300 мм, збільшуємо глибину закладання на 150 мм.

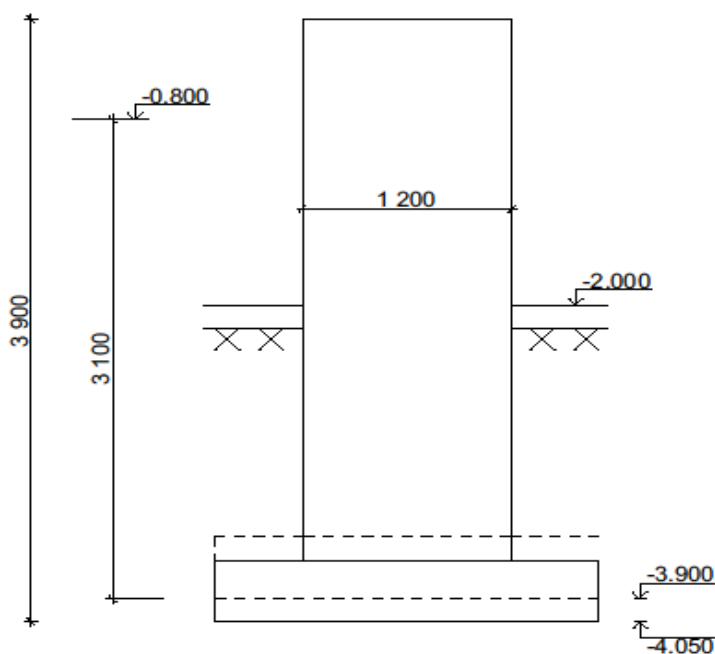


Рисунок 10 – Положення фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту у ґрунті

Розміри підшови фундаменту мілкого закладання приймаємо  $3,0 \times 3,0$  м виходячи з кратності 300 мм.

Розміри підшови ростверка в плані, виходячи з розміщення 4 паль С13-35 і забезпечення звисів не менше 100 мм, наведені на рис. 11.

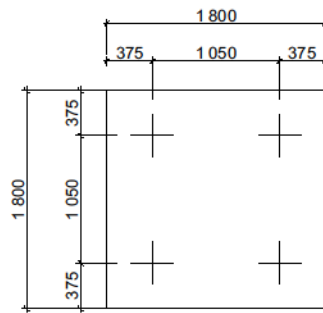


Рисунок 11 – Розміри підшови ростверка в плані

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту під збірну залізобетонну колону наведене на рис. 12 та 13.

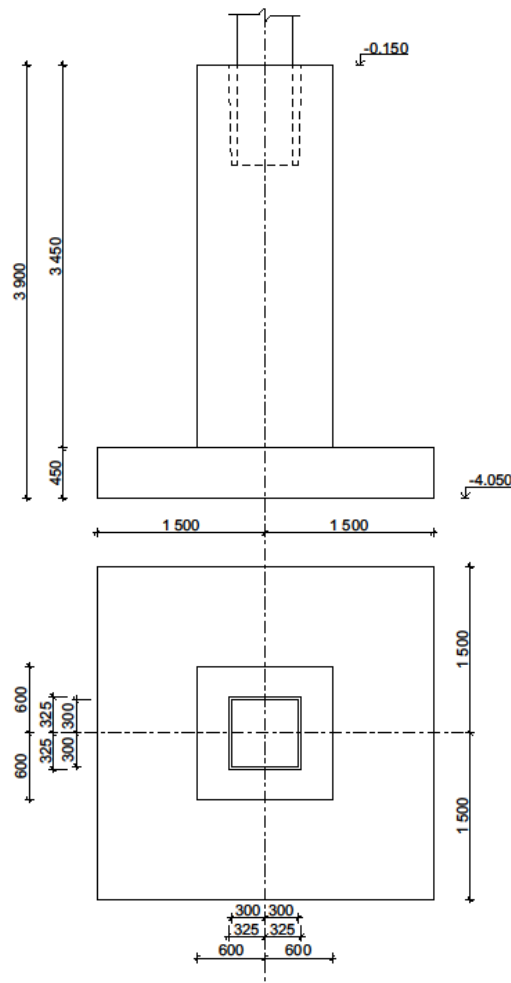


Рисунок 12 – Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання під збірну залізобетонну колону

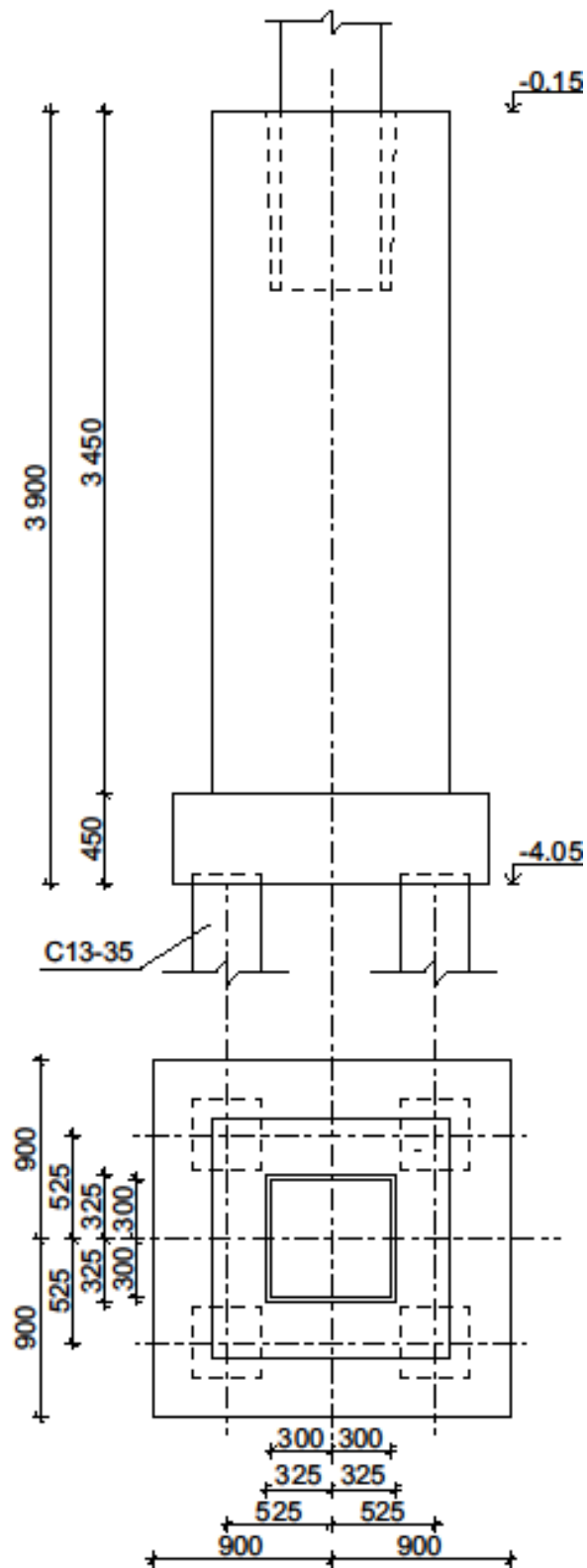


Рисунок 13 – Конструктивне рішення ростверка пальового фундаменту під збірну залізобетонну колону

### 3. Конструювання стовпчастого фундаменту мілкого закладання і фундаменту з паль під монолітну залізобетонну колону

Варіант завд.	Вид колони	Відмітка планування, м	Відм. підлоги підвалу, м	Глибина закладання підлоги фундаменту, м	Глибина закладання ростверку, м	Потрібні розміри підлоги фундаменту, м	Вид паль	Кількість паль, шт.
33	0,4×0,4(ЗБК мон.)	-1,700	- 2,9	2,7	2,7	3,5×3,5	С10-30	5,2

Розмір підколінника, виходячи з розміру колони, 500 × 500 мм.

Конструктивна висота фундаменту, виходячи з анкерування арматури, 1500 мм.

Згідно з вихідними даними положення фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту неведено на рис. 14.

Для ростверка, виходячи з забезпечення конструктивної висоти фундаменту 1500 мм, збільшуємо глибину закладання до 2,8 м як для фундаменту мілкого закладання.

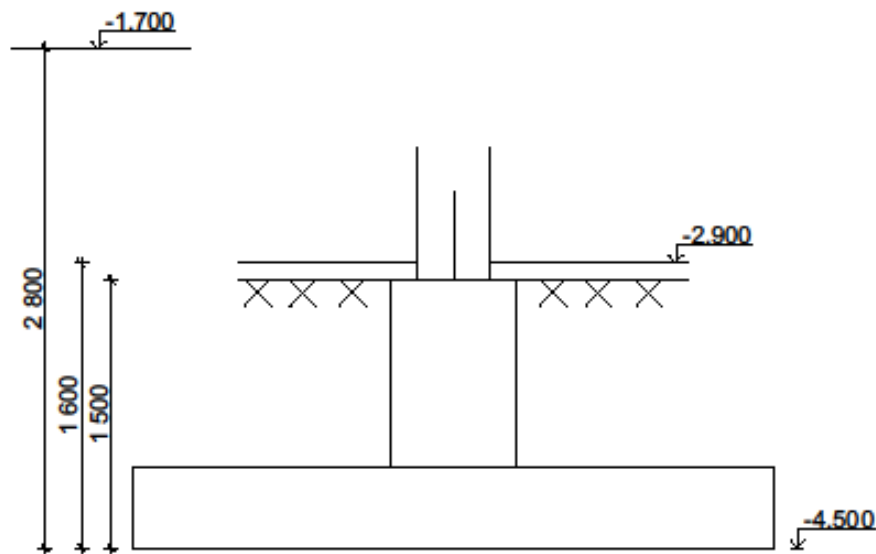


Рисунок 14 – Положення фундаменту мілкого закладання і ростверка пальового фундаменту у ґрунті

Розміри підлоги фундаменту мілкого закладання приймаємо 3,6×3,6 м, виходячи з кратності 300 мм.

Розмір підлоги ростверка в плані, виходячи з розміщення 6 паль С10-30 і забезпечення звисів не менше 100 мм, наведений на рис. 15.

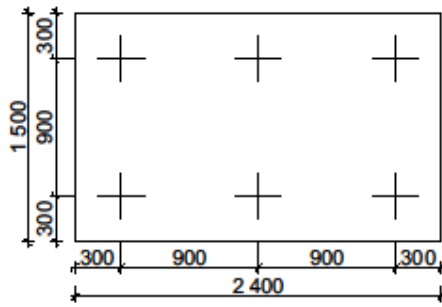


Рисунок 15 – Розмір підосви ростверка в плані

Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання і ростверка пального фундаменту під монолітну залізобетонну колону наведено на рис. 16 та 17.

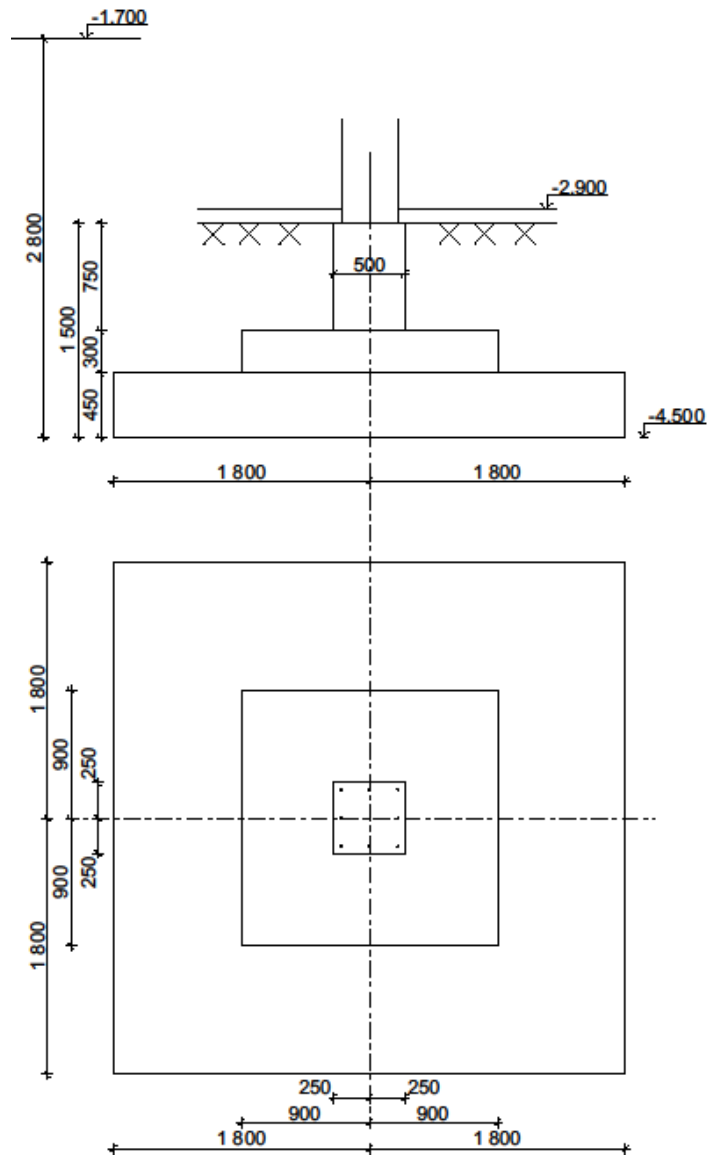


Рисунок 16 – Конструктивне рішення стовпчастого фундаменту мілкого закладання під монолітну залізобетонну колону

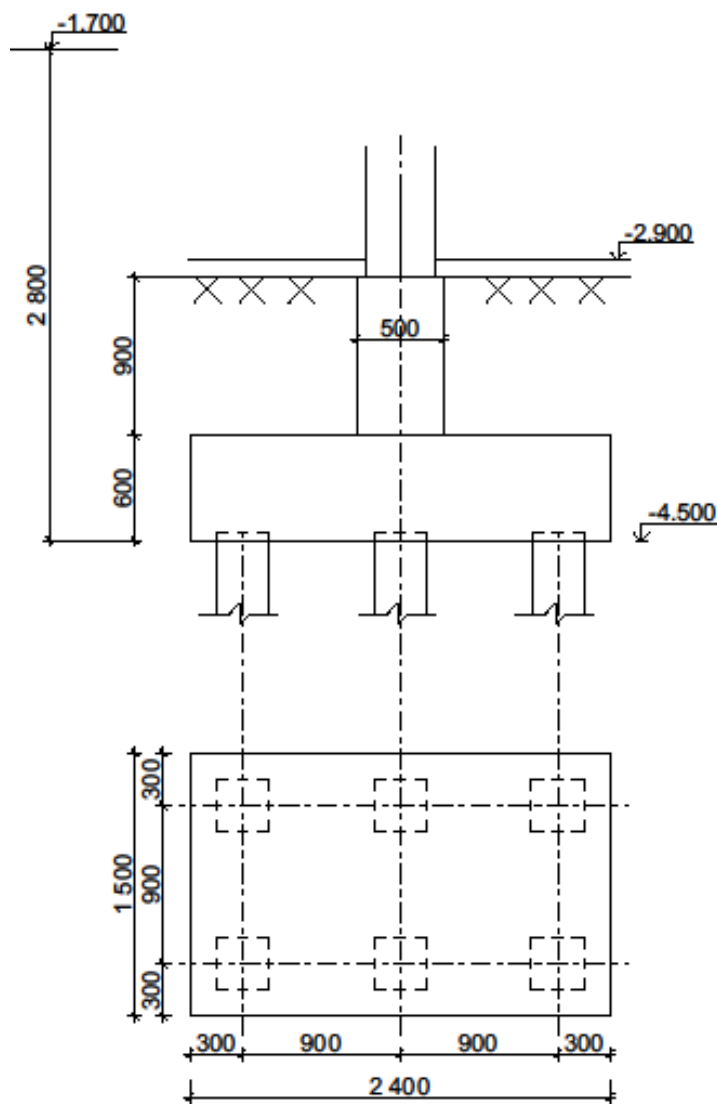


Рисунок 17 – Конструктивне рішення ростверку пального фундаменту під монолітну залізобетонну колону

## ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ № 2

**Тема:** Розрахунок міцності тіла ростверків паливових фундаментів

**Мета роботи:** виконати розрахунок міцності тіла куцого ростверка на продавлювання колоною або підколонником та розрахунок на згин з підбиранням робочої арматури підшви.

### Теоретичні відомості

Ростверки розраховуються за граничними станами першої (за міцністю) та другої (за тріщиностійкістю) груп.

Ростверки на палях суцільного круглого перерізу розраховують так само, як на палях квадратного перерізу. При цьому в розрахунку ростверка переріз круглих палей умовно зводиться до перерізу квадратних палей. Площа

перерізу зберігається постійною, розмір сторони, еквівалентної палі, приймається рівним  $d = 0,89d_{sv}$  ( $d_{sv}$  – діаметр палі) [2].

Міцність плитної частини ростверка розраховується на продавлювання ростверка колоною; продавлювання кутовою палею; на дію поперечної сили в похилих перерізах; згин; місцеве стиснення (зминання) під торцями збірних залізобетонних колон і під опорними плитами баз металевих колон.

При збірних залізобетонних колонах також перевіряються міцність стакана ростверка.

Якщо ростверк розміщуються в агресивному середовищі, то перевіряють ширину розкриття тріщин.

### ***Розрахунок тіла ростверків на продавлювання колоною***

Центрально-навантажені ростверки пальових фундаментів з чотирьох і більше паль в куці розраховуються на продавлювання з умови, що воно проходить по бокових поверхнях піраміди висотою, рівною відстані по вертикалі від робочої арматури плити до низу колони, підколонника або дна стакана (вибір продавлювального елемента аналогічний фундаменту мілкового закладання [3, 4]), а бокові грані, які проходять від зовнішніх граней колони до внутрішніх граней паль, нахилені до горизонту під кутом не менше  $26,6^\circ$  і не більше кута, який відповідає піраміді з  $c = 0,4 \cdot h_0$  (рис. 18).

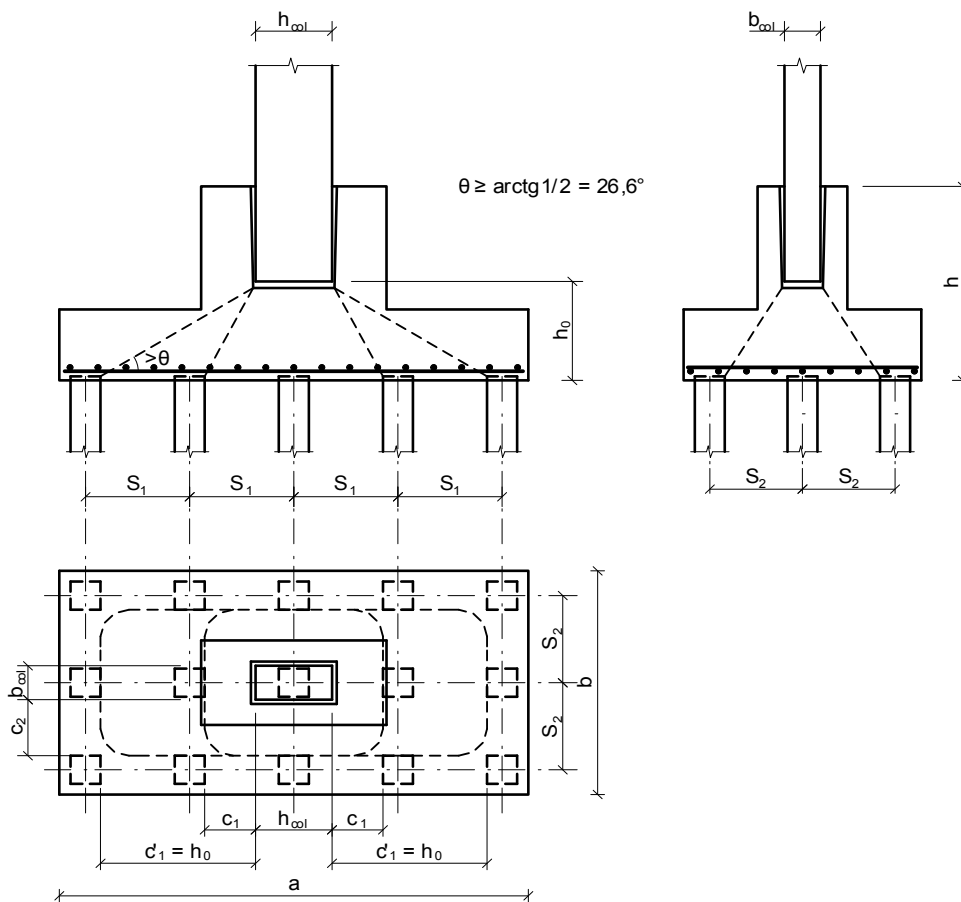


Рисунок 18 – Схема утворення пірамід продавлювання від дна стакана під збірною залізобетонною колоною при багаторядному розміщенні паль



**Опір зрізу при продавлюванні** потрібно перевіряти вздовж грані продавлювального елемента і контрольного периметра  $u_i$ .

Поряд із продавлювальним елементом опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням

$$V_{Ed,\sigma} \leq V_{Rd,max}, \quad (4)$$

де  $V_{Ed,\sigma}$  – максимальне напруження зрізу;

$V_{Rd,max}$  – максимальна допустима значення опору на зріз, що може витримати переріз,

$$V_{Rd,max} = 0,5\nu f_{cd}; \quad (5)$$

$\nu$  – коефіцієнт зниження міцності бетону із тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right). \quad (6)$$

Напруження зрізу при продавлюванні поряд з продавлювальним елементом

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_0 d}, \quad (7)$$

де  $F_{per}$  – розрахункова продавлювальна сила,

$u_0$  – довжина контуру продавлювального елемента;

$d$  – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

При продавлюванні по контрольному периметру  $u_i$  (в межах  $2d$  від контуру продавлювального елемента) без поперечного армування напруження зрізу визначається від підсумкової продавлювальної сили, що діє за межами основи піраміди продавлювання  $F_{per}$ . Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіряємо опір продавлюванню на контрольному периметрі  $u_i$  на відстані  $c_i$  та  $c_{i+1}$  ( $c_i < c_{i+1}$ ) від контуру продавлювального елемента (див. рис. 18).

Має виконуватись умова

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{u_s d} \leq V_{Rd,c}. \quad (8)$$

За умови, що  $c_i$  – відстань від сторони  $b_c$  продавлювального елемента, а  $c_{i+1}$  – відстань від сторони  $h_c$  продавлювального елемента, величина контрольного периметра

$$u_i = 2h_c \cdot \frac{2d}{c_{i+1}} + \frac{2d}{c_i} [4(c_{i+1} - c_i) + 2b_c + \pi \cdot 2c_i]. \quad (9)$$

Відстані  $c_i$  приймаються в межах  $0,4d \leq c_i \leq 2d$ , а коефіцієнти  $\alpha_i = 2d/c_i$  ( $1 \leq \alpha \leq 5$ ).

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k(100\rho_i f_{ck})^{1/3} \geq V_{min}, \quad (10)$$

де  $C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$ ;  $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} < 2$ .

$\rho_i$  – відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} < 0,02; \quad (11)$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2}. \quad (12)$$

При розрахунках на продавлювання центрально-навантажених ростверків розрахункова продавлювальна сила  $F_{per}$  дорівнює сумі реакцій всіх паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання. **При цьому реакції паль розраховуються тільки від поздовжньої сили  $N_m$ , що діє по обрізу ростверка.**

Позацентрово навантажені ростверки на продавлювання колоною розраховуються за тими ж формулами, що і продавлювання центрально-навантажених ростверків, але при цьому розрахункові значення продавлювальної сили

$$F_{per} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i, \quad (13)$$

де  $\sum_{i=1}^n F_i$  – сума реакцій всіх паль, розташованих з однієї сторони від осі колони в найбільш навантаженій частині ростверка (привантаженій згинальним моментом), при цьому не враховуються реакції паль, які знаходяться в межах зони піраміди продавлювання з цієї ж сторони від осі колони.

При багаторядному розміщенні паль (див. рис. 18) окрім розрахунку на продавлювання колоною по піраміді продавлювання, бокові сторони якої проходять від зовнішньої грані колони до ближньої грані палі, виконують розрахунки, припускаючи, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди, дві або чотири сторони якої нахилені під кутом  $26,6^\circ$ .

При збірних залізобетонних двовіткових колонах, які мають один стакан (спільний для двох віток), ростверк на продавлювання розраховується подібно колоні з суцільним прямокутним перерізом, що відповідає зовнішнім габаритним розмірам двовіткової колони.

При наскрізних решітчастих металевих колонах з роздільними базами під кожен вітку ростверки розраховуються на продавлювання найбільш навантаженою віткою колони по периметру сталевій плиті бази цієї вітки. При цьому розрахункова величина у формулі (13)  $\sum_{i=1}^n F_i$  – сума реакцій всіх паль, розміщених із зовнішньої сторони від осі вітки, не враховуючи реакцій паль, розташованих в зоні піраміди продавлювання з цієї ж сторони від осі вітки колони.

Розрахунок на продавлювання колоною ростверків палих фундаментів з двох паль (рис. 19) виконується для напруження зрізу

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{2 \cdot \left[ \frac{2d}{c_1} (b_c + c_2)d + (h_c + c_1)(b - b_c) \right]} \quad (14)$$

де  $F_{per}$  визначається за тими ж принципами, як для палих фундаментів з чотирма і більше палями.

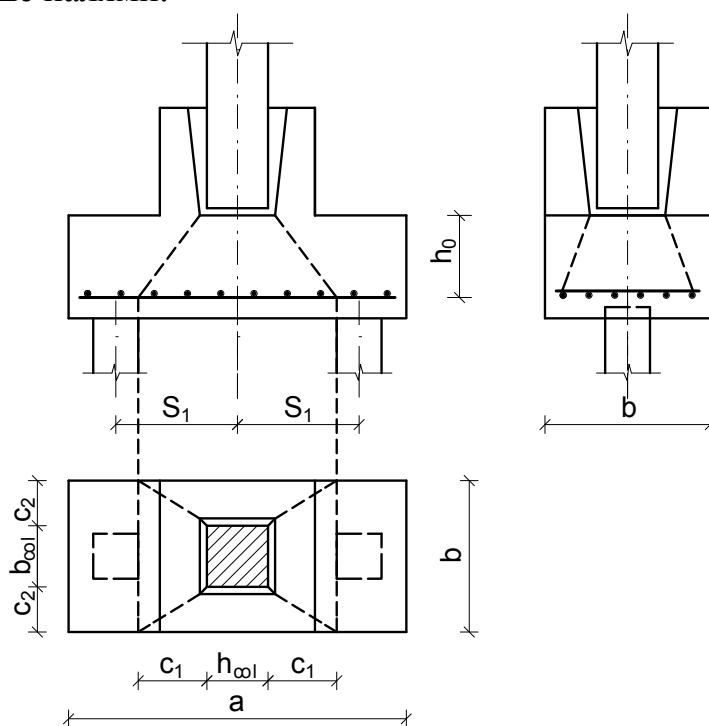


Рисунок 19 – Схема утворення піраміди продавлювання під збірною залізобетонною колоною у двопальовому фундаменті

При стаканному з'єднанні колони з ростверком, коли стінки стакана підколонника мають велику товщину ( $d_s > 0,75h$ ), або при заглибленні колони в плитну частину ростверка не менше ніж на 1/3 її висоти (рис. 20), окрім розрахунку ростверка на продавлювання виконують розрахунок ростверка на розколювання колоною від сили  $N_m$

$$N_m < 2 \cdot \mu \cdot A_b \cdot f_{ctd}, \quad (15)$$

де  $\mu = 0,8 - 0,025\sigma_{sid}$ ,

$\sigma_{sid}$  – напруження бокового обтиснення, МПа

$$\sigma_{sid} = \frac{0,5 \cdot A_b \cdot f_{ctd}}{h_{anc} \cdot a}, \quad (16)$$

$A_b$  – найменша площа вертикального перерізу ростверка по осі колони за вирахуванням площі вертикального перерізу стакана і площі трапеції, розташованої під колоною, з нахиленими під кутом  $45^\circ$  сторонами (на рис. 20 площа трапеції показана пунктирними лініями);

$h_{anc}$  – глибина замурування колони в стакан фундаменту;

$a$  – умовне позначення сторони перерізу колони ( $b_c$  або  $h_c$ ), яка використовується в розрахунку.

В розрахунках допускається приймати  $\mu = 0,75$ .

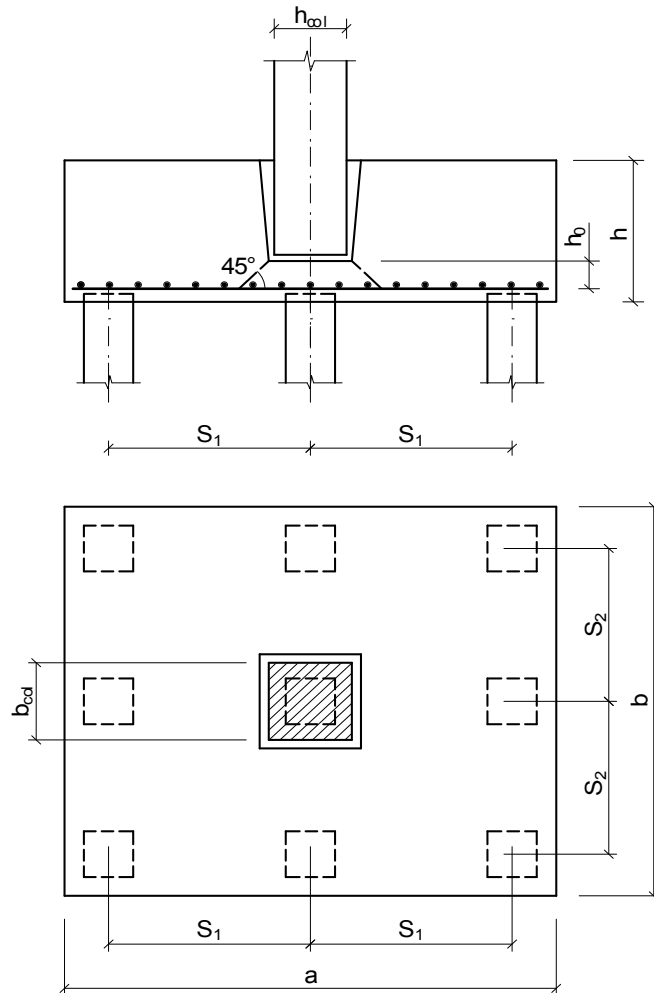


Рисунок 20 – Схема пальового фундаменту з плитним ростверком

Знайдена за (15) несуча здатність ростверка на розколювання порівнюється з його несучою здатністю на продавлювання ( $N = F_{per} \frac{n}{n_1}$ , де  $n_1$  – число паль, розташованих за межами нижньої основи піраміди продавлювання) і приймається більша з цих величин.

### **Розрахунок ростверка на згин**

Ростверки на згин розраховуються в перерізах, які проходять по зовнішніх гранях підколонника ростверка або по гранях уступів ростверка, а також по гранях колон. Розрахунковий згинальний момент для кожного перерізу визначають як суму моментів від реакцій паль (**від навантажень на ростверк з урахуванням ваги ростверка з ґрунтом на його уступах, тобто в площині низу ростверка**) і від місцевих навантажень, прикладених до консольного звису ростверка по одну сторону від розгляданого перерізу

$$M_{xi} = \sum F_i x_i - M_{fx}; \quad (17)$$

$$M_{yi} = \sum F_i y_i - M_{fy}; \quad (18)$$

де  $F_i$  – реакція палі;

$x_i$ ;  $y_i$  – відстані від осі палі до відповідних граней уступів або підколонника;

$M_{fx}$ ;  $M_{fy}$  – згинальні моменти в розгляданих перерізах від місцевого навантаження.

Площа перерізу арматури, яка паралельна стороні  $l$ , на всю ширину ростверка може визначатись за формулою

$$A_{il} = \frac{M_{i-i}}{0,9 f_{yd} \cdot z_s}, \quad (19)$$

де  $M_i$  – згинальний момент у відповідному перерізі,

або за методикою розрахунку прямокутних балок з поодинокую арматурою.

Міцність нахилених перерізів від дії згинального моменту вважається забезпеченою, якщо поперечна сила від зовнішнього навантаження, яка діє в похилому перерізі, не менше ніж в 1,25 раза менша поперечної сили в тому ж перерізі  $Q = 0,75 \cdot b \cdot h_0 \cdot f_{ctd}$ . Якщо ця умова не виконується, перевіряють анкерування арматури в зоні розташування крайніх паль відповідно до вказівок [2].

У таблиці 2 наведені вихідні дані для розрахунку міцності тіла ростверка. Перед розрахунком на міцність потрібно зконструювати ростверк. Висоту першого від подошви уступу рекомендується приймати не менше 600 мм. Виконати розрахунок міцності тіла ростверка на продавлювання колоною або підколонником та розрахунок на згин з підбиранням робочої арматури подошви.

Таблиця 2 – Вихідні дані для розрахунку міцності тіла кущового ростверка

№ вар.	Тип паль	Кількість паль, шт.	$N_m$ , кН	$M_{m,x}$ , кНм	$M_{m,y}$ , кНм	Висота ростверка, м	Розміри колони (тип)
1	C12-30	2	1500	120	-	0,9	0,3×0,3 (ЗБК мон.)
2	C10-35	5	4200	230	-	1,2	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
3	Бурові $d_{sv}=0,5$ м	4	3800	307	120	1,8	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
4	Бурові $d_{sv}=0,4$ м	5	5600	550	-	2,1	0,5×0,5 (ЗБК мон.)
5	C8-30	6	4300	380	200	1,2	0,4×0,5 (метал.)
6	C7-30	7	4800	350	-	1,5	0,5×0,5 (ЗБК мон.)
7	Бурові $d_{sv}=0,5$ м	6	5200	630	210	1,8	0,5×0,5 (ЗБК мон.)
8	C12-35	8	4500	290	-	1,5	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
9	C9-35	7	3900	280	150	1,8	0,3×0,3 (ЗБК збір.)
10	C10-30	5	3200	300	100	1,2	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
11	C12-35	4	2800	180	110	1,5	0,3×0,3 (ЗБК збір.)
12	Бурові $d_{sv}=0,35$ м	5	2300	110	50	0,9	0,3×0,3 (ЗБК мон.)
13	C7-30	9	4100	360	90	1,2	0,4×0,4 (ЗБК мон.)
14	C8-30	8	3800	220	80	1,8	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
15	C9-30	10	4740	315	95	2,1	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
16	Бурові $d_{sv}=0,4$ м	4	2800	115	50	1,5	0,3×0,3 (ЗБК мон.)
17	C11-30	6	3700	290	90	0,9	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
18	C12-30	7	4600	310	-	1,8	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
19	C13-35	8	5100	390	160	1,8	0,5×0,5 (ЗБК мон.)
20	C14-35	2	1600	250	-	1,5	0,3×0,3 (ЗБК збір.)
21	Набивні $d_{sv}=0,3$ м	10	3800	240	55	2,1	0,4×0,4 (ЗБК збір.)
22	Набивні $d_{sv}=0,35$ м	8	3900	270	120	1,5	0,4×0,7 (метал.)
23	Набивні $d_{sv}=0,4$ м	6	4330	245	50	2,1	0,3×0,6 (метал.)
24	C13-35	5	4800	470	305	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)
25	C6-30	11	5200	390	250	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)
26	C9-30	7	3500	220	80	1,5	0,5×0,7 (метал.)
27	C8-30	8	4500	290	110	1,8	0,5×0,9 (метал.)
28	C10-35	9	3900	190	95	2,4	0,4×0,5 (ЗБК мон.)
29	C12-35	10	5100	360	140	3,0	0,3×0,6 (ЗБК мон.)
30	C14-35	5	4200	150	100	2,7	0,5×0,5 (ЗБК збір.)

## Приклади розрахунку

### 1. Розрахунок міцності тіла кушового ростверка з набивних паль під збірну залізобетонну колону

Вихідні дані

№ вар.	Тип паль	Кількість паль, шт.	N <sub>m</sub> , кН	M <sub>m,x</sub> , кНм	M <sub>m,y</sub> , кНм	Висота ростверка, м	Розміри колони (тип)
31	Набивні d <sub>sv</sub> = 0,5 м	4	3800	307	120	1,8	0,4×0,4 (ЗБК збірн.)

Мінімальний розмір підколонника в плані, виходячи з розміру стакана,  $(0,4+0,075 \cdot 2+0,175 \cdot 2) \times (0,4+0,075 \cdot 2+0,175 \cdot 2) = 0,9 \times 0,9$  (м). Приймаємо підколонник  $0,9 \times 0,9$  м, що відповідає умові кратності 300 мм. Відстань між палями в плані приймаємо  $3d = 3 \cdot 0,5 = 1,5$  (м). Розмір плити ростверка в плані приймаємо  $1100 \times 1100$  мм. Висоту плити ростверка в першому наближенні приймаємо 600 мм.

Конструктивне рішення пального фундаменту з 4 набивних паль діаметром 500 мм показане на рисунку 21.

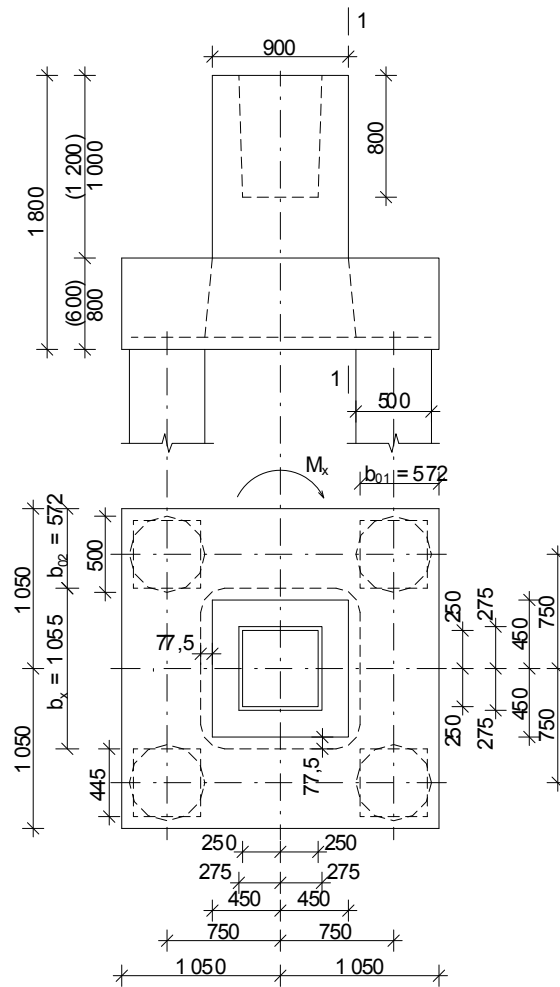


Рисунок 21 – Конструктивне рішення та розрахункова схема ростверка

Розрахунок тіла фундаменту за міцністю відносять до розрахунків за першою групою граничних станів, тому значення навантажень приймаємо з повними коефіцієнтами надійності з навантаження:

$$N_m = 3800 \text{ кН}; \quad M_{m,x} = 307 \text{ кНм}; \quad M_{m,y} = 120 \text{ кНм}.$$

Бетон класу С12/15 [5]:  $\gamma_{cl} = 0,9$ ;  $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ ;  $f_{ctd} = 0,733 \text{ МПа}$ ;  
 $f_{ck} = 11 \text{ МПа}$ ;  $\varepsilon_{cs,cd} = 0,52 \text{ ‰}$ ;  $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,33 \text{ ‰}$ ;  $E_{cm} = 23 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ .

Арматура класу А400С [6]:  $f_{yd} = 363 \text{ МПа}$ ;  $f_{ywd} = 285 \text{ МПа}$ ;  
 $E_s = 210 \cdot 10^3 \text{ МПа}$ ;  $\varepsilon_{ud} = 0,025$ ;  $\varepsilon_{so} = 1,73 \cdot 10^{-3}$ ; А240С:  $f_{yd} = 228 \text{ МПа}$ .

Розміри перерізу колони в плані  $h_c \times b_c = 400 \times 400 \text{ мм}$ .

Висота фундаменту  $H_f = 1,8 \text{ м}$ . Розміри підшви ростверка  $2,2 \times 2,2 \text{ м}$ .

Розміри підколонника в плані  $l_{cf} \times b_{cf} = 900 \times 900 \text{ мм}$ .

Висота підколонника  $h_{cf} = 1200 \text{ мм}$ , висота плитної частини  $H = 600 \text{ мм}$ .

Захисний шар бетону за наявності бетонної підготовки  $50 \text{ мм}$ .

Розміри дна стакана:  $l_h \times b_h = (400 + 2 \times 50) \times (400 + 2 \times 50) = 500 \times 500 \text{ (мм)}$ ;  
глибина стакана  $h_h = 800 \text{ мм}$ ; товщина дна стакана  $h_b = 1800 - 800 = 1000 \text{ (мм)}$ ,  
робоча висота дна стакана  $h_{ob} = 950 \text{ мм} > 400 \text{ мм}$ .

Круглі палі приводимо до умовно квадратних з поперечником  $d = 0,89d_{sv} = 0,89 \cdot 0,5 = 0,445 \text{ (м)}$ .

#### *Перевірка міцності ростверка на продавлювання*

Оскільки  $h_{cf} - d_p = 1200 - 800 = 400 \text{ (мм)} \geq 0,5(l_{cf} - h_c) = 0,5(900 - 400) = 250 \text{ (мм)}$ , то продавлювання здійснюється від підколонника [3, 4]. Робоча висота перерізу плитної частини  $d = 600 - 50 = 550 \text{ (мм)}$ .

Перевірку виконуємо в напрямку дії більшого згинального моменту.

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{3800}{4} + \frac{307 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 1052,3 \text{ (кН)}$$

Розрахункове значення продавлювальної сили за формулою (13)

$$V_{Ed} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i = 2 \cdot 2 \cdot F_1 = 4 \cdot 1052,3 = 4209,3 \text{ (кН)}.$$

Поряд із підколонником опір зрізу при продавлюванні перевіряємо за формулою (4).

Коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщиною при зсуві

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{11}{250} \right) = 0,574.$$

Максимально допустиме значення опору на зріз, що може витримати переріз, визначаємо за формулою (5)



$$V_{Rd,max} = 0,5\gamma_{cd} = 0,5 \cdot 0,574 \cdot 8500 \cdot 0,9 = 2195,6 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо умову (4) відсутності зрізу при продавлюванні поряд з підколонником

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{4209,3}{1,8 \cdot 2 \cdot 0,55} = 2125,9 \text{ (кПа)} < V_{Rd,max} = 2195,6 \text{ кПа},$$

де  $u_0$  – довжина контуру підколонника;

$d$  – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником має перевірятись на контрольному периметрі в межах  $2d$  від контуру підколонника [п.4.8.4.2, ДСТУ Б В.2.6-156:2010], де  $d$  – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані  $c = 77,5$  мм від контуру підколонника (рис. 21).

Має виконуватись умова (8).

Продавлююльна сила  $V_{Ed,red} = 4209,3$  (кН).

Контрольний периметр

$$u = 2c_1 + 2c_2 + \pi \cdot 2c_1 = 2 \cdot 0,9 + 2 \cdot 0,9 + \pi \cdot 2 \cdot 0,0775 = 4,09 \text{ (м)}.$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування визначається за формулою (10)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,603 < 2.$$

$\rho_i$  – відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{44,24}{220 \cdot 55,0} = 0,00366 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,55}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,603^{3/2} 11,0^{1/2} \cdot 4,0 = 0,942 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,603 \cdot (100 \cdot 0,00366 \cdot 11)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,55}{0,0775} = 1,409 \text{ (МПа)} > V_{\min} = 0,942 \text{ (МПа)}.$$

Перевіряємо умову (8) міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,55} = 1871,2 (\text{кПа}) > V_{Rd,c} = 1409 \text{кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена.  
Збільшуємо товщину плитної частини до 800 мм.

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{750}} = 1,516 < 2.$$

$\rho_i$  – відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{55,99}{220 \cdot 75,0} = 0,00339 < 0,02;$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 11,0^{1/2} \cdot 4,0 = 0,867 (\text{МН}).$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,516 \cdot (100 \cdot 0,00339 \cdot 11)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 1,297 (\text{МПа}) > V_{\min} = 0,867 (\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,75} = 1372,2 (\text{кПа}) > V_{Rd,c} = 1297 \text{кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання не забезпечена.

**Збільшимо клас бетону**

Бетон класу С16/20 [5]:  $\gamma_{cl} = 0,9$ ;  $f_{cd} = 11,5$  МПа;  $f_{ctd} = 0,866$  МПа;  $f_{ck} = 15$  МПа;  $\varepsilon_{c3,cd} = 0,58$  ‰;  $\varepsilon_{cl} = \varepsilon_{cu3,cd} = 3,23$  ‰;  $E_{cm} = 27 \cdot 10^3$  МПа.

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 0,035 \cdot 1,516^{3/2} 15,0^{1/2} \cdot 4,0 = 1,012 (\text{МН}).$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,516 \cdot (100 \cdot 0,00339 \cdot 15)^{1/3} \frac{2 \cdot 0,75}{0,0775} = 1,439 (\text{МПа}) > V_{\min} = 1,012 (\text{МПа}).$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{\beta V_{Ed,red}}{ud} = \frac{4209,3}{4,09 \cdot 0,75} = 1372,2 (\text{кПа}) < V_{Rd,c} = 1439 \text{кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

*Розрахунок ростверка на згин*

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі 1 – 1 (див. рис. 21).

Загальне максимальне розрахункове навантаження на одну палю з урахуванням дії ваги ростверку та згинального моменту  $M_x$

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xbot} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{3800 + 222,5}{4} + \frac{307 \cdot 0,75}{4 \cdot 0,75^2} = 1108,0 (\text{кН}).$$

Згинальний момент від реакції палі біля грані підколонника (переріз 1 – 1) уздовж дії моменту  $M_x$

$$M = 2F_1(0,75 - 0,9/2) - \frac{G_{p+sp} \cdot (1,1 - 0,9/2)^2}{2,2 \cdot 2} = 2 \cdot 1148 \cdot 0,3 - \frac{222,5 \cdot 0,65^2}{2,2 \cdot 2} = 667,5 (\text{кНм}).$$

Знайдемо параметр  $\lambda$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,23 - 0,58) / 3,23 = 0,82.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,75 \frac{3,23}{3,23 + 1,729} = 0,489 (\text{м});$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$

Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони  $x_1$

$$x_1 = \frac{z_s A_2 - \sqrt{z_s^2 A_2^2 - 4 A_1 A_2 M}}{2 A_1 A_2} \quad (20)$$

де  $A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,82(1 + 0,82)}{3(1 + 0,82)} = 0,456;$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 11,5 \cdot 10^3 \cdot 2,2(1 + 0,82) = 23,02 \cdot 10^3 (\text{кН / м});$$

$$x_1 = \frac{0,75 \cdot 23,02 \cdot 10^3 - \sqrt{0,75^2 (23,02 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,456 \cdot 23,02 \cdot 10^3 \cdot 667,5}}{2 \cdot 0,456 \cdot 23,02 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,0396 (\text{м}).$$

Перевіряємо умову  $x_1 \leq x_{lu}$ ;

$$x_1 = 0,0396 \text{ м} \leq x_{lu} = 0,489 \text{ м}.$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні.

Знаходимо потрібну площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{11,5 \cdot 10^3 \cdot 2,2 \cdot 0,0396 \cdot (1 + 0,82)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,002512 (\text{м}^2) = 25,12 \text{ см}^2.$$

Приймаємо армування 22Ø18 А400С  $A_s = 55,99 \text{ см}^2$ .

В поперечному напрямку армування приймаємо також 22Ø18 А400С  $A_s = 55,99 \text{ см}^2$ .

## 2. Розрахунок міцності тіла кущового ростверку для випадку 2 паль у куці

№ вар.	Тип паль	Кількість паль, шт.	$N_m$ , кН	$M_{m,x}$ , кНм	$M_{m,y}$ , кНм	Висота ростверка, м	Розміри колони (тип)
32	С6-30	2	800	150	-	1,2	0,3×0,3 (ЗБК мон.)

Мінімальні розміри підколонника в плані, виходячи з розміру колони, 0,4×0,4 м. Висота ростверка достатня для анкерування арматури колони. Конструктивне рішення ростверка, виходячи з мінімальної відстані між палями, наведено на рисунку 22.

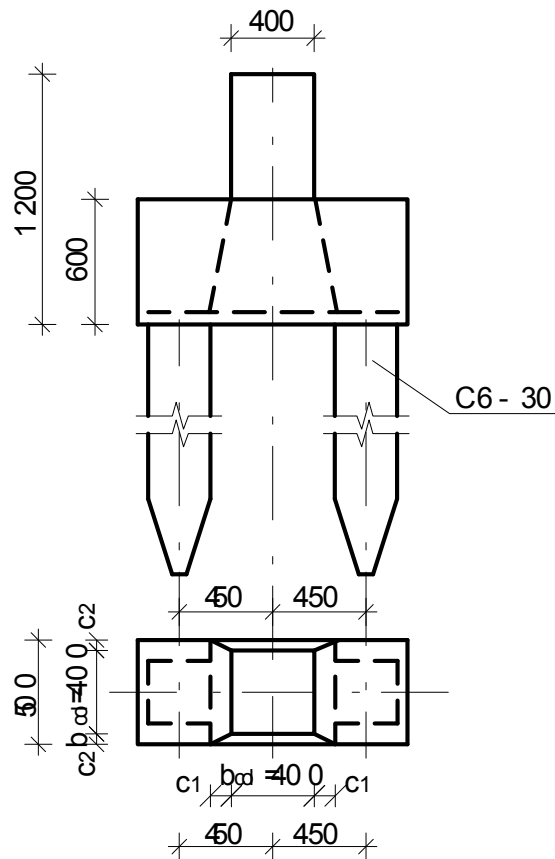


Рисунок 22 – Конструктивне рішення і розрахункова схема ростверка для забивних паль

*Перевірка міцності ростверка на продавлювання*

За матеріал фундаменту використовуємо бетон класу C20/25 та арматуру A400С.

Фізико-механічні характеристики матеріалів [5, 6]:

Розрахункове значення міцності арматури на границі текучості

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,1} = 363(\text{МПа}),$$

Модуль пружності  $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ .

Розрахункове значення міцності бетону на стиск

$$f_{cd} = f_{cd}^0 \cdot \gamma_{c1} = 14,5 \cdot 0,9 = 13,05 (\text{МПа}).$$

де  $\gamma_{c1}$  – коефіцієнт умов роботи,  $\gamma_{c1} = 0,9$  при тривалій дії навантаження;

$f_{cd}^0$  – табличне значення міцності бетону на стиск,  $f_{cd}^0 = 14,5(\text{МПа})$ .

Розрахункове значення міцності бетону на розтяг

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} = 1 \cdot 1,5 / 1,5 = 1,0 \text{ (МПа)}.$$

де  $\alpha_{ct}$  – коефіцієнт, що враховує вплив на міцність бетону при розтягу тривалої дії несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Рекомендованим є значення  $\alpha_{ct} = 1$ ;

$f_{ctk,0,05}$  – значення міцності бетону на осьовий розтяг;

$\gamma_{ct}$  – коефіцієнт надійності для бетону,  $\gamma_{ct} = 1,5$ .

$f_{ck} = 18,5 \text{ (МПа)}$  – характеристичне значення міцності бетону на стиск.

Значення відносних граничних деформацій в бетоні

$$\varepsilon_{cu3,cd} = 3,10\%, \quad \varepsilon_{c3,cd} = 0,63\%.$$

Розрахункова схема ростверка наведена на рисунку 22.

Під подошвою фундаменту передбачуємо бетонну підготовку, тому висоту захисного шару бетону можна прийняти рівною  $a_s = 50$  (мм), тоді робоча висота перерізу  $z_s = h - a_s = 600 - 50 = 550$  (мм).

Граничне розрахункове значення навантаження на фундамент  $N_m = 800$  (кН).

Висота фундаменту  $H_f = 1,2$  м;

розміри подошви фундаменту  $l = 1,5$  м,  $b = 0,5$  м;

розміри підколонника в плані  $h_c = b_c = 0,4$  м;

висота плитної частини  $h_l = 600$  мм.

Розрахунок на продавлювання колоною ростверків пальових фундаментів з двох паль (рис. 22) виконується за формулою (14).

### Продавлювальна сила

Розрахункове навантаження на палю без урахування ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_m}{n} + \frac{M_{xm} y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{800}{2} + \frac{150 \cdot 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 566,7 \text{ (кН)}$$

Розрахункове значення продавлювальної сили за формулою (13)

$$V_{Ed} = 2 \cdot \sum_{i=1}^n F_i = 2 \cdot F_1 = 2 \cdot 566,7 = 1133,3 \text{ (кН)}.$$

Поряд із підколонником опір зрізу при продавлюванні обмежується максимальним значенням (формули (4)–(6))

$$v = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{18,5}{250} \right) = 0,556,$$

$$V_{Rd, \max} = 0,5 v f_{cd} = 0,5 \cdot 0,556 \cdot 13050 = 3627,9 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо умову (4) відсутності зрізу при продавлюванні поряд з підколонником

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} = \frac{1133,3}{0,4 \cdot 4 \cdot 0,55} = 1287,9 \text{ (кПа)} \leq V_{Rd,\max} = 3627,9 \text{ (кПа)}.$$

де  $u_0$  – довжина контуру підколонника;

$d$  – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Умова виконується.

Опір продавлюванню фундаменту підколонником має перевірятись на контрольному периметрі в межах  $2d$  від контуру підколонника [п. 4.8.4.2, ДСТУ Б В.2.6-156:2010], де  $d$  – робоча висота перерізу на периметрі площі завантаження.

Оскільки зріз при продавлюванні здійснюється по внутрішніх гранях паль, то перевіримо опір продавлюванню на контрольному периметрі на відстані  $c$  від контуру підколонника (див. рис. 22).

Має виконуватись умова (8).

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \leq V_{Rd,c}.$$

Розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні фундаментних плит без поперечного армування визначається за формулою (10)

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,138;$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{550}} = 1,6 < 2.$$

$\rho_i$  – відсоток армування робочої арматури, який не перевищує 0,02.

$$\rho_i = \frac{A_{sl}}{b_w d} = \frac{9,41}{50 \cdot 55,0} = 0,00342 < 0,02;$$

$$\frac{2d}{a} \leq 5$$

$$V_{\min} \frac{2d}{a} = 0,035 \cdot k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \frac{2 \cdot 0,55}{0,1} = 0,035 \cdot 1,6^{3/2} 18,5^{1/2} \cdot 5 = 1,524 \text{ (МН)}.$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100 \rho_i f_{ck})^{1/3} \frac{2d}{a} = 0,138 \cdot 1,6 (100 \cdot 0,00342 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 5 =$$

$$= 2,04 \text{ (МН)} \geq V_{\min} = 1,524 \text{ (МН)}.$$

Перевіряємо умову міцності на зріз при продавлюванні при відсутності поперечного армування

$$V_{Ed,\sigma} = \frac{F_{per}}{2 \cdot [d(b_c + c_2) + (h_c + c_1)(b - b_c)]} =$$

$$= \frac{1133,3}{2 \cdot [0,55(0,4 + 0,05) + (0,4 + 0,1)(0,5 - 0,4)]} = 1904,7(\text{кПа}) < V_{Rd,c} = 2040\text{кПа}.$$

Отже, міцність на продавлювання забезпечена.

*Розрахунок ростверка на згин*

Визначаємо згинальні моменти, що діють в перерізі.

Вага ростверка з ґрунтом на його уступах

$$G_{p+zp.} = 1,5 \cdot 0,5 \cdot 1,2 \cdot 22 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 24,0 \text{ (кН)}.$$

Поздовжня сила на рівні підшви ростверка

$$N_{bot} = N + G_{p+zp.} = 800 + 24,0 = 824,0 \text{ (кН)}.$$

Розрахункове навантаження на палю з урахуванням ваги ростверка

$$F_1 = \frac{N_{bot}}{n} + \frac{M_{xm} y_{max}}{\sum y_i^2} = \frac{824}{2} + \frac{150 \cdot 0,45}{2 \cdot 0,45^2} = 578,7(\text{кН}).$$

Згинальний момент від реакцій паль біля грані підколонника

$$M = F_1(0,45 - 0,4/2) - \frac{G_{p+zp.}(0,75 - 0,4/2)}{1,5 \cdot 2} =$$

$$= 578,7 \cdot 0,25 - \frac{24,0 \cdot 0,55}{1,5 \cdot 2} = 140,3(\text{кНм}).$$

Знайдемо параметр  $\lambda$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{cu3,cd} - \varepsilon_{c3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd}} = (3,1 - 0,63)/3,1 = 0,797.$$

Максимально можлива стиснута зона.

$$x_1 = x_{lu} = z_s \frac{\varepsilon_{cu3,cd}}{\varepsilon_{cu3,cd} + \varepsilon_{so}} = 0,55 \frac{3,1}{3,1 + 1,729} = 0,353 \text{ (м)};$$

$$\varepsilon_{so} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{363}{2,1 \cdot 10^5} = 0,001729.$$



Визначаємо розрахункове значення величини стиснутої зони  $x_1$  за формулою (20)

$$A_1 = \frac{1 + \lambda(1 + \lambda)}{3(1 + \lambda)} = \frac{1 + 0,797(1 + 0,797)}{3(1 + 0,797)} = 0,451;$$

$$A_2 = \frac{1}{2} f_{cd} \cdot b(1 + \lambda) = \frac{1}{2} 13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,5(1 + 0,797) = 5,863 \cdot 10^3 (\text{кН} / \text{м});$$

$$x_1 = \frac{0,55 \cdot 5,863 \cdot 10^3 - \sqrt{0,55^2 (5,863 \cdot 10^3)^2 - 4 \cdot 0,451 \cdot 5,863 \cdot 10^3 \cdot 140,3}}{2 \cdot 0,451 \cdot 5,863 \cdot 10^3} =$$

$$= 0,0452 (\text{м})$$

Перевіряємо умову  $x_1 \leq x_{lu}$

$$x_1 = 0,0452 \leq x_{lu} = 0,353 (\text{м})$$

Умова виконана. Отже, робоче армування розміщене лише в нижній зоні. Знаходимо площу армування

$$A_s = \frac{f_{cd} \cdot b \cdot x_1 (1 + \lambda)}{2 f_{yd}} = \frac{13,05 \cdot 10^3 \cdot 0,5 \cdot 0,0453 (1 + 0,797)}{2 \cdot 363 \cdot 10^3} = 0,000732 (\text{м}^2) =$$

$$= 7,32 (\text{см}^2).$$

Приймаємо армування 3Ø20 А400С  $A_s = 9,41 \text{ см}^2$

### ПРАКТИЧНІ ЗАНЯТТЯ № 3–5

**Тема: розрахунок фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль при реконструкції (варіанти підсилення банкетами і палями при збільшенні навантаження).**

**Мета роботи:** Потрібно розрахувати варіанти підсилення банкетами і палями при збільшенні навантаження відповідно на 30% та 50%. Попередньо треба визначити розміри підшови фундаменту до реконструкції при заданих в таблиці навантаженнях і ґрунтових умовах. Термін експлуатації 30 років. Для підсилення використовувати буроін'єкційні або вдавлювані палі. Буроін'єкційні палі при наявності місця для розміщення бурового агрегата можуть влаштовуватись крізь тіло існуючого фундаменту. Вдавлювані палі можливі лише у виносному варіанті. Варіанти ґрунтових умов вказуються викладачем додатково.

## Теоретичні відомості

**Розрахунок потрібного розширення підшоши фундаменту при збільшенні навантаження.**

При збільшенні площі підшоши фундаментів потрібно враховувати зростання глибини активної зони основ фундаментів і різні деформаційні й міцнісні характеристики ґрунтів під підшовою існуючих фундаментів і під розширеннями. Тиск під підшовою фундаменту, що підсилюється, визначається відповідно до додатка А [7].

Розрахунок тисків під підшовою підсилюваного фундаменту потрібно робити для кожної стадії провадження робіт.

Розрахунок тисків передбачає:

а) визначення тиску під підшовою існуючого фундаменту в період підсилення від експлуатаційних навантажень і власної ваги фундаменту, при цьому потрібно дотримуватися умов:

$$\left. \begin{aligned} P_0 &\leq R_d; \\ P_{x \max} &\leq 1,2 R_d; \\ P_{y \max} &\leq 1,2 R_d; \\ P_{xy \max} &\leq 1,5 R_d, \end{aligned} \right\} \quad (21)$$

де  $R_d$  – розрахунковий опір ґрунту основи існуючого фундаменту з урахуванням тривалої його експлуатації й риття котловану при його підсиленні, кПа;

$P_0$  – середній тиск під підшовою існуючого фундаменту, кПа;

$P_{x \max}$ ,  $P_{y \max}$  – максимальні крайові тиски при дії згинальних моментів уздовж осей  $x$  та  $y$  відповідно, кПа;

$P_{xy \max}$  – максимальний тиск у кутовій точці позацентрово навантаженого фундаменту, кПа;

б) визначення тиску під підшовою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту. При цьому потрібно враховувати співвідношення  $\bar{E}_t$ , модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту.

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_t - 1) \cdot \frac{E_t}{E_0}}{\bar{R}_t - \bar{P}_0}, \quad (22)$$

де  $\bar{R}_t = \frac{R_t}{R_0}$ .

$\bar{P}_0$  и  $E_t$  – визначаються, відповідно, за формулами (Б.2) і (Б.7) (додаток Б [7]), а визначення  $R_0$ ,  $R_t$ ,  $\bar{P}_0$  і  $E_t$  дивись нижче.

Напруження під подошвою фундаменту від додаткового вертикального навантаження  $N_{ad}$ , кН (тс) дорівнює

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= \frac{N_{ad}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}}; \\ P_2 &= \frac{N_{ad}}{A_1 \cdot E_t + A_2}, \end{aligned} \right\} \quad (23)$$

де  $A_1$  – площа подошви наявної частини фундаменту, м<sup>2</sup>;

$A_2$  – площа подошви нової частини фундаменту, м<sup>2</sup>;

$P_1$  – середній тиск під існуючим фундаментом, кПа;

$P_2$  – те саме під новою частиною підсиленого фундаменту, кПа.

Напруження під подошвою фундаменту від додаткових згинальних моментів  $M_{ad}$ , кН·м, уздовж кожної осі фундаменту дорівнюють

$$\left. \begin{aligned} P_{11} &= \pm \frac{M_{ad}}{W_1 + \frac{W_2}{E_t}}; \\ P_{12} &= \pm \frac{M_{ad}}{W_1 \cdot E_t + W_2}; \\ P_2 &= P_{12} \cdot \frac{l_2}{l_1}, \end{aligned} \right\} \quad (24)$$

де  $P_{11}$  – тиск під подошвою старого фундаменту на межі з новою його частиною, кПа;

$P_{12}$  – тиск під подошвою нової частини фундаменту на межі зі старим фундаментом, кПа;

$P_2$  – крайовий тиск під подошвою підсиленого фундаменту, кПа;

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \frac{b_1 \cdot l_1^2}{6} \\ W_2 &= \frac{1}{6l_1} \cdot (b_2 \cdot l_2^3 - b_1 \cdot l_1^3); \end{aligned} \right\} \quad (25)$$

де  $l_1, b_1$  – розміри існуючого фундаменту уздовж і поперек осі дії згинального моменту, м;

$l_2, b_2$  – те саме для підсиленого фундаменту, м;

в) перевірка виконання обмежень тисків біля країв подошви фундаменту від дії на нього сумарних навантажень після підсилення.

Для стовпчастих фундаментів, розширюваних в одному і двох напрямках, обмеження контактних тисків наведені на рис. 23, а та 23, б.

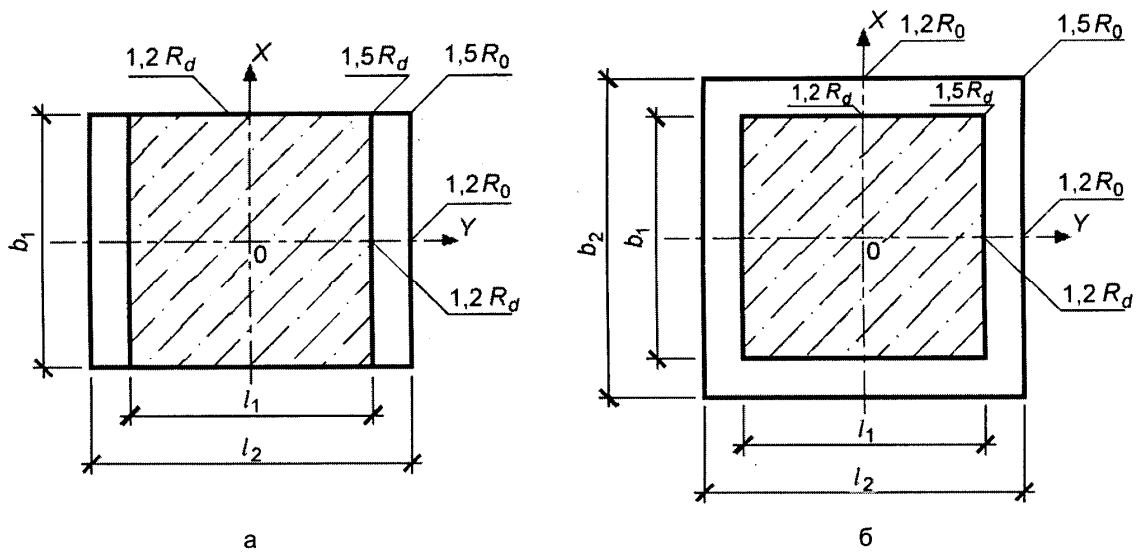


Рисунок 23 – Обмеження контактних тисків для стовпчастих фундаментів

г) перевірку обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\left. \begin{aligned} \sum P_1 &\leq R_d; \\ \sum P_2 &\leq R_0; \end{aligned} \right\} \quad (26)$$

д) обмеження мінімальних крайових тисків, що приймаються залежно від призначення фундаменту за п. 2.207 [10].

Для стрічкових фундаментів обмеження тисків під подошвою наведені на рис. 24.

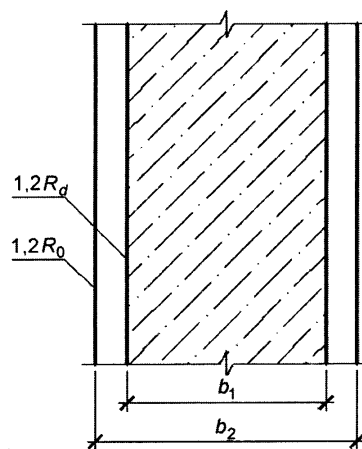


Рисунок 24 – Обмеження тисків під подошвою стрічкових фундаментів

*Визначення розрахункового опору ґрунту при підсиленні.*

Розрахунковий опір ґрунту  $R_d$ , кПа, під подошвою існуючого фундаменту з урахуванням ущільнення тиском від фундаменту має визначатися за фактичними показниками  $c_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ ,  $\gamma_{II}$  несучого шару на глибині до 0,5 м під подошвою фундаменту або відповідно до додатка Б [7].

*Визначення розрахункового опору ґрунту тривало навантаженої основи (за додатком Б [7])*

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи  $R_d$ , кПа, визначається за формулою

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0}, \quad (27)$$

де  $R_0$  – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа, за [8] при значеннях кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II} = \varphi_0$ , град. і питомого зчеплення  $c_{II} = c_0$ , кПа, що відповідають ненавантаженої основи;

$E_0$  – модуль деформації ґрунту ненавантаженої основи, МПа;

$E_t$  – максимальний модуль деформації ґрунту тривало навантаженої основи, МПа, при середньому тиску під подошвою  $P_0$ , кПа;

$R_t$  – розрахунковий опір ґрунту основи за [8] при характеристиках міцності ґрунту  $\varphi_{II} = \varphi_t$  і  $c_{II} = c_t$ , що відповідають тривало навантаженої основи, кПа.

Розрахункові міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження  $t$  (років) і інтенсивності середнього тиску  $\bar{P}_0$

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0}. \quad (28)$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_t$ , град.

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (29)$$

де  $\bar{P}$  – ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma}; \quad (30)$$

де  $\bar{P}_\gamma$  – інтенсивність вертикального побутового тиску ґрунту на рівні подошви фундаменту

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0}; \quad (31)$$

питоме зчеплення ґрунту  $c_b$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) \quad (32)$$

максимальний модуль деформації ґрунту  $E_t$ , МПа

$$E_t = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) \quad (33)$$

де  $d$  – глибина закладання підшви фундаменту, м;

$\gamma'_{11}$  – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту, кН/м<sup>3</sup>;

$\rho_\varphi$ ,  $\rho_c$ ,  $\rho_E$  – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right); \quad (34)$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) \quad (35)$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) \quad (36)$$

де  $e$  – коефіцієнт пористості;

$I_l$  – показник текучості для глинистих ґрунтів, а для піщаних  $I_l = 0$ ;

$\alpha_\varphi$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_E$  – коефіцієнти, прийняті за табл. Б.1 [7].

Таблиця 3 – Значення коефіцієнтів  $\alpha_\varphi$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_E$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пилувато-глинисті		
	крупні, середні	дрібні, пилуваті	супіски	суглинки	глини
$\alpha_\varphi$	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
$\alpha_c$	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
$\alpha_E$	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

### ***Розрахунок потрібної кількості паль підсилення при значному збільшенні навантаження на фундамент***

Для випадку підсилення фундаментів мілкового закладання палями з жорстким об'днанням їх з існуючим фундаментом має виконуватись умова [9]

$$\sum N^{II} \leq N_1^{II} + \frac{N_2^I}{\gamma_{fnt}}, \quad (37)$$

де  $\sum N^{II}$  – сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту, кН.

При простій конструктивній схемі, відсутності сусідніх будівель і споруд та для недеформованих будівель (при збільшенні навантажень на фундаменти у випадку реконструкції) допускається визначати  $\sum N''$ , як остаточно, за формулою

$$\sum N'' = N_0'' + G_f'' + G_r'' + G_s'' , \quad (38)$$

де  $N_0''$  – розрахункове вертикальне навантаження від надземних конструкцій будівлі на верхньому уступі фундаменту, кН, з урахуванням реконструкції, що проводиться;

$G_f''$  – вага існуючого фундаменту, кН;

$G_r''$  – вага ростверка або інших елементів підсилення, кН;

$G_s''$  – вага ґрунту на уступах фундаменту і ростверка, підлоги та (або) вимощення в цих межах і можливих постійних чи тривалих тимчасових навантажень, кН.

*Примітка.* Значення,  $G_f''$ ,  $G_r''$ ,  $G_s''$  визначають для другої групи граничних станів без урахування виважувальної дії підземних вод, рівень яких розташований чи прогнозується вище, ніж рівень подошви фундаменту.

$N_1''$  – розрахункове навантаження для другої групи граничних станів, кН, яке передається на існуючий фундамент після підсилення, визначається з урахуванням безпечного тиску на основу за формулою

$$N_1'' = \sigma_{mt} \cdot A , \quad (39)$$

де  $\sigma_{mt}$  – середнє напруження, кПа, на подошві фундаменту при виконанні умови  $\sigma_{mt} \leq R$ . Розрахунковий опір непросідаючого ґрунту визначається за формулою норм [8];

$A$  – площа подошви фундаменту, м<sup>2</sup>, при її ширині  $b$ , м;

$N_2^I$  – розрахункове навантаження для першої групи граничних станів, кН, яке передається на палі підсилення, визначається за формулою

$$N_2^I = n \cdot F_{d.sat} / \gamma_k , \quad (40)$$

де  $n$  – кількість палей підсилення для фундаменту, який підлягає розрахунку;

$F_{d.sat}$  – розрахункова несуча здатність палі по ґрунту з урахуванням його можливого замочування, кН, яка визначається за рекомендаціями норм [8];

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, який приймається залежно від способу визначення  $F_{d.sat}$ :

1,2 – при статичному випробуванні паль;

1,4 – за даними інших методів, якщо їх вірогідність підтверджена перевіркою в регіональних умовах.

Середнє значення коефіцієнта надійності  $\gamma_{f.mt}$  визначається за формулою

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}} \quad , \quad (41)$$

де  $\sum N^I$ ,  $\sum N^{II}$  – сумарні розрахункові вертикальні навантаження відповідно для першої та другої груп граничних станів на рівні підшви фундаменту, які визначаються відповідно за формулами (42) та (38).

$$\sum N^I = N'_0 + G'_f + G'_r + G'_s \quad , \quad (42)$$

де значення навантажень визначаються для першої групи граничних станів аналогічно з формулою (38).

При позацентровому навантаженні фундаменту мілкого закладання, підсиленого палями, у формулу (39) потрібно вводити значення  $\sigma_{mt} \leq 1,2 R$ .

Для будь-яких ґрунтових умов має також виконуватись умова  $\sigma_{min} > 0$ .

У таблиці 4 наведені вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкого закладання і фундаменту з паль при реконструкції. Задані у таблиці 3 навантаження є навантаженнями до реконструкції. Потрібно розрахувати варіанти підсилення банкетами і палями при збільшенні навантаження відповідно на 30% та 50%. Попередньо треба визначити розміри підшви фундаменту до реконструкції при заданих в таблиці навантаженнях і ґрунтових умовах. Термін експлуатації 30 років. Варіанти ґрунтових умов надаються викладачем додатково.



Таблиця 4 – Вихідні дані для розрахунку фундаменту мілкового закладання і фундаменту з паль при реконструкції

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	$N_m$ , кН	$M_m$ , кНм	$Q_m$ , кН				
1	1200	150	25	0,000	1,7	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	1
2	1900	75	30	-0,500	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	2
3	2200	180	20	0,000	-	0,4×0,6 (МК)	3
4	1700	50	35	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	4
5	1500	60	45	-1,200	2,4	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	5
6	2000	260	50	-0,700	2,4	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	6
7	2200	120	40	-0,600	-	0,6×0,6 (ЗБК збір.)	7
8	2400	100	38	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	8
9	2600	100	50	0,000	1,8	0,6×0,6 (МК)	9
10	3000	100	60	0,000	1,8	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	10
11	175	10	30	0,000	-	b = 0,51*	11
12	1500	60	42	-1,000	-	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	12
13	1600	-	47	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	13
14	1700	80	33	-1,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	14
15	270	15	15	-1,000	-	b = 0,51*	15
16	2500	100	50	-1,000	3,2	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	16
17	2700	-	39	-0,500	3,2	0,6×0,8 (МК)	17
18	2900	120	70	-0,500	-	0,6×0,8 (ЗБК мон.)	18
19	220	20	40	-0,500	-	b = 0,51*	19
20	900	80	39	-0,300	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	20
21	600	60	22	-0,500	1,8	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	21
22	700	70	50	-0,700	1,8	0,4×0,4 (МК)	22
23	330	45	50	-0,800	-	b = 0,51*	23
24	1800	70	35	0,000	-	0,4×0,6 (ЗБК мон.)	24
25	2000	90	50	0,000	2,4	0,4×0,6 (ЗБК збір.)	25
26	450	80	60	0,000	2,4	b = 0,51*	26
27	1000	250	40	-0,500	2,4	0,4×0,4 (ЗБК мон.)	27
28	8000	350	70	-1,000	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	28
29	400	31	15	-1,500	-	b = 0,51*	29
30	2400	180	44	0,000	-	0,6×0,6 (ЗБК мон.)	30

### Приклади розрахунку

#### 1. Розрахунок варіантів підсилення стрічкового фундаменту банкетами і палями

Потрібно розрахувати варіанти підсилення фундаменту банкетами і палями при збільшенні навантаження на 60%. Попередньо треба визначити розміри подошви фундаменту до реконструкції при заданих в таблиці навантаженнях і ґрунтових умовах. Термін експлуатації 33 роки.

### Вихідні дані

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвала, м	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	$N_m$ , кН	$M_m$ , кНм	$Q_m$ , кН				
31	560,7	50	38	-1,000	1,1	$b = 0,51$ м	31

У таблиці 5 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунту, на рисунку 25 – геологічна колонка товщі ґрунтів.

Таблиця 5 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_{s_s}$ , кН/м <sup>3</sup>	$W$	$W_L$	$W_p$	$I_p$	$I_L$	$e$	$S_r$	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$\nu$	$E$ , МПа
Рослинний шар	17,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісок пластичний жовтий	18,5	27,0	0,18	0,18	0,13	0,05	1,0	0,72	0,68	7	26	0,30	7,4
Пісок середньої крупності, щільний	20,1	26,6	0,17	-	-	-	-	0,54	0,84	1	34	0,27	29
Суглинок сірий	18,6	26,8	0,26	0,32	0,22	0,10	0,4	0,82	0,85	19	19	0,37	12

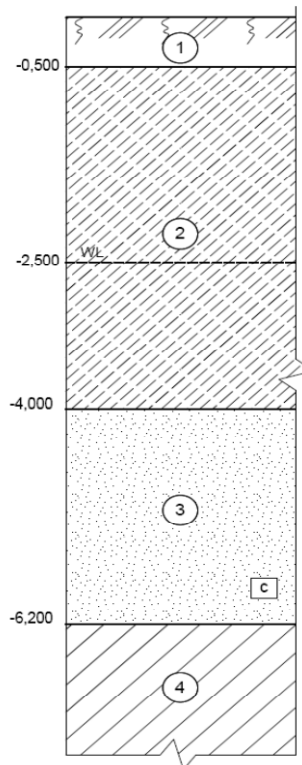


Рисунок 25 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика

Питома вага ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e}; \quad (43)$$

$$\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{27,0 - 10}{1+0,72} = 9,88 (\text{кН} / \text{м}^3); \quad \gamma_{sb,3} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,6 - 10}{1+0,7} = 9,76 (\text{кН} / \text{м}^3);$$

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1+e} = \frac{26,8 - 10}{1+0,82} = 9,23 (\text{кН} / \text{м}^3).$$

Положення фундаментів у ґрунті показано на рисунку 26.

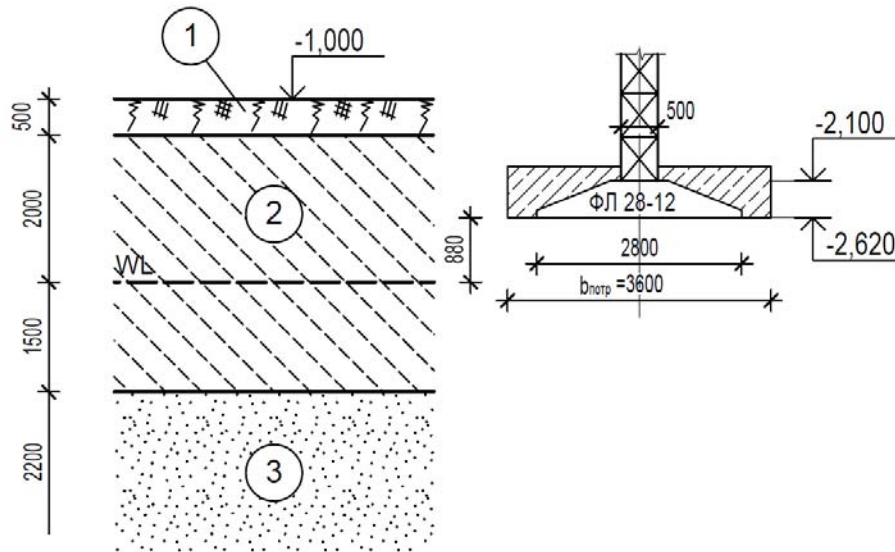


Рисунок 26 – Положення фундаментів мілкового закладання, підсилених банкетами, у ґрунті

### Розміри підшови фундаменту до реконструкції

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень:

$$N_e = 560,7 / 1,3 = 431,3 (\text{кН} / \text{м}); \quad M_e = 50 / 1,3 = 38,5 (\text{кНм} / \text{м}); \quad Q_e = 38 / 1,3 = 29,2 (\text{кН} / \text{м}).$$

Розміри підшови фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{N_e}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{431,3}{200 - 25,0 \cdot 0,52} = 2,3 (\text{м}^2).$$

Приймаємо  $b = 2,8$  м.

Розрахунковий опір при прийнятих розмірах підшови, що відповідає ненавантаженій основі, визначаємо за формулою

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_{B'} \gamma'_{II} + M_c C_{II}), \quad (44)$$

де всі позначення згідно з [8].

Осереднення питомої ваги ґрунту за формулою

$$\gamma_{сеп} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots}, \quad (45)$$

де  $\gamma_1, \gamma_2, h_1, h_2$  – питома вага і потужність шарів ґрунту.

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{17,0 \cdot 0,5 + 18,5 \cdot 1,1}{1,6} = 18,0 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{18,5 \cdot 0,88 + 9,88 \cdot 0,52}{1,4} = 15,3 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Приймаємо, виходячи з найменшого значення глибини закладання,

$$R_0 = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,84 \cdot 2,8 \cdot 1,0 \cdot 15,3 + 4,37 \cdot 0,52 \cdot 18,0 + 3,37 \cdot 1,1 \cdot 18,0 + 6,9 \cdot 7,0) =$$

$$= 212,8 \text{ (кПа)}.$$

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$P_0 = \frac{431,3}{2,8} + 25 \cdot 0,52 = 167,0 \text{ (кПа)} < R = 212,8 \text{ кПа}.$$

$$P_{\max, x} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d + \frac{M}{W} = 167,0 + \frac{(38,5 + 29,2 \cdot 0,52) \cdot 6}{1,0 \cdot 2,8^2} = 167,0 + 41,1 =$$

$$= 208,0 \text{ (кПа)} < 1,2 R_0 = 255,4 \text{ кПа}.$$

Граничні нерівності виконуються.

### **Підсилення фундаменту банкетами при збільшенні навантаження на 60%**

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень після реконструкції:

$$N_e = 431,3 \cdot 1,6 = 700,8 \text{ (кН/м)}; \quad M_e = 38,5 \cdot 1,6 = 61,6 \text{ (кНм/м)};$$

$$Q_e = 29,2 \cdot 1,6 = 46,7 \text{ (кН/м)}.$$

Потрібна площа подошви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{700,8}{212,8 - 25 \cdot 0,6} = 3,55 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо розмір подошви  $b = 3,6$  м.

При аналізі можливості реконструкції потрібно врахувати, що внаслідок тривалої експлуатації споруди відбулось ущільнення ґрунтів під фундаментами, що призводить до збільшення розрахункового опору ґрунту основи.

Згідно з [7] визначимо розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи.

Тиск під подошвою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років, складає  $P_0 = 167,0$  кПа.

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи  $R_0$ , кПа, визначається за формулою (27)

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0} = 212,8 + (244,1 - 212,8) \frac{11,6}{7,4} = 261,8 \text{ (кПа)},$$

де інтенсивність середнього тиску  $\bar{P}_0$  визначається за формулою (28)

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{167}{212,8} = 0,785;$$

ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском – за формулою (30)

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma} = \frac{0,785 - 0,13}{1 - 0,13} = 0,753;$$

при інтенсивності вертикального побутового тиску ґрунту на рівні подошви фундаменту – за формулою (31)

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{17,0 \cdot 1,62}{212,8} = 0,13;$$

кут внутрішнього тертя ґрунту – за формулою (29)

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 26 \cdot (1 + 0,753 \cdot 0,0232 \cdot \sqrt[3]{33}) = 27^0;$$

питоме зчеплення ґрунту – за формулою (32)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 7 \cdot (1 + 0,753 \cdot 0,128 \cdot \sqrt[3]{33}) = 9,2 \text{ (кПа)};$$

максимальний модуль деформації ґрунту – за формулою (33)

$$E_t = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 7,4 \cdot (1 + 0,176 \cdot \sqrt[3]{33}) = 11,6 \text{ (МПа)};$$

де  $\rho_\varphi$ ,  $\rho_c$ ,  $\rho_E$  – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами (34)–(36):

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^0}\right) = 0,055 \cdot \left(1 - \frac{26}{45}\right) = 0,0232;;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,11 \cdot 0,72 \cdot (1 + 0,3 \cdot 1) = 0,128;$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,1 \cdot 0,72 \cdot (1 + 0,2 \cdot 1) = 0,176;$$

де  $\alpha_\phi$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_E$  – коефіцієнти, прийняті за табл. Б.1 [7];

$$\begin{aligned} R_t &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_C C_t) = \\ &= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,91 \cdot 1 \cdot 2,8 \cdot 18,5 + 4,64 \cdot 0,52 \cdot 17,0 + 3,64 \cdot 1,1 \cdot 17,0 + 7,14 \cdot 9,2) = \\ &= 244,1 \text{ (кПа)}. \end{aligned}$$

**Визначимо тиск під подошвою підсиленого фундаменту при ширині  $b = 3,6$  м від додаткового навантаження.**

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту визначається за формулою (22)

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_t - 1) \cdot \frac{E_e}{E_0}}{\bar{R}_t - \bar{P}_0} = \frac{1 - 0,785 + (244,1 / 212,8 - 1) \cdot \frac{11,6}{7,4}}{244,1 / 212,8 - 0,785} = 1,23.$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом

$$P_{1cep} = \frac{N_{ad}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}} = \frac{700,8 - 431,3}{2,8 + \frac{3,6 - 2,8}{1,23}} = 78,6 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту

$$P_{2cep} = \frac{N_{ad}}{A_1 \cdot E_t + A_2} = \frac{269,5}{2,8 \cdot 1,23 + 0,8} = 63,5 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення

$$\sum P_{1cep} = \frac{431,3}{2,8} + 25 \cdot 0,6 + 78,6 = 247,6 \text{ (кПа)} \leq R_d = 261,8 \text{ кПа};$$

$$\sum P_{2cep} = 25 \cdot 0,6 + 63,5 = 78,5 \text{ (кПа)} \leq R_0 = 212,8 \text{ кПа}.$$

Визначимо вплив згинального моменту після реконструкції.

Додатковий згинальний момент після підсилення

$$M_{ad} = (61,6 + 46,7 \cdot 0,6) - (38,5 + 29,2 \cdot 0,52) = 89,6 - 53,7 = 35,9 \text{ (кНм/м)}.$$

$$W_1 = \frac{b l_1^2}{6} = \frac{2,8^2}{6} = 1,307 \text{ (м}^3\text{)}.$$

$$W_2 = \frac{1}{6l_1} \cdot (b_2 \cdot l_2^3 - b_1 \cdot l_1^3) = \frac{1}{6 \cdot 2,8} \cdot (1,0 \cdot 3,6^3 - 1,0 \cdot 2,8^3) = 1,47(\text{м}^3).$$

Тиск під подошвою старого фундаменту на межі з новою його частиною

$$P_{11} = 247,6 + 41,1 \pm \frac{M_{ad}}{W_1 + \frac{W_2}{E_t}} = 288,7 + \frac{35,9}{1,307 + \frac{1,47}{1,23}} = 288,7 + 14,34 =$$

$$= 303,0(\text{кПа}) < 1,2R_d = 1,2 \cdot 261,8 = 314,2(\text{кПа}).$$

Тиск під подошвою нової частини фундаменту на межі зі старим фундаментом

$$P_{12} = 78,5 + 41,1 \pm \frac{M_{ad}}{W_1 \cdot E_t + W_2} = 119,6 + \frac{35,9}{1,307 \cdot 1,23 + 1,47} = 119,6 + 11,67 =$$

$$= 131,3(\text{кПа}) < 1,2R_d = 314,2(\text{кПа}).$$

Крайовий тиск під подошвою підсиленого фундаменту

$$P_2 = P_{12} \cdot \frac{l_2}{l_1} = 131,3 \cdot \frac{3,6}{2,8} = 168,8(\text{кПа}) < 1,2R_0 = 255,4 \text{ кПа}.$$

Отже, попередньо прийнятий розмір фундаменту достатній.

### Підсилення фундаменту палями при збільшенні навантаження на 60%

Розрахункові граничні значення навантажень після реконструкції:

$$N_m = 560,7 \cdot 1,6 = 925,4 \text{ (кН/м)}; \quad M_m = 50 \cdot 1,6 = 80 \text{ (кНм/м)};$$

$$Q_m = 38 \cdot 1,6 = 60,8 \text{ (кН/м)}.$$

Розглянемо варіант підсилення буріон'єкційними палями. Улаштування буріон'єкційних паль здійснюється безпосередньо через конструкцію існуючого фундаменту, що дозволяє зменшити об'єм земляних робіт.

Конструктивне рішення і положення паль у ґрунті показане на рисунку 27. З рисунка 27 видно, що основою для паль служать ґрунти ІГЕ 4 – суглинок м'якопластичний. Виходячи з величини навантажень, приймаємо для підсилення фундаменту палі діаметром 250 мм і довжиною 6,6 м.

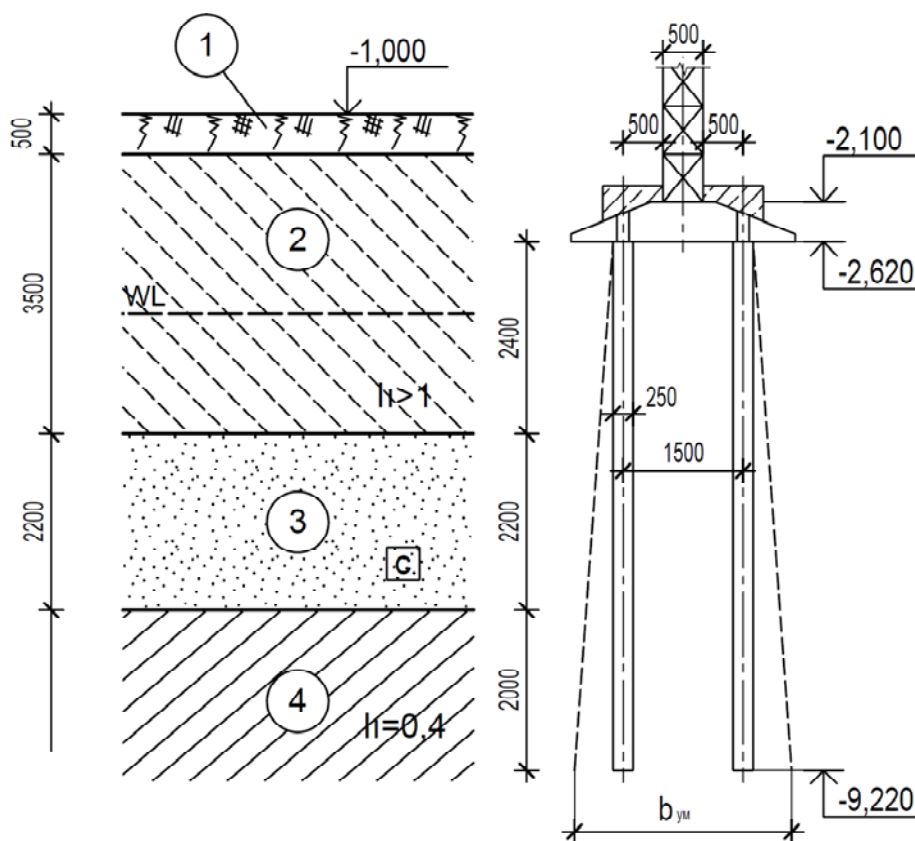


Рисунок 27 – Положення бурін'єкційних паль підсилення у ґрунті

Оскільки ширина підшви існуючого фундаменту значна, то він буде працювати у складі новоствореного пального фундаменту.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом, – за формулою (39)

$$N_{I}^{II} = \sigma_{mt} \cdot A = 167,0 \cdot 2,8 = 467,6 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту – за формулою (38)

$$\sum N^{II} = N_{0}^{II} + G_{f}^{II} + G_{r}^{II} + G_{s}^{II} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підшви підсиленого фундаменту – за формулою (42)

$$\sum N^{I} = N_{0}^{I} + G_{f}^{I} + G_{r}^{I} + G_{s}^{I} = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2 \text{ (кН / м)}.$$

Середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{f.mt}$  визначається за формулою (41)

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^{I}}{\sum N^{II}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314.$$



Навантаження, яке потрібно передати на палі – за формулою (37)

$$N_2^I \geq (\sum N^{II} - N_I^{II}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 467,6) \cdot 1,314 = 361,6 \text{ (кН / м)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.

Допустиме навантаження на палю [8]  $N \leq F_d / \gamma_k$ ,

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cd} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (46)$$

де всі позначення визначені у [8].

Коефіцієнти умов роботи для бурюін'єкційних паль, згідно з [8]

$$\gamma_c = 1, \gamma_{CR} = 1,0; \gamma_{CF} = 0,8 \text{ (для піску 0,9)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  [8]:  $R = 682$  кПа.

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні наведено у таблиці 6.

Таблиця 6 – Розрахунок опору по бічній поверхні бурюін'єкційної палі

№ шару	$H_{сер},$ м	$h_i,$ м	$f_i,$ кПа	$\gamma_{cf}$	$\gamma_{cf} f_i h_i,$ кН/м	$I_L$
1	2,22	1,2	4,2	0,8	4,0	1,0
2	3,42	1,2	5	0,8	4,8	1,0
3	4,57	1,1	54,5	0,9·1,3	70,1	Пісок сер., щільний
4	5,67	1,1	57,7	0,9·1,3	74,3	Пісок сер., щільний
5	7,22	2,0	32	0,8	51,2	0,4

$$\sum \gamma_{cf} f_i h_i = 214,4$$

$$F_d = 1(1 \cdot 682,0 \cdot \pi \cdot 0,25^2 / 4 + \pi \cdot 0,25 \cdot 214,4) = 201,8 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю  $201,8 / 1,4 = 148,2$  (кН).

Визначимо потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі,  $N_2^I = 361,6$  (кН / м).

$$\text{Потрібна кількість паль на 1 п.м} - n = \frac{361,6}{148,2} = 2,44 \text{ (шт.)}.$$

Потрібний крок паль при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n} = \frac{2}{2,44} = 0,82 \text{ (м)}.$$

Палі довжиною 6,6 м розміщуємо з кроком  $0,75 \text{ м} = 3d$ .

Перевірка навантаження на найбільш навантажену палю у припущенні, що на палі передається згинальний момент від повного навантаження після реконструкції.

$$G_{\text{пали}} = 0,25 \pi \cdot 0,25^2 \cdot 6,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 1,48 \text{ (кН)}.$$

$$N = \frac{N^d + G_{\text{паль}}}{n} \pm \frac{M_x y_{\text{max}}}{\sum y_i^2} = \frac{361,6 \cdot 0,75 + 1,48 \cdot 2}{2} + \frac{(80,0 + 60,8 \cdot 0,6) \cdot 0,75}{2 \cdot 0,75^2} =$$

$$= 137,1 + 77,6 = 214,7 \text{ (кН)} > 1,2 \cdot 148,7 = 187,8 \text{ (кН)}.$$

Фактичне навантаження на палю перевищує допустиме. Оскільки перевантаження спричинене моментною складовою навантаження, то збільшимо відстань між рядами палей підсилення до 2,35 м (максимальне значення, виходячи з ширини існуючого фундаменту). Розміщення палей підсилення в плані наведено на рис. 28.

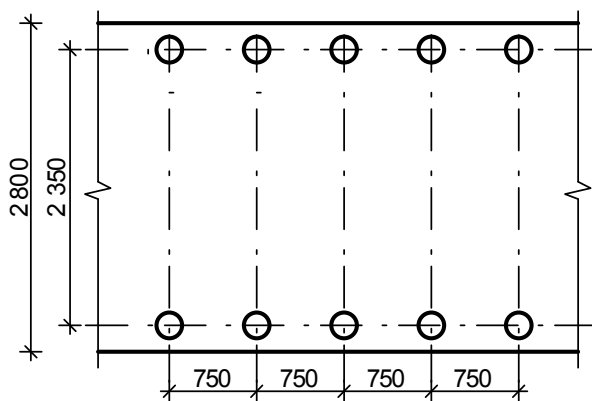


Рисунок 28 – Розміщення палей підсилення в плані

Навантаження на найбільш навантажену палю

$$N = \frac{N^d + G_{\text{паль}}}{n} \pm \frac{M_x y_{\text{max}}}{\sum y_i^2} = \frac{361,6 \cdot 0,75 + 1,48 \cdot 2}{2} + \frac{(80,0 + 60,8 \cdot 0,6) \cdot 1,175}{2 \cdot 1,175^2} =$$

$$= 137,1 + 49,5 = 186,7 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 148,2 = 187,8 \text{ (кН)}.$$

Отже, обрана кількість палей достатня.

## 2. Розрахунок варіантів підсилення стовпчастого фундаменту банкетами і палями

Потрібно розрахувати варіанти підсилення фундаменту банкетами і палями при збільшенні навантаження відповідно на 30% та 50%. Термін експлуатації 20 роки.

Вихідні дані

Варіант завд.	Розрахункові граничні навантаження			Відмітка планування, м	Глибина підвалу, м	Переріз колони (ширина стіни), м	№ варіанта ґрунтових умов
	$N_m$ , кН	$M_m$ , кНм	$Q_m$ , кН				
32	500	50	29	-0,400	-	0,4×0,4 (ЗБК збір.)	20

У таблиці 7 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунту, на рисунку 29 – положення фундаменту у ґрунті.

Таблиця 7 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$W$	$W_L$	$W_p$	$I_p$	$I_l$	$e$	$S_r$	$C$ , кПа	$\varphi$ , град.	$\nu$	$E$ , МПа	$R_o$ , кПа
Мулистий ґрунт	16,0	-	0,14	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісок	17,4	26,7	0,15	0,20	0,14	0,06	0,17	0,77	0,53	12	23	0,31	9	220
Пісок пилюватий, вологий, сер. щільн.	18,1	26,5	0,21	-	-	-	-	0,77	0,72	4	24	0,26	13	150
Пісок сер. крупності, сер. шільн., вологий	19,2	26,5	0,18	-	-	-	-	0,63	0,76	1	35	0,25	32	400

Рівень ґрунтових вод – 6,5 м.

**Розміри підшви фундаменту до реконструкції.**

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень:

$$N_e = 500/1,3 = 384,6 \text{ (кН)}; \quad M_e = 50/1,3 = 38,5 \text{ (кНм)}; \quad Q_e = 29/1,3 = 22,3 \text{ (кН)}.$$

Розміри підшви фундаменту в першому наближенні

$$A' = \frac{N_e}{R_o - \gamma_{mt} d} = \frac{384,6}{220 - 20,0 \cdot 1,95} = 2,13 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо фундамент квадратної форми.  $b = l = \sqrt{A} = \sqrt{2,13} = 1,46 \text{ (м)}$ .  
Приймаємо  $b = l = 1,5 \text{ м}$ .

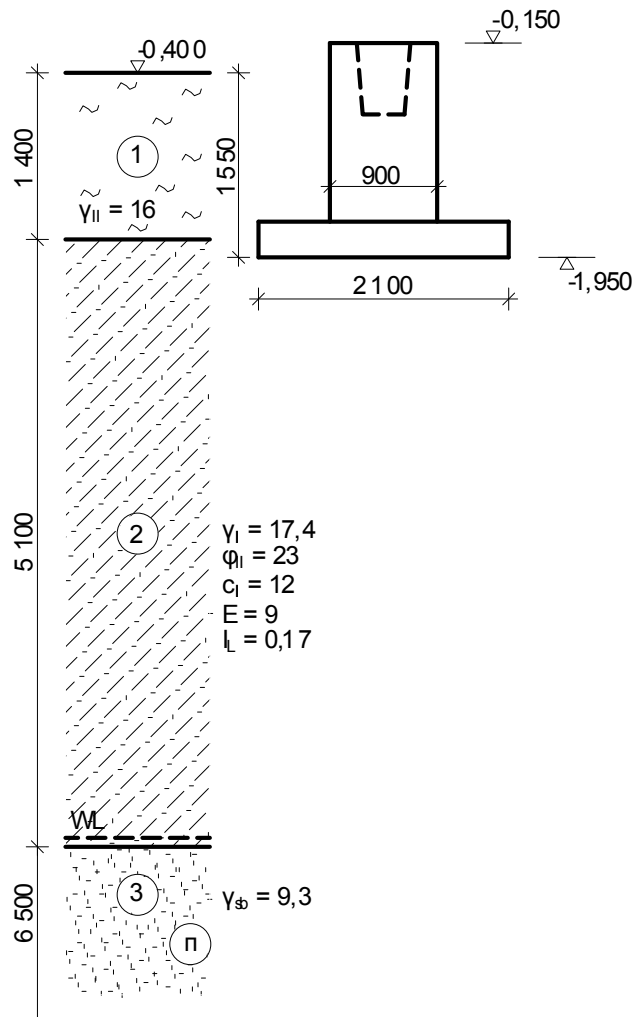


Рисунок 29 – Положення фундаменту у ґрунті

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$P_{\text{сер}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} d = \frac{384,6}{1,5 \cdot 1,5} + 20 \cdot 1,95 = 209,9 \text{ (кПа)};$$

$$\gamma_{II}' = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,0 \cdot 1,4 + 17,4 \cdot 0,15}{1,55} = 16,1 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,66 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 17,4 + 3,65 \cdot 1,55 \cdot 16,1 + 6,24 \cdot 12) =$$

$$= 1,136(17,23 + 91,09 + 74,88) = 208,1 \text{ (кПа)}.$$

$$p_{\text{сер}} = 209,9 \text{ кПа} \approx R = 208,1 \text{ кПа/}$$

$$P_{\text{max},x} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{mt}} d + \frac{M}{W} = 209,9 + \frac{(38,5 + 22,3 \cdot 1,95) \cdot 6}{1,5 \cdot 1,5^2} = 209,9 + 145,8 =$$

$$= 355,7 \text{ (кПа)} > 1,2R = 249,7 \text{ кПа};$$

Граничні нерівності не виконуються.

Розміри підшови фундаменту в другому наближенні  $1,5 \times 2,1$  м.

Перевіримо виконання граничних нерівностей.

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{384,6}{1,5 \cdot 2,1} + 20 \cdot 1,95 = 161,1 \text{ (кПа)};$$

$$P_{сер} = 161,1 \text{ кПа} < R = 208,1 \text{ кПа/}$$

$$P_{max,x} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d + \frac{M}{W} = 161,1 + \frac{(38,5 + 22,3 \cdot 1,95) \cdot 6}{1,5 \cdot 2,1^2} = 161,1 + 74,4 =$$

$$= 235,5 \text{ (кПа)} < 1,2R = 249,7 \text{ кПа};$$

$$P_{min,x} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d - \frac{M}{W} = 161,1 - \frac{(38,5 + 22,3 \cdot 1,95) \cdot 6}{1,5 \cdot 2,1^2} = 161,1 - 74,4 =$$

$$= 86,7 \text{ (кПа)} > 0.$$

Граничні нерівності виконуються. Отже, розміри фундаменту до реконструкції  $1,5 \times 2,1$  м.

### **Підсилення фундаменту банкетами при збільшенні навантаження на 30%**

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень після реконструкції:

$$N_e = 384,6 \cdot 1,3 = 500 \text{ (кН)}; \quad M_e = 50 \text{ (кНМ)}; \quad Q_e = 29 \text{ (кН)}.$$

Потрібна площа подошви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{500}{208,1 - 22 \times 1,95} = 3,03 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Приймаємо розміри подошви  $b = 1,8$  м;  $l = 2,4$  м.

При аналізі можливості реконструкції потрібно врахувати, що внаслідок тривалої експлуатації споруди відбулось ущільнення ґрунтів під фундаментами, що призводить до збільшення розрахункового опору ґрунту основи.

Згідно з [7], визначимо розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи.

Тиск під подошвою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років,

$$P_0 = 161,1 \text{ кПа.}$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи  $R_d$ , кПа, визначається за формулою (27)

$$R_d = R_0 + (R_t - R_0) \frac{E_t}{E_0} = 208,1 + (238,8 - 208,1) \frac{13,1}{9,0} = 252,8 \text{ (кПа)},$$

де інтенсивність середнього тиску  $\bar{P}_0$  – за формулою (28)

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{161,1}{208,1} = 0,774;$$

ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском – за формулою (31)

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma} = \frac{0,774 - 0,12}{1 - 0,12} = 0,743;$$

при інтенсивності вертикального побутового тиску ґрунту на рівні підшви фундаменту – за формулою (31)

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{16,1 \cdot 1,55}{208,1} = 0,12;$$

кут внутрішнього тертя ґрунту – за формулою (29)

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 23 \cdot (1 + 0,743 \cdot 0,0269 \cdot \sqrt[3]{20}) = 24,2^0;$$

питоме зчеплення ґрунту – за формулою (32)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 12,0 \cdot (1 + 0,743 \cdot 0,114 \cdot \sqrt[3]{20}) = 14,7 \text{ (кПа)};$$

максимальний модуль деформації ґрунту – за формулою (33)

$$E_t = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 9,0 \cdot (1 + 0,17 \cdot \sqrt[3]{20}) = 13,1 \text{ (МПа)};$$

$\rho_\varphi$ ,  $\rho_c$ ,  $\rho_E$  – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами (34)–(36):

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^0}\right) = 0,055 \cdot \left(1 - \frac{23}{45}\right) = 0,0269; ;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,11 \cdot 0,77 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,17) = 0,114;$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,1 \cdot 0,77 \cdot (1 + 0,2 \cdot 0,17) = 0,17;$$

$\alpha_\varphi$ ,  $\alpha_c$ ,  $\alpha_E$  – коефіцієнти, прийняті за табл. Б.1 [7];

$$R_t = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,1} (0,72 \cdot 1 \cdot 1,5 \cdot 17,4 + 3,87 \cdot 1,55 \cdot 16,1 + 6,45 \cdot 14,7) =$$

$$= 1,136(18,79 + 96,58 + 94,81) = 238,8 \text{ (кПа)}.$$

Тиск під підшвою фундаменту після реконструкції без підсилення

$$P_{сер} = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d = \frac{500,0}{1,5 \cdot 2,1} + 20 \cdot 1,95 = 197,7 \text{ (кПа)};$$

$$p_{сер.} = 197,7 \text{ кПа} < R_d = 252,8 \text{ кПа};$$

$$P_{max,x} = \frac{N}{A} + \gamma_{mI} d + \frac{M}{W} = 197,7 + \frac{(50,0 + 29,0 \cdot 1,95) \cdot 6}{1,5 \cdot 2,1^2} = 197,7 + 96,6 =$$

$$= 294,3(\text{кПа}) < 1,2R_d = 303,4\text{кПа};$$

$$P_{min,x} = \frac{N}{A} + \gamma_{mI} d - \frac{M}{W} = 197,7 - \frac{(50,0 + 29,0 \cdot 1,95) \cdot 6}{1,5 \cdot 2,1^2} = 197,7 - 96,6 =$$

$$= 101,1(\text{кПа}) > 0.$$

Граничні нерівності виконуються. Отже, розміри фундаменту  $1,5 \times 2,1$  м достатні для прийняття навантажень після реконструкції без підсилення.

### **Підсилення фундаменту палями при збільшенні навантаження на 50%**

Розрахункові граничні значення навантажень після реконструкції:

$$N_m = 500 \cdot 1,5 = 750 \text{ (кН)}; \quad M_m = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ (кНм)}; \quad Q_m = 29 \cdot 1,5 = 43,5 \text{ (кН)}.$$

Розрахункові експлуатаційні значення навантажень після реконструкції:

$$N_e = 750/1,3 = 576,9 \text{ (кН)}; \quad M_e = 75/1,3 = 57,7 \text{ (кНм)}; \quad Q_e = 43,5/1,3 = 33,5 \text{ (кН)}.$$

Розглянемо варіант підсилення бурюін'екційними палями. Улаштування бурюін'екційних паль здійснюється у виносному варіанті, оскільки конструкція існуючого фундаменту не дозволяє влаштувати палі крізь тіло фундаменту.

Конструктивне рішення і положення паль у ґрунті показано на рисунку 30.

З рисунка 30 видно, що основою для паль служать ґрунти ІГЕ 3 – пісок пилуватий середньої щільності. Виходячи з величини навантажень приймаємо для підсилення фундаменту палі діаметром 250 мм і довжиною 8,95 м.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом, за формулою (39) [7]

$$N_1'' = \sigma_{mI} \cdot A = 161,1 \cdot 1,5 \cdot 2,1 = 507,5(\text{кН}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні подошви підсиленого фундаменту – за формулою (38)

$$\sum N'' = N_0'' + G_f'' + G_r'' + G_s'' = 576,9 + 3,0 \cdot 1,5 \cdot 1,95 \cdot 22 = 770,0(\text{кН} / \text{м}).$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні подошви підсиленого фундаменту – за формулою (42)

$$\sum N^I = N_0^I + G_f^I + G_r^I + G_s^I = 750 + 3,0 \cdot 1,5 \cdot 1,95 \cdot 22 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 983,6(\text{кН} / \text{м}).$$

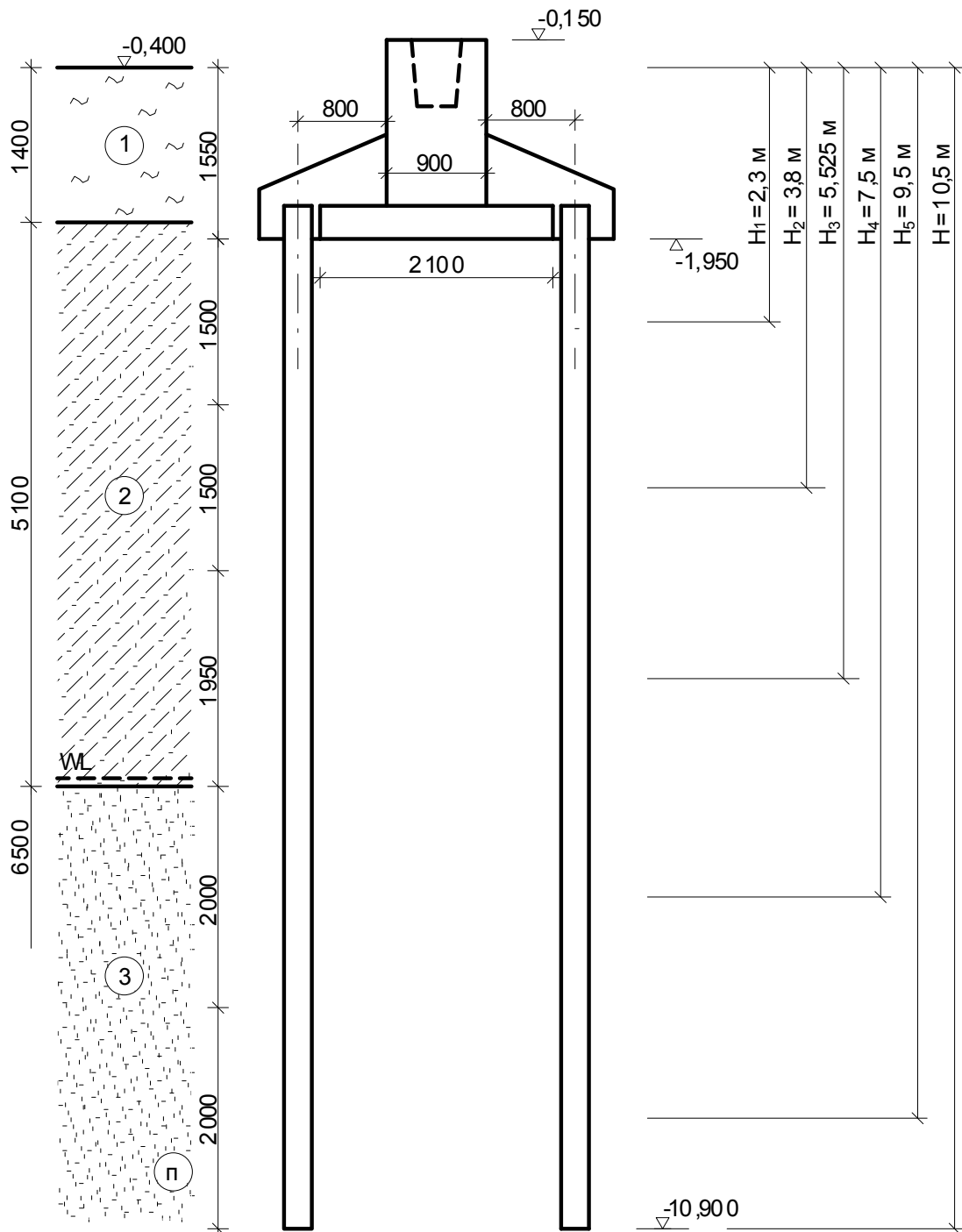


Рисунок 30 – Положення бурін'єкційних паль у ґрунті

Середнє значення коефіцієнта надійності за навантаженням  $\gamma_{f.mt}$  визначається за формулою (41)

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}} = \frac{983,6}{770,0} = 1,277.$$



Навантаження, яке потрібно передати на палі, – за формулою (37)

$$N_2^I \geq (\sum N^{II} - N_I^{II}) \cdot \gamma_{f-mt} = (770,0 - 507,5) \cdot 1,277 = 335,2 \text{ (кН)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.  
Коефіцієнти умов роботи для бурин'єкційних паль, згідно з [8]

$$\gamma_c=1, \gamma_{CR}=1,0; \gamma_{CF}=0,8 \text{ (для піску 0,9)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі R знаходимо за формулою [8]

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma' d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma h). \quad (47)$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту під нижнім кінцем палі

$$\varphi_I = \varphi_{II} / 1,1 = 24 / 1,1 = 21,8^\circ.$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунту вище нижнього кінця палі

$$\gamma_1 = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots}{h_1 + h_2 + \dots} = \frac{16,0 \cdot 1,4 + 17,4 \cdot 5,1 + 9,3 \cdot 4,0}{10,5} = 11,5 \text{ (кН / м}^3\text{)};$$

$$h/d = 10,5 / 0,25 = 42 > 25;$$

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma' d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma h) = 0,75 \times 0,34 \times (6,0 \times 9,3 \times 0,25 + 12,0 \times 0,39 \times 11,5 \times 10,5) = 147,7 \text{ кПа, [8, формула Н.3.2];}$$

Визначимо розрахунковий опір ґрунту по бічній поверхні палі, розділивши ґрунтову товщу на шари потужністю не більше 2 м. Розрахунок опору по бічній поверхні наведено у таблиці 8.

Таблиця 8 – Розрахунок опору по бічній поверхні бурин'єкційної палі

$H_i$ , м	$f_i$ , м	$\gamma_{cf}$	$h_i$ , м	$\gamma_{cf} f_i \cdot h_i$ , кН/м	Вид ґрунту
2,3	44	0,8	1,5	52,8	0,17
3,8	52	0,8	1,5	62,4	0,17
5,525	57	0,8	1,95	88,9	0,17
7,5	32	0,9	2,0	57,6	Пісок пилюватий, сер. щільн.
9,5	34	0,9	2,0	61,2	Пісок пилюватий, сер. шільн.

$$\Sigma = 322,9$$

Несуча здатність палі

$$F_d = 1 \left( 1 \cdot 147,7 \cdot \pi \cdot 0,25^2 / 4 + \pi \cdot 0,25 \cdot 322,9 \right) = 260,7 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю  $260,7 / 1,4 = 186,2$  (кН).

Потрібна кількість паль  $n = 335,2 \cdot 1,1 / 186,2 = 2,0$  (шт.)

Розміщення паль підсилення в плані наведене на рис. 31.

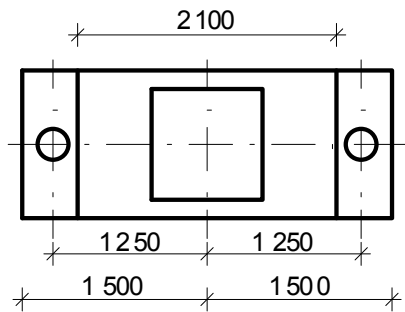


Рисунок 31 – Розміщення паль підсилення в плані

Перевірка навантаження на найбільш навантажену палю у припущенні, що на палі передається згинальний момент від повного навантаження після реконструкції.

$$G_{пали} = 0,25 \pi \cdot 0,25^2 \cdot 8,95 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 13,3 \text{ (кН)}.$$

$$N = \frac{N^d + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{335,2 + 13,3 \cdot 2}{2} + \frac{(75,0 + 43,5 \cdot 1,95) \cdot 1,25}{2 \cdot 1,25^2} =$$

$$= 180,9 + 63,93 = 244,8 \text{ (кН)} > 1,2 \cdot 186,2 = 223,4 \text{ (кН)}.$$

Отже, обрана кількість паль недостатня.

Збільшуємо кількість паль до чотирьох.

$$N = \frac{N^d + G_{паль}}{n} \pm \frac{M_x y_{\max}}{\sum y_i^2} = \frac{335,2 + 13,3 \cdot 4}{4} + \frac{(75,0 + 43,5 \cdot 1,95) \cdot 1,25}{4 \cdot 1,25^2} =$$

$$97,1 + 32,0 = 129,1 \text{ (кН)} < 1,2 \cdot 186,2 = 223,4 \text{ (кН)}.$$

Отже, потрібна кількість паль підсилення 4 шт.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83)/Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. М.: ЦИТП, 1989. 76 с.
2. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 «Бетонные и железобетонные конструкции». ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР. М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. 52 с.
3. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Розрахунок фундаментів мілкового закладання на ПК. Курсове та дипломне проектування : навчальний посібник. Вінниця : ВНТУ, 2019. 144 с.
4. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування з дисципліни «Основи та фундаменти будівель і споруд» для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво». Частина 3. Фундаменти на просадкових ґрунтах / Уклад. Маєвська І. В., Блащук Н. В., Попович М. М. Вінниця : ВНТУ, 2017. 78 с.
5. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с. (Конструкції будинків і споруд).
6. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с. (Конструкції будинків і споруд).
7. ДСТУ Б В.3.1-2:2016 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд: [Чинний від 2017-01-04]. Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2017. 68 с. (Національні стандарти України).
8. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування зі змінами № 1 та № 2. [Чинний від 2012-07-01]. Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. 161 с. (Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення).
9. ВБН В.2.1-1-97. Основи і фундаменти будівель та споруд. Підсилення фундаментів будівель та споруд, побудованих на лесових ґрунтах, буроін'єкційними палями [Чинний від 1998-01-05]. Київ : Укрмонтажспецбуд, 2002. 42 с. 15. (Відомчі будівельні норми України)..
10. Пособие по проектированию оснований и сооружений (к СНиП 2.02.01-83) /НИИОСП им. Герсеванова. М.: Стройиздат, 1986. 415 с.
11. ДБН В.2.1-10-2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2018. 161 с.

*Навчальне видання*

## Методичні вказівки

до практичних занять та індивідуальні завдання

з дисципліни «Проектування основ та фундаментів в складних умовах».

Частина II. Реконструкція і підсилення. Для магістрів спеціальності 192 –

«Будівництво та цивільна інженерія»

Укладачі: Наталя Вікторівна Блащук  
Ірина Вікторівна Маєвська  
Микола Миколайович Попович

Рукопис оформив *М. Попович*

Редактор *В. Дружиніна*

Оригінал-макет виготовив *О. Кушнір*

Підписано до друку 09.11.2021 р.

Формат 29,7×42¼. Папір офсетний.

Гарнітура TimesNewRoman.

Друк різнографічний. Ум. друк. арк. 4,02.

Наклад 40 (1-й запуск 1–21) пр. Зам. № 2021-118.

Видавець та виготовлювач

Вінницький національний технічний університет,

інформаційний редакційно-видавничий центр.

ВНТУ, ГНК, к. 114.

Хмельницьке шосе, 95,

м. Вінниця, 21021.

Тел. (0432) 65-18-06.

**press.vntu.edu.ua;**

*E-mail:* kivc.vntu@gmail.com.

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи

серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р.