



**Міністерство освіти і науки, молоді та спорту
України**

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

Спеціальність 7.06010101

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до виконання курсового проекту
«ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ
ПРОМИСЛОВОЇ АБО ЦИВІЛЬНОЇ БУДІВЛІ
НА ПРОСІДАЮЧИХ ҐРУНТАХ»**

Харків 2012

Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України

**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ**

Спеціальність:
7.06010101

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до виконання курсового проекту
«Основи та фундаменти промислової або
цивільної будівлі на просідаючих ґрунтах»**

Затверджено на засіданні
кафедри геотехніки
та підземних споруд
Протокол № 1 от 06.09.2012 г.

Харків 2012

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Основи та фундаменти промислової чи цивільної будівлі на просідаючих ґрунтах» для студентів спеціальності 7.06010101 «Промислове та цивільне будівництво»/ Укладачі: О.В. Кічаєва, І.В. Храпатова. – Харків: ХНУБА, 2012. – 49 с.

Рецензент О.Д. Діонісьєв-Македонський

Кафедра геотехніки та підземних споруд

ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

Основи вважаються *простими*, коли близько від поверхні залягають міцні, малодеформуючі, стійкі – надійні ґрунти, і тому глибина закладення фундаментів залежить, в основному, від призначення, об'ємно-планувального рішення та конструктивних особливостей споруди.

Основи називають *складними*, якщо на будівельному майданчику можливо проявлення будь-яких геологічних або інженерно-геологічних процесів, або надійні ґрунти залягають достатньо глибоко. У даному випадку для улаштування фундаментів у відкритих котлованах необхідна велика глибина їх закладення або улаштування фундаментів глибокого закладення, в тому числі пальових, що проходять слабкі ґрунти. Також в даному випадку можливо улаштування штучної основи.

До складних ґрунтових умов відносяться майданчики, де існує висока ймовірність сейсмічних і карстових явищ, зсувних процесів, мають місце гірські підробки, майданчики в умовах щільної міської забудови. Сюди також можна віднести майданчики, на яких досить близько від поверхні і на значну глибину поширені просідаючі і набухаючі, засолені, біогенні, слабкі водонасичені, техногенні та інші ґрунти, які проявляють від ваги споруди або від власної ваги значні та нерівномірні деформації або мають малу несучу здатність.

У тому випадку, якщо прогнозовані розрахунком сумарні деформації основи або його несуча здатність перевищує допустимі межі для споруди, що проектується, то необхідно передбачати заходи з попереднього покращення будівельних властивостей основ, або конструктивні заходи, які зменшують зусилля в конструкціях споруди або зменшують чутливість споруди під час взаємодії його з основою, або перераховані заходи в комплексі.

В Україні зустрічаються практично всі ці складні умови, але найбільш широко поширені просідаючі ґрунти.

Просідаючі ґрунти – це лесові, пилуваті, макропористі утворення, які розташовуються безпосередньо під поверхневими шарами. Просідаючі лесові ґрунти мають ряд специфічних особливостей, які відрізняють їх від інших видів ґрунтів. Головна з них полягає в тому, що, перебуваючи під тиском від зовнішнього навантаження або від власної ваги ґрунту, при підвищенні вологості вище певного рівня такі ґрунти здатні на швидко-зростаючі деформації, такі деформації називаються просадками.

Просадка – це додаткова деформація ущільнення при зволоженні лесового ґрунту, що знаходиться під впливом зовнішніх навантажень та (або) власної ваги, та супроводжується корінною зміною його структури і механічних властивостей. За стандартом (ДСТУ Б.В.2.1-2-96) лесові ґрунти відносяться до зв'язних, осадових, глинистих ґрунтів II класу. Вони однорідні, оскільки мають більше 50% часток розміром 0,05-0,005 мм, в їх складі досить багато легко- та середньорозчинних солей; ґрунти мають велику кількість різноманітних за розмірами порожнин, тріщин, каверн, пор, в маловологому стані утримують укіс, близький до вертикального; легко розмокають, а після водонасичення, особливо при дії ударних або вібраційних навантажень, перетворюються в пли-

вуни; колір найчастіше світло-жовтий або світло-коричневий; в сухому стані на дотик борошністі. Такі ознаки дозволяють спеціалісту безпомилково виявити лесовий ґрунт і своєчасно вжити заходів щодо зменшення або усунення надлишкових просідань.

До просіднаючих відносяться ті лесові ґрунти, які після осідання під тиском p_i при подальшому водонасиченні дають відносну деформацію – просадку $\epsilon_{sl,i} \geq 0,01$. Тиск, при якому $\epsilon_{sl,i} = 0,01$, називається *початковим тиском просідання* p_{sl} . Щодо лесового ґрунту на території України, то, на думку дослідників В. П. Ананьєва, П. К. Загорія, В. Ф. Краєва, він еолово-льодовикового походження і поширений на 65-70% території держави, частиною розташовуючись на надзаплавних і вододільних терасах річок. На рис. 1 показано карту України з районами поширення лесового ґрунту.



Рис. 1. – Схема розташування лесових ґрунтів (за Черним Г. І.)

Основні поняття:

- $\epsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність;
- w_{sl} – початкова вологість просідання;
- p_{sl} – початковий тиск просідання.

Дана робота призначена навчити студентів проектуванню основ і фундаментів споруди на майданчиках, складених просідуючими ґрунтами.

1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

1.1 Для глинистих ґрунтів визначаємо наступні показники:

1.1.1 Число пластичності

$$I_p = w_L - w_p, \quad (1.1)$$

де w_L – вологість на межі текучості;

w_p – вологість на межі розкочування.

Найменування пілуватого-глинистого ґрунту за числом пластичності визначається за таблицею А.1 (додаток А).

1.1.2. Показник текучості (консистенції)

$$I_L = \frac{w - w_p}{w_L - w_p}. \quad (1.2)$$

Консистенція пілуватого-глинистих ґрунтів по I_L визначається за таблицею А.2.

Висновок: При $I_L < 0,75$ (текучі і текучопластичні глинисті ґрунти) не можуть служити основою.

1.2 Для піщаних ґрунтів визначаємо наступні показники:

1.2.1 Коефіцієнт пористості:

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + w) - 1. \quad (1.3)$$

Щільність складання пісків визначається за таблицею А. 3 додаток А.

1.2.2 Ступінь вологості:

$$S_r = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.4)$$

де ρ_w – щільність води.

Найменування піщаного ґрунту за ступенем вологості визначається за таблицею А. 4.

Висновок: Пілуваті і пухкі піски не можуть служити основою.

Результати розрахунку зводимо до таблиці:

Таблиця 1.1 – Характеристика ґрунтових умов будівельного майданчика

№ шару	e	S_r	I_p	I_L	Характеристика ґрунтів
1					
2					
3					
4					
5					

2 Фундамент на природному просідаючому ґрунті

2.1 Визначення глибини закладення фундаменту колони.

2.1.1 Будівля без підвалу – глибина закладення фундаменту визначається від поверхні природного рельєфу, яка в даному випадку збігаються з умовною відміткою 0,000 (рис. 2.1).

2.1.2 Оскільки будівля опалюється, то глибина закладення фундаменту під колони середнього ряду не залежить від глибини промерзання ґрунту, а під колони крайнього ряду – залежить.

2.2 Визначення розмірів підшви фундаменту.

Фундамент проектуємо залізобетонний жорсткий.

Приблизне співвідношення розмірів підшви фундаменту приймемо $\eta = \frac{l}{b} = 1,4$, тоді ширина підшви фундаменту, м:

$$b = \sqrt{\frac{N \cdot 1000}{\eta \cdot (R - \gamma_m \cdot d - q)}}, \quad (2.1)$$

$$l = 1,4b. \quad (2.2)$$

де N – навантаження, МН (беремо більше значення з двох сполучень),

γ_m – середня вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, приймається 20 кН/м³,

d – глибина закладення, м;

b та l – ширина та довжина підшви фундаменту;

q – навантаження на підлогу, для промбудинку 20 кН/м².

R – розрахунковий опір ґрунту на глибині закладення d , кПа.

2.2.1 Спочатку приймемо R_0 за табл. Б.3 (додатка Б).

2.2.2 Знаходимо b_0 за формулою (2.1) з урахуванням R_0 .

2.2.3 Визначаємо R_1 за формулою (2.3):

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}], \quad (2.3)$$

де γ_{c1} , γ_{c2} – коефіцієнти умовної роботи приймаються за табл. Б.4,

$k = k_z = 1$ – розрахункові коефіцієнти;

d_b – глибина підвалу,

γ' – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають

нижче підшви фундаменту, кН/м³; $\gamma' = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}$;

γ'_{II} – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають

вище підшви фундаменту, кН/м³; $\gamma'_{II} = 10 \cdot \frac{\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 (d - h_1)}{d}$.

Для ϕ_2 знаходимо M_γ , M_q , M_c за табл. Б. 5.

d_1 – глибина закладення фундаментів беспідвальних споруд від рівня планування або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою (Е.2) [1], м;

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа.

2.2.4 Уточнюємо значення b_1 при R_1 .

2.2.5 Знаходимо R_2 и b_2 .

2.2.6 Розходження між b_2 та b_1 , R_2 та R_1 менше 10%, тоді приймаємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

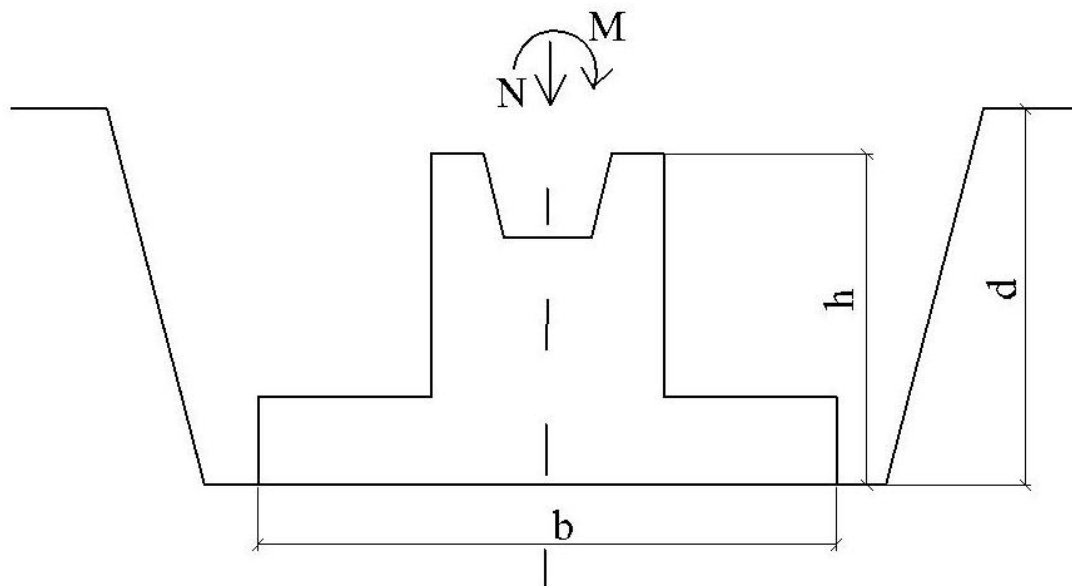


Рисунок 2.1 – Фундамент на природній основі

2.3. Перевірка крайових напруг, кПа:

$$p_{\max} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q + \frac{M}{W} \leq 1,2R \quad (2.4)$$

$$p_{\min} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q - \frac{M}{W} > 0; \quad (2.5)$$

де $W = \frac{b \cdot l^2}{6}$.

$$p_{\text{cp}} = \frac{N}{b \cdot l} + \gamma_{\text{mt}} \cdot d + q \leq R. \quad (2.6)$$

2.4 Визначення осідання фундаменту методом пошарового підсумовування.

Умовою прийнятності даного методу є дотримання вимоги: середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} не повинен перевищувати розрахункового опору R .

2.4.1 Середній тиск під подошвою фундаменту p_{cp} вже відомий (формула 2.6).

2.4.2 Визначаємо напругу від власної ваги ґрунту на рівні підшови фундаменту, кПа:

$$\sigma_{g_0} = 10 \cdot \rho \cdot d = 10(\rho_1 \cdot h_1 + \rho_2 \cdot (d - h_1)). \quad (2.7)$$

2.4.3 Ґрунтову товщу під фундаментом ділимо на елементарні шари товщиною h , але не більше 1 м: $h \leq 0,4b$.

2.4.4 Відстань від підшови фундаменту до кожного з елементарних шарів $z_i = n \cdot h$, де $n = 1, 2, 3$ і т.д.

2.4.5 Будуємо епюру додаткових напруг від зовнішнього навантаження на глибині z , де p – середній тиск під підшовою фундаменту, α – коефіцієнт загасання напруг в залежності від відносної глибини $\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$ і співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b$. Коефіцієнт α визначається за таблицею Б.6, дод. Б. Якщо необхідно, то коефіцієнт α визначаємо з урахуванням інтерполяції між значеннями для η_1 і η_2 .

2.4.6 Нижню межу стисливої товщі основи приймаємо на глибині $z = H_c$, де виконується умова $\sigma_{zp} = k\sigma_{zg}$, где $k = 0,2$, $\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i$.

2.4.7 Будуємо епюру вертикальних напружень від власної ваги ґрунту, знятого в котловані до рівня підшови фундаменту, на глибині z : $\sigma_{zy} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg,0}$, де α_k знаходиться за таблицею Б.6 і залежить від співвідношень $\zeta = \frac{2 \cdot z}{B_k}$ та $\eta = l/b$, де B_k – ширина котловану (рис. 2.2);

$\sigma'_{zg,0}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану на рівні підшови фундаменту і рівне $\sigma'_{zg,0} = \gamma_{rp} \cdot d_n$, де d_n – глибина закладення фундаменту щодо рівня природного рельєфу.

2.4.8 Визначаємо загальну осадку як суму осадок окремих елементарних шарів за формулою, м:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{zy,i}) \cdot h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zy,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}, \quad (2.8)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою первинного завантаження, кПа,

$E_{e,i}$ – модуль деформації i -го шару ґрунту за гілкою вторинного завантаження (модуль пружності), у разі відсутності даних можна прийняти $E_{e,i} = 5E_i$, кПа;

$$\sigma_{zp,i} = \frac{\sigma_{zi} + \sigma_{z,i+1}}{2}, \quad \sigma_{zy,i} = \frac{\sigma_{\gamma i} + \sigma_{\gamma,i+1}}{2};$$

$h_i = h$ – товщина елементарного шару, м;

n – кількість шарів в межах стисливої товщі H_c .

Увага!

1 При розрахунках осідання фундаментів, що зводяться в котлованах глибиною менше 5 м, не враховується другий доданок у формулі осадки (2.8).

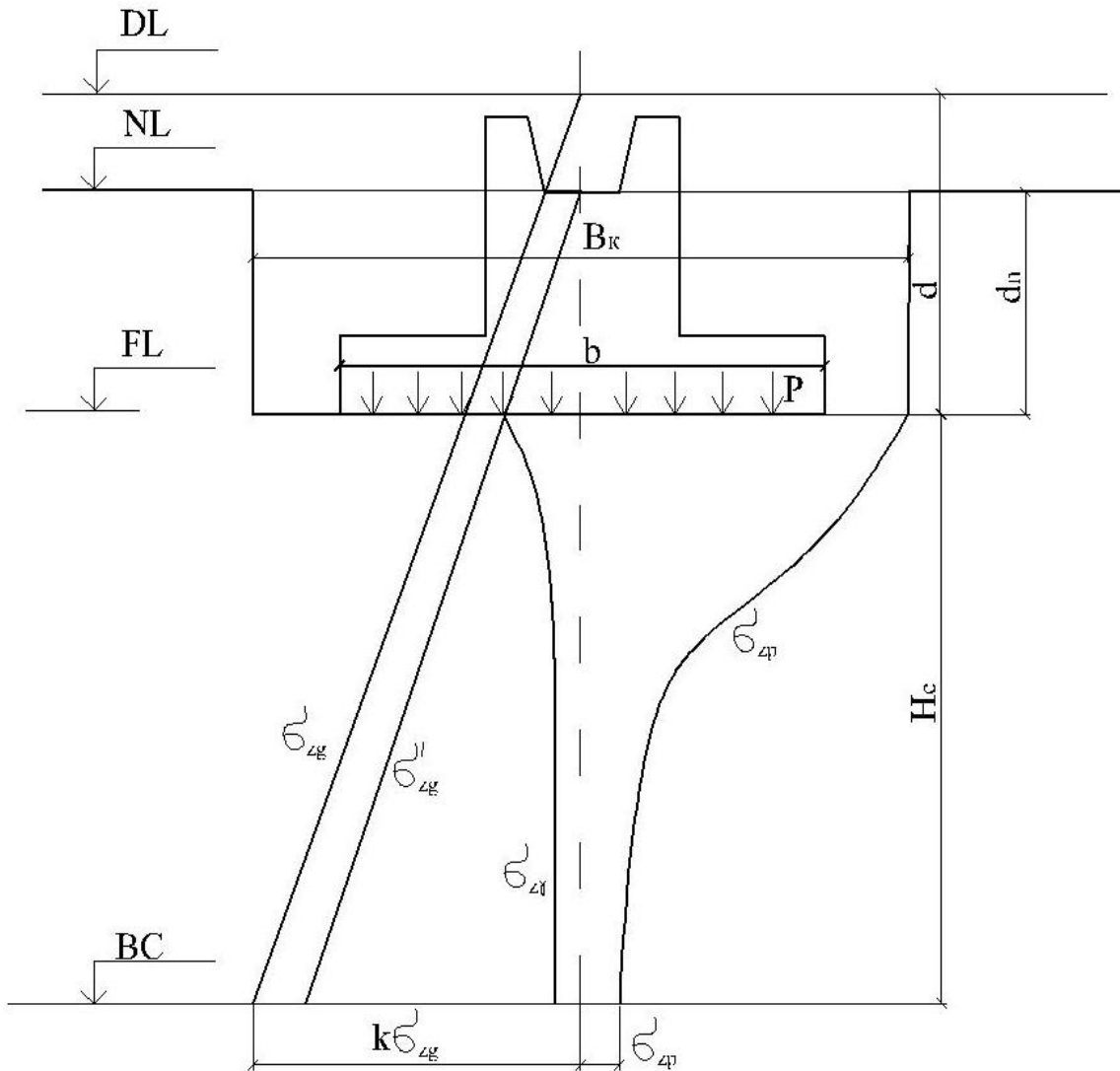
2 Якщо середній тиск під подошвою фундаменту $p \leq \sigma_{zg,0}$, то осадку фундаменту визначаємо за формулою, м

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_{e,i}}. \quad (2.9)$$

2.4.9 Порівнюємо отриману осадку з гранично допустимою за нормами (прил. И [1]), яка у даному разі складає 10 см:

$$S \leq S_u. \quad (2.10)$$

Обчислення зручніше вести в табличній формі, наведеній в таблиці 2.1.



DL – відмітка планування підсипанням (зрізанням); NL – відмітка планування природного рельєфу; FL – відмітка подошви фундаменту; BC – відмітка нижньої межі стисливої товщі; σ_{zg} – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту з урахуванням планування ґрунту, кПа; σ'_{zg} – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту природного рельєфу, кПа; σ_{zp} – вертикальні напруження від зовнішнього навантаження, кПа; σ_{zy} – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту, вийнятого з котловану, кПа.

Рисунок 2.2 – Схема розподілу вертикальних напружень в основі під фундаментом згідно з моделлю лінійно-деформованого півпростору

Таблиця 2.1 – Розрахунок осадки

№ шару	грунт	h, м	Z, м	$\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}$	α	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ кПа	$\sigma_{zp, cp}$	$\zeta_k = \frac{2 \cdot z}{B_k}$	α_k	$\sigma_{z\gamma} = \alpha_k \cdot \sigma'_{zg, 0}$ кПа	$\sigma_{z\gamma, cp}$	$E_i,$ кПа	$0,8 \cdot \frac{(\sigma_{zp, i, cp} - \sigma_{z\gamma, i}) \cdot h_i}{E_i}$	$S_i, \text{м}$

$\sum S =$

2.5 Обчислення просідання.

Розрахунок виконуємо в такій послідовності:

2.5.1 Визначаємо товщу просідаючого ґрунту, в якому може відбутися її водонасичення до ступеня вологості $S_R = 0,9$. Вважаємо, що вода може піднятися до рівня підшви фундаменту.

2.5.2 Всю товщу розбиваємо на розрахункові смужки, бажано такої ж товщини, що і під час розрахунку осадки $h_i \leq 0,4b$, але не більше 2 м і не менше 2 шт.

2.5.3 Обчислюємо значення і будуємо графік напруг в шарі просідаючого ґрунту від власної ваги при водонасиченні встановленої вище товщі з урахуванням можливого зрізання або підсипання при плануванні території:

$$\rho_{\text{sat}} = \frac{\rho}{1+W} \cdot \left(1 + \frac{S_{r,\text{sat}} \cdot e \cdot \rho_w}{\rho_s} \right), \quad (2.11)$$

де
$$\sigma_{g,\text{sat},i} = 10 \cdot \rho_{\text{sat}} \cdot h_i. \quad (2.12)$$

2.5.4 Визначаємо сумарні напруги в середині висоти розрахункових смуг від власної ваги ґрунту і від тиску, переданого фундаментом:

$$\sigma_{\Sigma,i} = \sigma_{g,\text{sat},i} + \sigma_{p,i}. \quad (2.13)$$

2.5.5 Використовуючи графік зміни $\varepsilon_{sl,i}$ від p_i , побудований раніше для визначення типу ґрунтових умов щодо просадочності, знаходимо значення відносної просадочності $\varepsilon_{sl,i}$, що відповідають сумарним тискам $\sigma_{\Sigma,i}$.

2.5.6 Обчислюємо просідання основи по кожному елементарному шару просідаючого ґрунту, а потім підсумовуємо отримані значення:

$$S_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}. \quad (2.14)$$

Тут $k_{sl,i} = 1$, якщо $b \geq 12$ м, якщо $b \leq 3$ м, за формулою (125(16 прил. 2)) [7]:

$$k_{sl,3} = 0,5 + 1,5 \cdot \frac{p_{cp} - p_{sl}}{p_0}, \quad (2.15)$$

де $p_0 = 100$ кПа.

А якщо $3 < b < 12$ м – за інтерполяцією

$$k_{sl} = k_{sl,3} - \frac{k_{sl,3} - 1}{9} \cdot (b - 3). \quad (2.16)$$

Результати обчислень також зводимо до таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Обчислення просідання основи

$z_i = n \cdot h_i,$ м	$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ МПа	$\sigma_{g,\text{sat},i},$ кПа	$\sigma_{p,i} + \sigma_{g,\text{sat},i}$ МПа	$\sigma_{\Sigma}^{\text{cp}},$ МПа	ε_{sl}	$h_i,$ м	k_{sl}	$S_{sl,i},$ м

$$\sum S_{sl} =$$

Загальна деформація основи $S' = S + S_{sl}$.

3 Фундамент при $R = P_{st}$

Проектування цього варіанта виконується при можливому замочуванні просідаючого ґрунту внаслідок підйому рівня підземної води і (або) при замочуванні його зверху від зовнішніх джерел.

Усі розрахункові характеристики ґрунту приймаються такими ж як і у попередніх розрахунках, крім $R = p_{st}$.

3.1 Аналогічно знаходимо розміри підшови фундаменту за формулами (2.1, 2.2).

3.2 Виконуємо перевірку крайових напружень за формулами (2.4, 2.5).

3.3 Розрахунок осідання не виконуємо, так як вона безумовно в межах норми.

4 Фундамент на водонасиченому просідаючому ґрунті

Усунення просідаючих властивостей ґрунтів може бути досягнуто шляхом його замочування. Для повної ліквідації просадки при попередньому замочуванні ґрунти піддають ще і динамічним впливам (гідровзриви, спрямована вібрація і т.п.).

Розрахункові характеристики, необхідні для визначення b і R – $N, \eta, \gamma_{m1}, d_1, q, \gamma_{c1}, \gamma_{c2}, k, k_z, \gamma_i, d_b$ ті ж, що і в попередніх розрахунках, інші враховують зміну властивостей ґрунту при водонасиченні. $R_{o,sat}$ визначається за табл. Б. 3; $c = c_{sat}$, $\gamma = \gamma_{sat} = 10 \cdot \rho_{sat}$.

Для φ_{sat} знаходимо M_γ, M_q, M_c за табл. Б. 5 дод. Б.

4.1 Знаходимо розміри підшови фундаменту за формулами (2.1) і (2.2).

4.2 Визначаємо R_{sat} за формулою:

$$R_{sat} = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{sat}]. \quad (4.1)$$

4.3 Уточнюємо значення b_1 .

4.4 Знаходимо значення $R_{sat.2}$ при b_1 .

4.5 Знаходимо $R_{sat.3}$ і b_2 .

4.6 Розбіжність між b_2 і b_1 , $R_{sat.2}$ і $R_{sat.3}$ менше 10%, тоді приймаємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

Перевірка крайових напруг проводиться за формулами (2.4, 2.5). Осідання визначається і часто буває більше допустимого, так як в розрахунку використовується E_{sat} . Просідання нижній товщі від власної ваги не визначається, якщо водонасичення ґрунту сталося до будівництва будинку, і визначається, якщо відбуватиметься в процесі експлуатації.

5 Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті

Усунення просідаючих властивостей ґрунтів може бути досягнуто шляхом їх ущільнення важкими трамбівками.

5.1 Проектування основи, ущільненої важкою трамбівкою, включає до себе наступні етапи:

5.1.1 Задаємося щільністю сухого ґрунту після трамбування і глибиною закладання фундаменту: $\rho_{d.s.} = 1,65 \text{ т/м}^3$, $d = 1,8 \text{ м}$.

5.1.2 Визначаємо зниження поверхні, що трамбується, потім товщину ущільнюємого шару і глибину відкопки котловану, після цього – діаметр трамбівки і її вагу.

5.1.2.1 Пониження поверхні, що трамбується, м

$$\Delta h = 1,2 \cdot (H_2 - d) \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d.s.}}\right), \quad (5.1)$$

де $\rho_d = \frac{\rho}{(1+W)}$.

5.1.2.2 Товщина шару, що ущільнюється, м

$$h_s = H_2 - d + \Delta h. \quad (5.2)$$

5.1.2.3 Глибина відкопки котловану, м

$$h_k = d - \Delta h. \quad (5.3)$$

5.1.2.4 Діаметр трамбівки, м

$$d_s = h_s / k, \quad (5.4)$$

де для супісків та суглинков $k = 1,8$, для глин $k = 1,5$.

5.1.2.5 Вага трамбівки, т

$$Q = 1,5 \cdot d_s^2 \cdot \frac{\pi}{4}. \quad (5.5)$$

5.1.2.6 Оптимальна вологість під час трамбування

$$w_0 = w_p - (0,01 \div 0,03). \quad (5.6)$$

5.1.2.7 Висота скидання трамбівки $H = 8 - 10 \text{ м}$, кількість ударів по одному сліду 10-12 разів.

5.1.2.8 Характеристики лесовидних суглинків після трамбування:

$$\rho_{t.s.} = \rho_{d.s.} (1 + w_0), \quad (5.7)$$

$$e_{t.s.} = \frac{\rho_s (1 + w_0)}{\rho_{t.s.}}, \quad (5.8)$$

$$S_{r.t.} = \frac{\rho_s \cdot w_0}{e_{t.s.} \cdot \rho_w}. \quad (5.9)$$

5.2 Проектування фундаменту на ущільненій основі.

5.2.1 Знаходимо ширину подошви фундаменту за формулою (2.1) при $\rho_{d.s.} = 1,65 \text{ т/м}^3$ і $R_0 = 275 \text{ кПа}$, м.

5.2.2 Так як $\varphi_{t.s.}$ і $c_{t.s.}$ для утрамбованого ґрунту ще не визначені, то R визначаємо згідно з формулою 37(1 прил. 3)) [7]. При $d \leq 2 \text{ м}$:

$$R_1 = 0.25 \cdot R_0 \cdot (d + 2) \cdot [1 + k_1(b - 1)], \text{ кПа} \quad (5.10)$$

5.2.3 Уточнюємо b_1 і R_2 .

5.2.4 Розходження між b_2 та b_1 , R_2 і R_1 менше 10%, приймаємо b_2 і R_2 .

5.2.5 Виконуємо перевірку крайових напруг за формулами (2.4, 2.5).

5.2.6 Визначаємо розміри котловану, м (рис. 5.1):

$$b_s = b + 0,5(b - d_s), \quad (5.11)$$

$$l_s = l + 0,5(l - d_s). \quad (5.12)$$

5.2.7. Необхідна кількість води для зволоження, м^3 :

$$Q_w = \rho_{d,s} (w_0 - w) \cdot b_s \cdot l_s \cdot \frac{h_s}{\rho_w}. \quad (5.13)$$

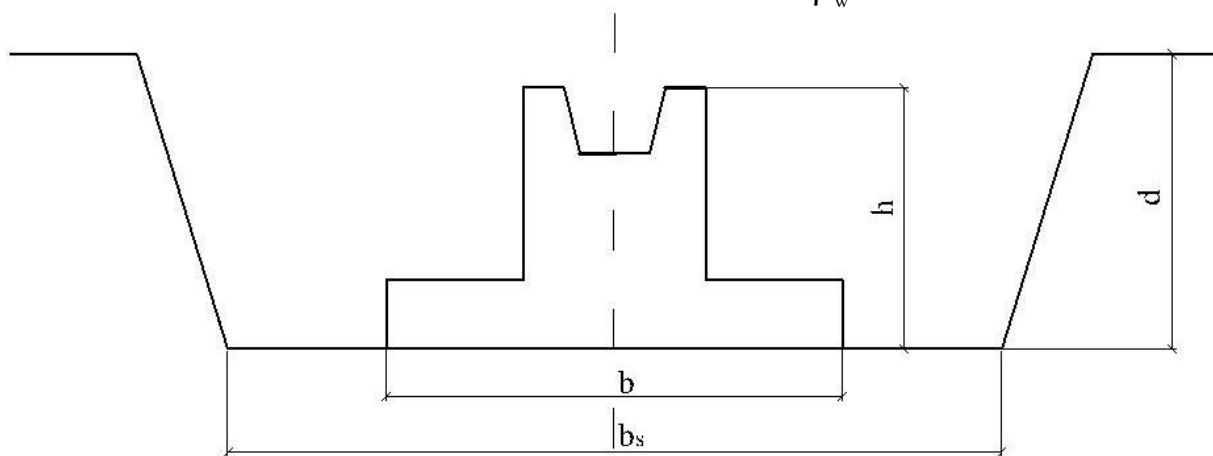


Рисунок 5.1 – Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті

6 Фундамент на ґрунтовій подушці

ґрунтова подушка замінює просідаючий ґрунт повністю (прорізаюча) або тільки у верхній частині (висяча). У останньої загальні деформації основи, осадка і просадка, повинні бути в допустимих межах.

ґрунтові подушки виконують товщиною 1,5-5 м, іноді 10-12 м і, як правило, з місцевого глинистого ґрунту. У просідаючих ґрунтах подушки відсипають шарами товщиною 0,1 - 0,35 м при укладанні катками, при ущільненні важкими трамбівками шари можуть бути товщі.

Вологість ґрунту подушки повинна бути оптимальною w_0 під час трамбування і $w_0 = w_p$ під час укатування, вологість замінного ґрунту може бути будь-якою.

Щільність сухого ґрунту подушки повинна бути $\rho_{d,s} \geq 1,6 \text{ т/м}^3$ при ліквідації просідання і $\rho_{d,s} \geq 1,7 \text{ т/м}^3$ у разі створення водонепроникного екрану після ущільнення.

6.1 Під час проектування ґрунтової подушки спочатку задаються $\rho_{d,s}$, d , R_0 .

6.2 Знаходимо попередні розміри подошви фундаменту за формулою (2.1), м.

6.3 Знаходимо розрахунковий опір ґрунту R за формулою (2.3).

6.3.1 Знаходимо R_1 при $d \leq 2m$ за формулою (5.10), кПа.

6.3.2 Уточнюємо b_1 і R_2 . При розбіжності між b_2 і b_1 , R_2 і R_1 менше 10%, приймаємо b_2 .

6.3.3 Виконуємо перевірку крайових напружень за формулами (2.4, 2.5).

6.3.4 Товщина прорізаючої подушки приймається, м:

$$h_s = H_{s1} - d. \quad (6.1)$$

Розміри нижньої частини подушки, м:

$$b_s = b(1 + 2k_h), \quad (6.2)$$

$$l_s = l + 2bk_h. \quad (6.3)$$

Тут $k_h = 0,3$ при $p = 150 - 200$ кПа, $k_h = 0,35$ при $p = 250 - 300$ кПа, $k_h = 0,4$ при $p = 350 - 400$ кПа.

Крім цього, розміри подушки повинні бути більше розмірів фундаменту не менш ніж на 0,4 м по низу і на 0,6 м по верху (рис. 6.1).

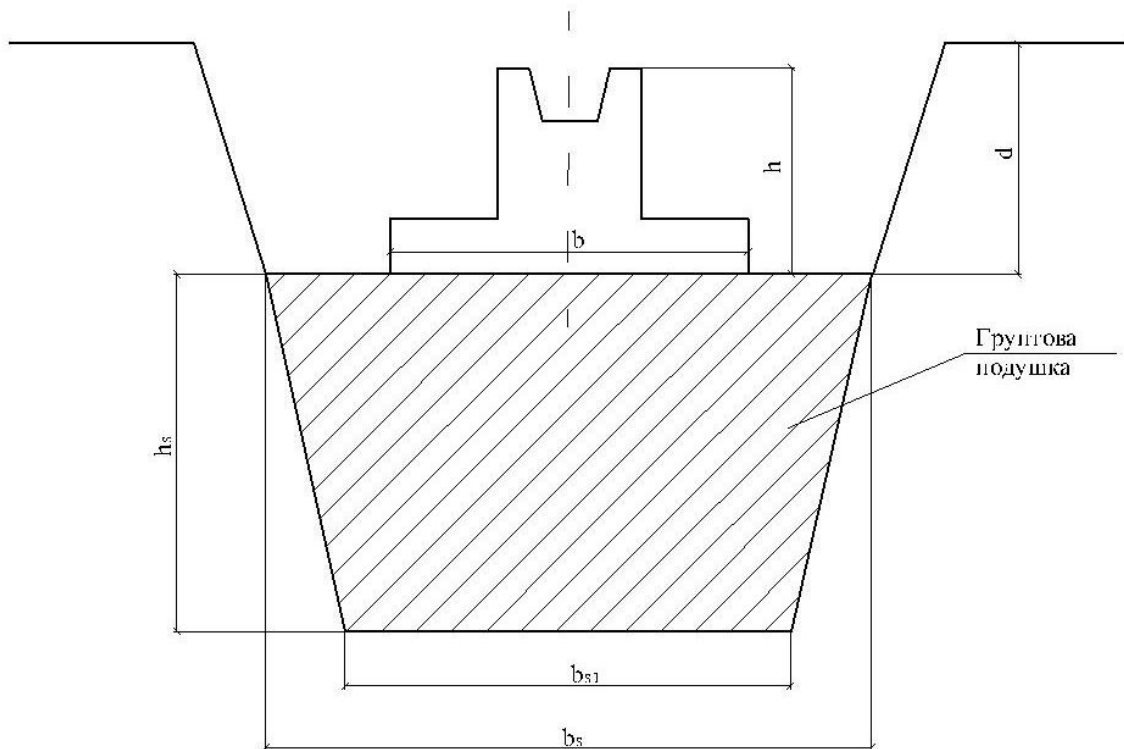


Рисунок 6.1 – Фундамент на ґрунтовій подушці

6.4 Далі перевіряється допустимість переданого подушкою тиску на підс- тильний ґрунт. Для цього визначаємо площу умовного фундаменту, m^2 :

$$A_z = \frac{N + G_f}{\sigma_{zp}}, \quad (6.4)$$

де N – навантаження на фундамент, кН,

$G_f = b \cdot l \cdot (\gamma_m \cdot d)$ - вага фундаменту та ґрунту на його обрізах, кН.

σ_{zp} – додаткові напруги на глибині $z = h_s$ від навантаження на фундамент, кПа:

$$\sigma_{zp} = \alpha \cdot P_0; \quad (6.5)$$

тут P_0 – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа:

$$p_0 = \frac{N}{A} + d\gamma_{\text{нт}} + q. \quad (6.6)$$

Потім знаходимо:

$$a = (1 - b) / 2, \quad (6.7)$$

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a. \quad (6.8)$$

Обчислюємо розрахунковий опір для ґрунту, що підстилає подушку, кПа

$$R_z = (M_\gamma \cdot k_z \cdot b_z \cdot \gamma_{\text{II}} + M_q \cdot (d + h_s) \cdot \gamma_{\text{II}} + M_c \cdot c_{\text{II}}), \quad (6.9)$$

тут γ_1, γ_2 і k дорівнюють 1.

Перевіряємо умову, кПа:

$$\sigma_{\text{zp}} + \sigma_{\text{zg}} < R_z, \quad (6.10)$$

де σ_{zg} – напруга від власної ваги ґрунту подушки на глибині $z = h_s$.

7 Фундамент, що прорізає просідаючий шар

При наявності шару просідаючого ґрунту невеликої потужності можливо улаштування фундаменту на природній основі, що прорізає просідаючі ґрунти і спирається на ґрунти непросідаючі (рис. 7.1).

Розрахунок виконується аналогічно розрахунку фундаменту на природній основі, тільки змінюється глибина закладення фундаменту, і, відповідно, характеристики ґрунтів.

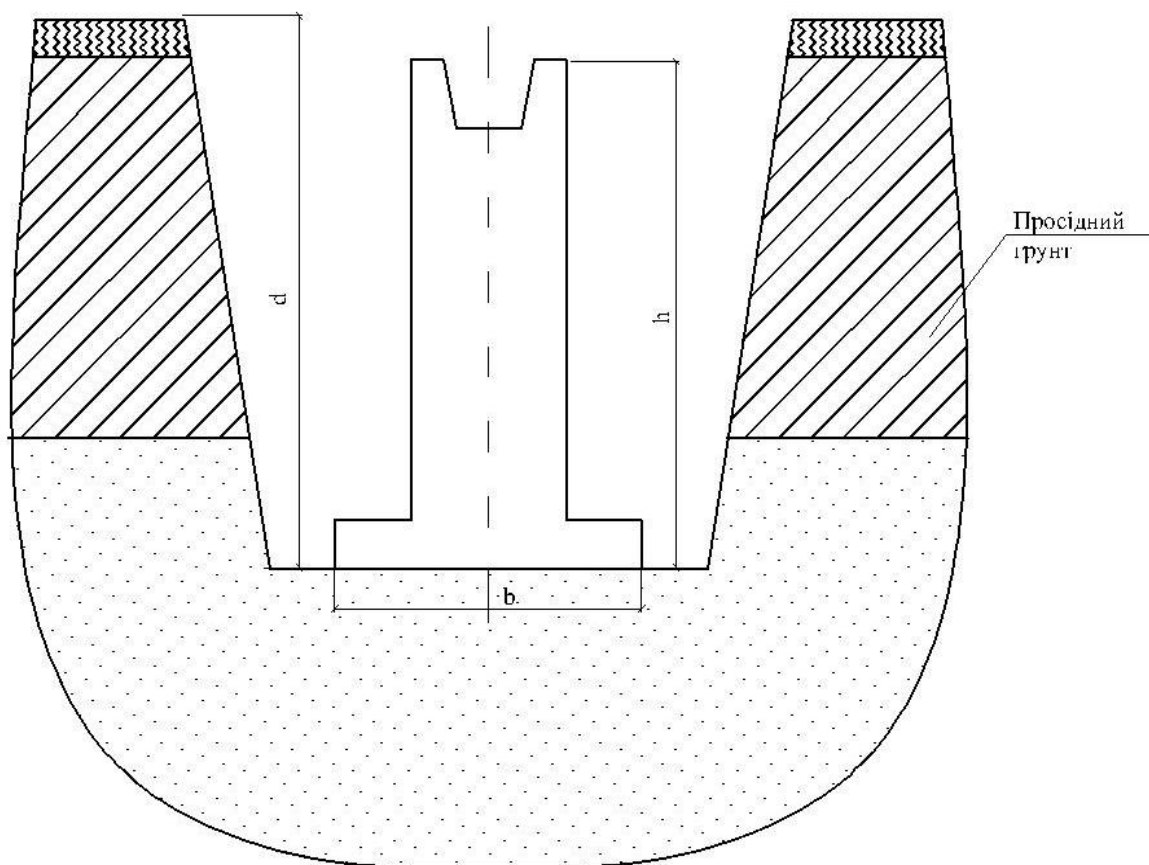


Рисунок 7.1. – Фундамент, що прорізає просідаючий шар
7.1 R_0 визначається за табл. Б. 3.

Для φ_{II} знаходимо M_γ , M_q , M_c за табл. Б. 5.

7.2 Знаходимо розміри подошви фундаменту за формулою (2.1), м.

7.3 Визначаємо R за формулою (2.3).

7.4 Уточнюємо значення b_1 .

7.5 Знаходимо значення R_1 при b_1 .

7.6 Знаходимо R_2 і b_2 .

7.7 Розбіжність між b_2 і b_1 , R_2 і R_1 менше 10%, тоді остаточно приймаємо: b_2 і $l_2 = 1,4b_2$.

7.8 Виконуємо перевірку крайових напруг за формулами (2.4, 2.5).

7.9 Після виконання всіх умов, остаточно конструюємо фундамент.

8 Конструювання фундаменту

Крім перевірки фундаментів за II граничним станом (за деформаціями), слід розраховувати конструкцію фундаментів за міцністю (I граничний стан).

Цей розрахунок включає до себе: перевірку на продавлювання, розрахунок плитної частини фундаменту на "зворотній" момент, визначення діаметра і кількості арматури, розрахунок міцності поперечного перерізу підколонника.

Монолітні залізобетонні фундаменти проектуються окремими у вигляді башмаків під одну або кілька колон і груповими – під кілька колон у вигляді одинарних або перехресних стрічок і плитних фундаментів. Окремі фундаменти слід застосовувати при значній відстані між колонами.

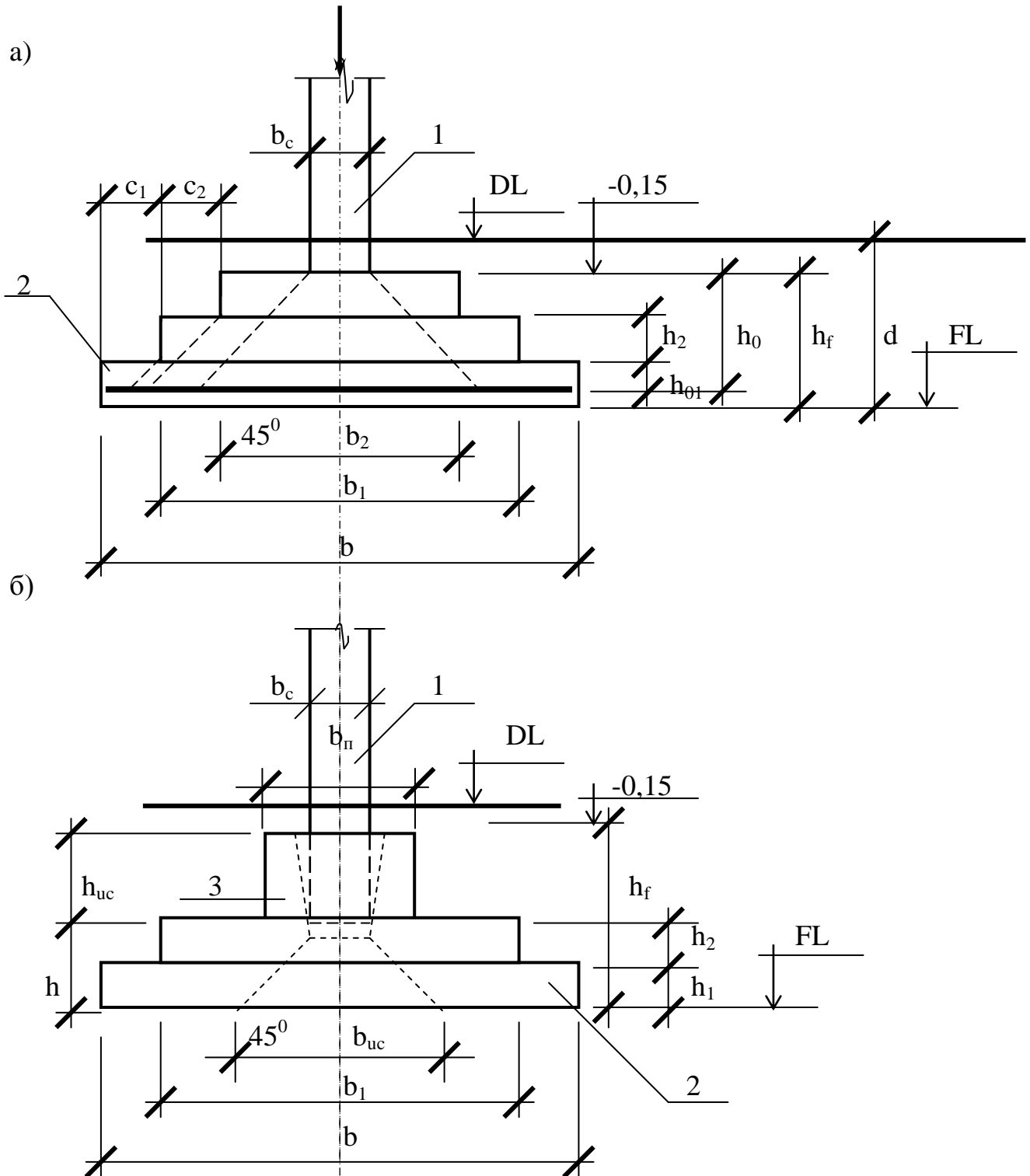
Окремі фундаменти проектуються з важкого бетону класу C8/10 і C12/15 згідно з вимогами ДБН В.2.6-98:2009 [4]. Вони складаються з плитної частини ступінчатої форми, що передає навантаження на ґрунт і підколонник, який стикається з колоною (рис. 8.1). Конструктивне рішення та розміри фундаментів однакові для з'єднання його зі збірними і монолітними колонами, за винятком верхньої частини підколонника. При з'єднанні фундаменту зі збірною колоною у верхній частині підколонника влаштовується стакан, розміри якого призначають у залежності від перерізу колони. Його глибина повинна дорівнювати більшій стороні колони (рис. 8.1б) або більше її (визначається розрахунком). При з'єднанні фундаменту з монолітною залізобетонною колоною її арматура зликується зварюванням і хомутами з випусками арматури (звичайно довжиною 30 - 40 діаметрів арматури) підколонника. Стик замоноличують в опалубці (рис. 8.1а).

З металевими колонами тіло фундаменту з'єднується за допомогою анкерних болтів, які закладаються в підколонник і кріпляться до траверсі або до закладного пристрою колони (рис. 8.2). Глибина закладення і діаметри болтів повинні призначатися такими, щоб виключити можливість розриву підколонника розтягуючими зусиллями і зсуву колони горизонтальними силами.

Основні розміри фундаментів призначаються кратними 100 мм. Верхній обріз фундаменту повинен бути на 150 мм нижче спланованої позначки землі, що дозволяє засипати котлован без монтажу колон. Співвідношення сторін прямокутних фундаментів повинно бути $l / b = 1,2 - 1,5$. Прийняті розміри фун-

даментів необхідно погоджувати з конструкціями та обладнанням заглиблених приміщень. Розміри підколонника призначаються конструктивно в залежності від його поєднання з колоною і плитною частиною фундаменту (табл. 8.1).

Висота плитної частини фундаменту і висота уступів призначаються кратними 150 мм. Плита може мати до трьох уступів (h_1 , h_2 і h_3), розміри яких в залежності від її висоти вказані в таблиці 8.2.



а – монолітне з'єднання фундаментної плити з колоною; б – стаканне з'єднання;
 1 – колона; 2 – плита; 3 – підколонник
 Рисунок 8.1 – Схеми фундаментів

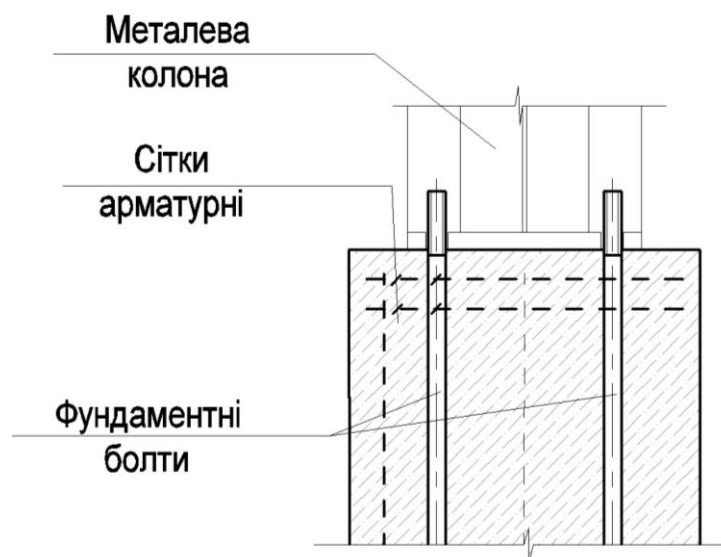


Рисунок 8.2 – Конструкція стику фундаменту з металевою колоною

Таблиця 8.1 – Розміри підколонника, мм

Перетин колони	Розміри в плані	Розміри стакана	
		глибина	в плані
400 x 400	900 x 900	800	550 x 550
500 x 500	1200 x 1200	800	650 x 650
400 x 600		900	550 x 750
500 x 600		800	650 x 750
400 x 800		900	550 x 950
500 x 800	1200 x 1500	900	650 x 950

Таблиця 8.2 – Висота уступів плитної частини фундаменту, мм

Висота плитної частини h	h ₁	h ₂	h ₃
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Виноси уступів призначають конструктивно. Площа нижньої частини ступені повинна дорівнювати площі подошви фундаменту, підбраною за умовами міцності ґрунтів основи.

Визначення розмірів і кількість уступів можна виконати так:

8.1 Визначається приблизна висота плитної частини фундаменту, м:

$$h_{пл} = (1 - 1_{подк}) / 4. \quad (8.1)$$

8.2 Визначаємо кількість уступів по висоті $h_{пл}$ за умови, що висота уступів приймається кратною 150 мм, тобто 300, 450, 600 мм.

9 Розрахунок фундаменту на продавлювання

Основна умова

$$F \leq f_{ctd} \cdot b_m \cdot h_0, \quad (9.1)$$

де F – розрахункова продавлююча сила;

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на осьове розтягнення;

b_m – середній розмір грані, що перевіряється;

h_0 – робоча висота перерізу, для якої проводиться розрахунок.

9.1 Фундамент з розвиненим підколонником.

9.1.1 Для нижнього уступу. Продавлююча сила дорівнює:

$$F_{пр} = A_n \cdot p'_{max}, \quad (9.2)$$

при цьому $p'_{max} = N^p/A + M^p/W$,

де N^p , M^p – розрахункові значення поздовжньої сили і моменту відповідно.

Визначаємо середній розмір грані, що перевіряється, м:

$$b_{m1} = \frac{b_1 + 2h_{01} + b_1}{2} = b_1 + h_{01}. \quad (9.3)$$

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили продавлювання (площа продавлювання), m^2 :

$$A_1 = b(c_1 - h_{01}) - \frac{(c'_1 - h_{01})^2}{2} \cdot 2. \quad (9.4)$$

Порівнюємо:

$$A_1 p'_{max} \leq f_{ctd} b_{m1} h_{01}. \quad (9.5)$$

Тут c_1 , c_2 – консольний виліт фундаментної плити 1-ого і 2-ого уступу відповідно зі сторони l ; c'_1 , c'_2 – консольний виліт фундаментної плити 1-ого і 2-ого уступу відповідно зі сторони b .

9.1.2 Для підколонника. Середній розмір грані, що перевіряється, м:

$$b_{m2} = \frac{b_{cf} + 2h_{0,pl} + b_{cf}}{2} = b_{cf} + h_{0,pl}. \quad (9.6)$$

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили продавлювання, m^2 :

$$A_2 = b(c_1 + c_2 - h_{01} - h_2) - \frac{(c'_1 + c'_2 - h_{0,pl})^2}{2} \cdot 2. \quad (9.7)$$

Порівнюємо:

$$A_2 p'_{max} \leq f_{ctd} b_{m2} h_{0,pl}. \quad (9.8)$$

Схеми утворення піраміди продавлювання для фундаментів з однією і двома уступами згідно з 1-ою схемою див. рис. 9.1.

9.2 Для фундаменту з розвиненою плитною частиною, м:

$$b_m = b_p + h_{0,p}, \quad (9.9)$$

де $l_p = l_c + 2 \cdot 0,05$ м, $b_p = b_c + 2 \cdot 0,05$ м – розміри по низу більшої і меншої сторін стакана;

$h_{0,p}$ – робоча висота піраміди продавлювання від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури.

Площа, з якої збирається навантаження для визначення сили продавлювання (рис. 9.2), м²:

$$A_0 = b \left(\frac{1}{2} - \frac{l_p}{2} - h_{0,p} \right) - 2 \frac{\left(\frac{b}{2} - \frac{b_p}{2} - h_{0,p} \right)^2}{2} = \quad (9.10)$$

$$= 0,5b(1 - l_p - 2h_{0,p}) - 0,25(b - b_p - 2h_{0,p})^2$$

Порівнюємо:

$$A' p_{cp} \leq f_{ctd} b_m h_{0,p}. \quad (9.11)$$

Якщо умова не виконується, то збільшуємо робочу висоту уступу (плитної частини) або (і) підвищуємо клас бетону.

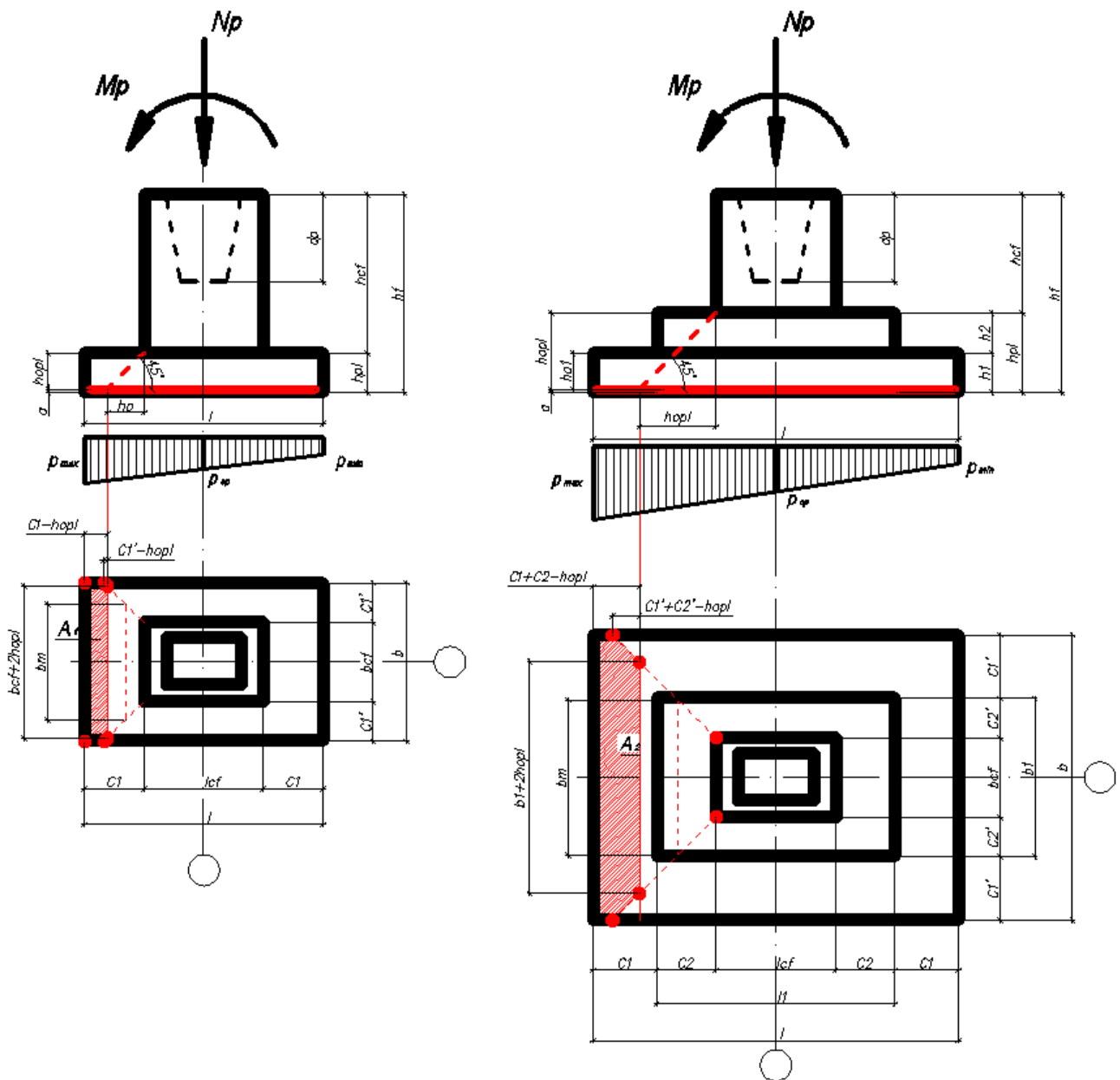


Рисунок 9.1 – Схеми утворення піраміди продавлювання для фундаментів з однією і двома уступами згідно з 1-ою схемою

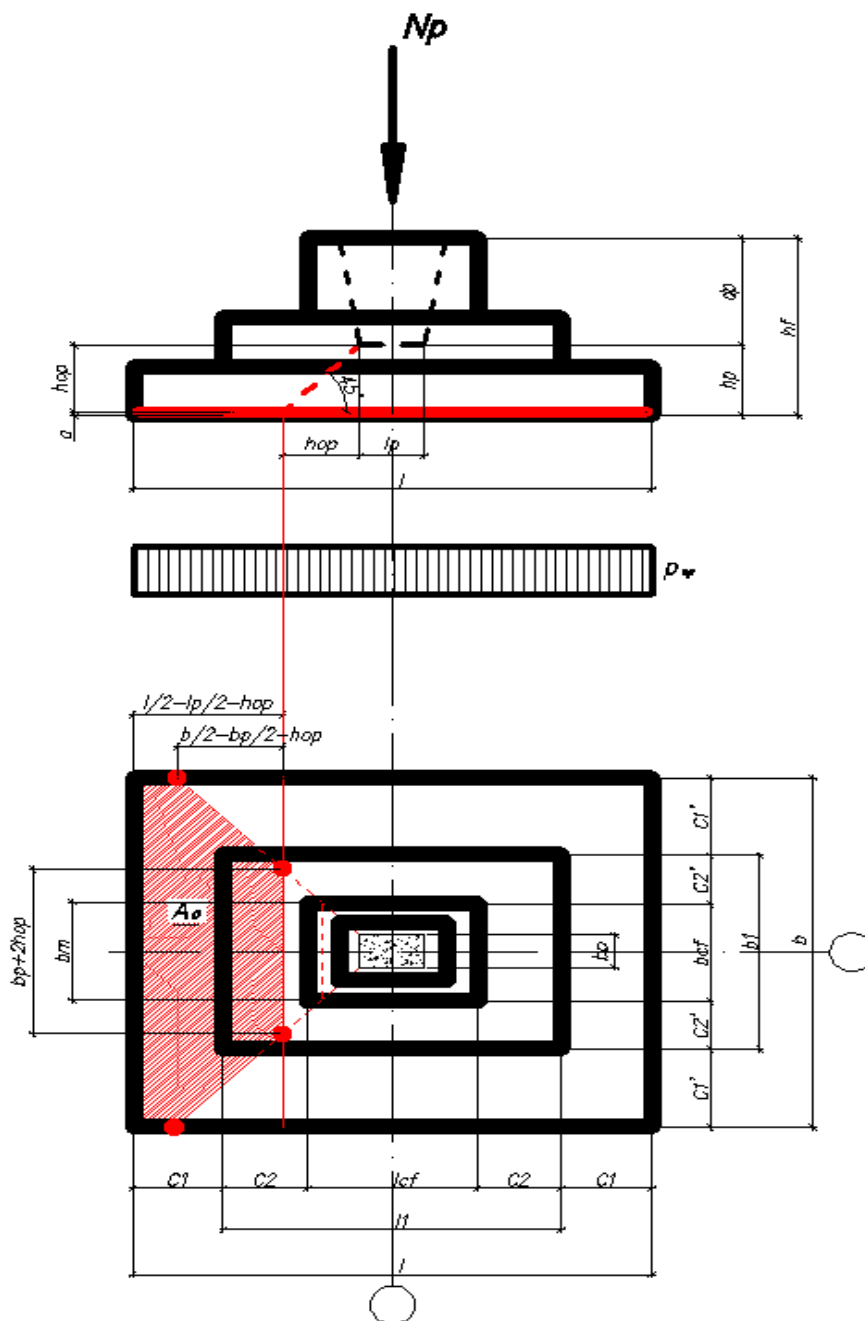


Рисунок 9.2 – Схеми утворення піраміди продавлювання для фундаменту згідно з 2-ою схемою

10 Армування фундаменту

Армування всього фундаменту і його окремих частин проводиться згідно з вимогами ДБН В.2.6-98: 2009 [4].

Армування здійснюється за результатами розрахунку нормальних перерізів на дію згинального моменту, у першого уступу наступним чином, кНм:

$$M_{I-I} = \frac{p_{c1} \cdot b \cdot c_1^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c1}) \cdot c_1^2 \cdot b}{3}, \quad (10.1)$$

де p'_{\max} – розрахунковий максимальний тиск під подошвою фундаменту, кПа;

p_{c1} – розрахунковий тиск під подошвою фундаменту в перерізі I – I, кПа;
 b – ширина подошви фундаменту, м;

c_1 – виліт першого уступу відносно підколонника (для одноступінчатого фундаменту) або виліт нижнього уступу відносно того, що вище (для двох- та більше уступів) (див. рис. 10.1), м.

У другому уступі, кНм

$$M_{II-II} = \frac{p_{c2} b \cdot (c_1 + c_2)^2}{2} + \frac{(p'_{\max} - p_{c2}) \cdot (c_1 + c_2)^2 b}{3}, \quad (10.2)$$

де c_2 – виліт другого уступу відносно підколонника, м.

Перетин робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють так:

– для першого уступу (перетин I - I), см^2 або мм^2

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_0 f_{yd}}; \quad (10.3)$$

– для другого уступу (в підколоннику) (перетин II - II)

$$A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_{02} f_{yd}}; \quad (10.4)$$

де f_{yd} – розрахункова міцність арматури на межі текучості.

Відсоток армування в розрахунковому перерізі фундаменту має бути не нижче мінімально допустимого відсотка армування в згинальних елементах:

$$\mu = \frac{A_s}{bh} 100\% \geq 0,5\%. \quad (10.5)$$

Крок робочої арматури приймають рівним 100 - 200 мм. Неробочі (конструктивні) стрижні поперечної арматури приймають перерізом не менше 10% перерізу робочої арматури і встановлюють їх з кроком 250 - 300 мм, але не більше 350 мм. Висоту захисного шару бетону встановлюють: для монолітних фундаментів не менше 35 мм у разі наявності бетонної або піщано-гравійної підготовки і не менше 70 мм без неї, для збірних фундаментів – не менше 30 мм.

Армування також потрібно розраховувати і вздовж другого напрямку фундаменту:

$$M'_{I-I} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1')^2}{2}; \quad M'_{II-II} = \frac{p'_{cp} l \cdot (c_1' + c_2')^2}{2}; \quad (10.6 - 10.7)$$

де c_1' та c_2' – виліт уступів фундаменту з боку b , м;

p'_{cp} – розрахунковий середній тиск під подошвою фундаменту, кПа.

Перетин арматурних стержнів див. Додаток Г.

11 Розрахунок і проектування пальових фундаментів

11.1. Розрахунок пальових фундаментів за несучою здатністю. Розрахунок виконується відповідно до вимог [2].

11.1.1 При аналізі інженерно-геологічних умов виділяємо шар ґрунту, придатний для обпирання паль. Вибираємо тип, вид і спосіб занурення паль - в

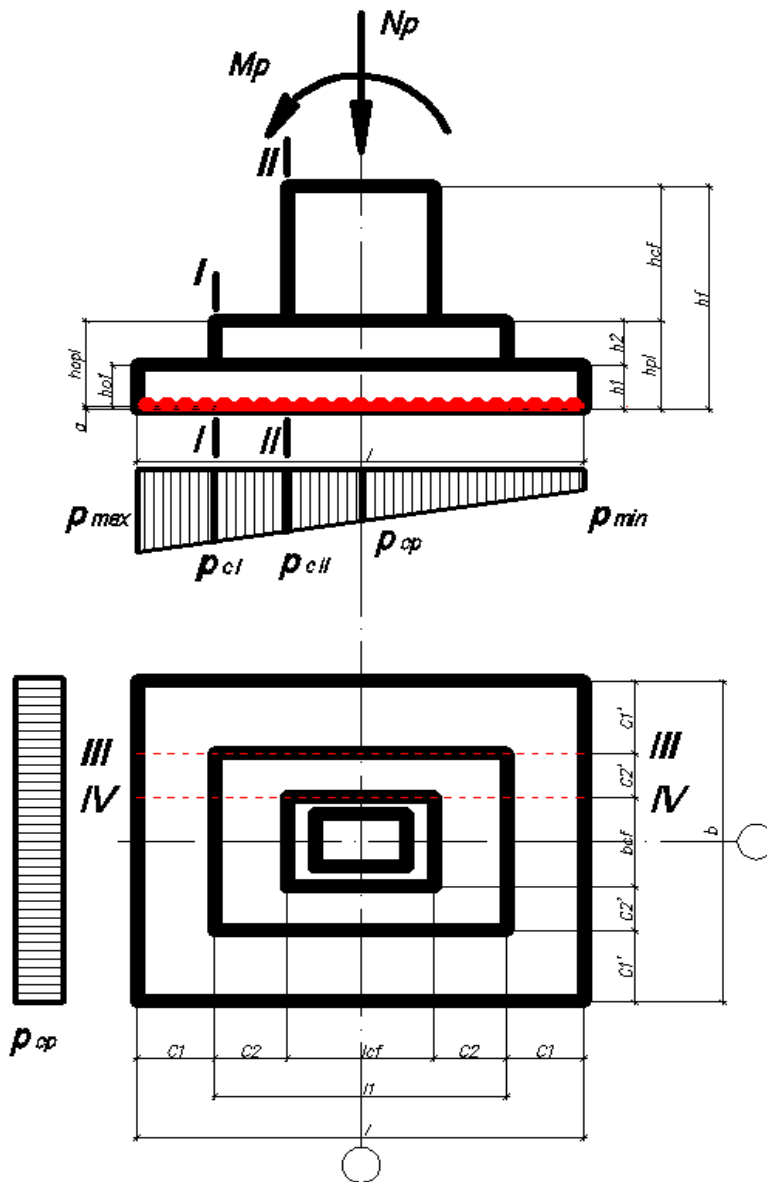


Рисунок 10.1 – Розрахункова схема для визначення кількості арматури

даному курсовому проєкті прийняті забивні призматичні залізобетонні палі, спосіб занурення - дизель-молот.

11.1.2 Глибина закладення підшви ростверку - 1,2...1,6 м.

11.1.3 Визначаємо довжину палі, яка залежить від інженерно-геологічно-технологічних умов, способу сполучення палі з ростверком і заглиблення палі в несучий шар. В даному випадку приймаємо сполучення палі з ростверком жорстке (300 - 350 мм), заглиблення палі в несучий шар - не менше 1 м. Тоді необхідну довжину палі можна визначити за такою залежністю

$$L_n = (h_1 + h_2 + \dots + h_n) - d_p + 0,35 \text{ м} + 1 \text{ м}, \quad (11.1)$$

де h_1, h_2, h_n - потужність шарів, які проходить паля;

d_p - глибина закладення пального ростверку, м.

Після визначення L_n , необхідно округлити дане число до найближчого більшого цілого значення.

Перетин палі слід приймати 250 x 250, 300 x 300 або 350 x 350 мм.

11.1.4 Одиночну палю у складі фундаменту і за його межами по несучій спроможності ґрунтів основи слід розраховувати, виходячи з умови:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (11.2)$$

де N - розрахункове навантаження, яка допускається на палю при визначенні їх кількості в пальовому фундаменті;

F_d - несуча спроможність палі в залежності від властивостей ґрунтової основи;

γ_k - коефіцієнт надійності (приймається 1,4, якщо несуча здатність палі F_d визначається розрахунком).

11.1.5 Визначаємо несучу здатність одиночної палі тертя, попередньо розбиваючи ґрунтову товщу за висотою палі на ділянки довжиною не більше 2,0 м (рис. 11.1):

$$F_d = \gamma_c(\gamma_c \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (11.3)$$

де F_d – несуча здатність одиночної палі тертя в кН;

γ_c – коефіцієнт умови роботи палі по ґрунту, прийнятий рівним 1,0;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, прийнятий за табл. Н.2.1 [2], табл. Н.2.1 або за додатком В.1;

A – площа обпирання на ґрунт палі, м², прийнята за площею поперечного перерізу палі брутто, або за площею палі-оболонки нетто;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

γ_{cR} и γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі, які враховують вплив способу занурення палі на розрахунковий опір ґрунту і приймаються за табл. Н.2.3 [2], або табл. В. 3.

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні палі, кПа, якбq визначається за формулою (11.2), для попередніх розрахунків допускається приймати за табл. Н.2.2 [2], або за додатком В.2;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м;

$$f_i = \sigma_{zg,i} \frac{v_i}{1 - v_i} \operatorname{tg} \varphi_{II,i} + c_{II,i}, \quad (11.4)$$

де $\sigma_{zg,i}$ – напруження від власної ваги ґрунту в середині i -го розрахункового шару ґрунтової основи;

v_i – коефіцієнт Пуассона ґрунту посередині i -го розрахункового шару ґрунтової основи, рівний 0,21 ... 0,29 – для пісків, 0,3 ... 0,37 – для супісків і суглинків та 0,4 – для глин.

При повному водонасиченні ґрунту розрахункові характеристики ґрунту слід приймати при показнику текучості, визначеному за формулою:

$$I_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \frac{\gamma_w}{\gamma_s} - w_p}{w_L - w_p}, \quad (11.5)$$

де e – коефіцієнт пористості ґрунту природної щільності,

γ_w – об'ємна вага води, $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$;

γ_s – об'ємна вага часток ґрунту, кН/м^3 ;

w_L, w_p – вологість на межі текучості і розкочування відповідно.

При $I_L < 0,4$ слід приймати $I_L = 0,4$.

При $I_L > 1$ опір по бічній поверхні не враховується.

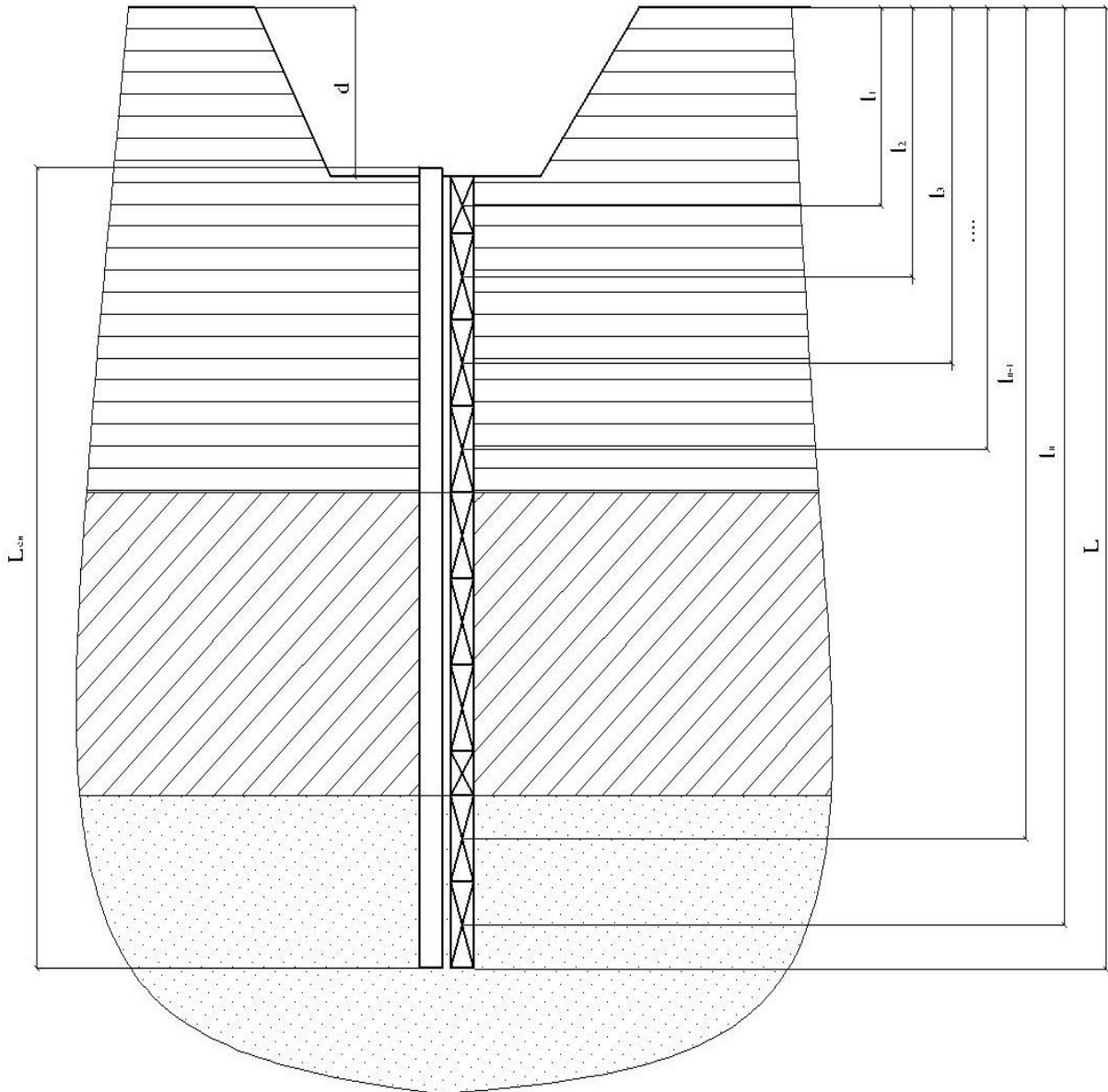


Рис. 11.1 – Розрахункова схема палі

11.1.6 Визначаємо необхідну кількість палей у куці:

$$n = \frac{N_d}{F_d}. \quad (11.6)$$

11.1.7 Конструюємо ростверк, враховуючи, що відстань між осями палей приймається $(3 \dots 6)d$, а відстань від краю ростверку до осі крайньої палі - d , де d - сторона палі. Висоту ростверку приймаємо в межах 500...600 мм.

11.1.8 Так як на пальовий фундамент діє не тільки поздовжня сила, але і згинальний момент, необхідно перевірити величину навантаження, яка приходить на крайню палю з урахуванням дії згинального моменту.

Величина цього навантаження визначається за формулою

$$N_{\min}^{\max} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2}; \quad (11.7)$$

де N_d – розрахункова стискаюча сила, кН, в яку входять: вертикальне навантаження від верхніх конструкцій, вага ростверка, вага ґрунту на його обрізах і вага паль;

n – кількість паль у фундаменті, шт;

x_i, y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі, м;

M_x, M_y – розрахункові згинальні моменти, кНм, щодо головних центральних осей x і y , плану паль в площині подошви фундаменту;

x, y – відстань від головних осей до осі кожної палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження, м.

Так як навантаження на крайню палю визначаються з урахуванням дії моменту, розрахункове навантаження приймають рівне 1,2 N (враховується короточасність дії моменту).

11.1.9 Виконується перевірка:

$$N_{\max} \leq \frac{1,2F_d}{\gamma_k}. \quad (11.8)$$

11.2 Розрахунок пальових фундаментів за деформаціями.

Даний розрахунок виконується як для умовного фундаменту на природній основі.

11.2.1 Визначаємо контури умовного фундаменту (рис. 11.2). Межі умовного фундаменту:

– знизу – обмежені площиною АБ;

– з боків – вертикальними площинами АГ і БВ, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $htg\alpha$, але не більше $2d$ у випадках, коли під нижніми кінцями паль залягають пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$;

– зверху – поверхнею планування ВГ.

Визначається осереднене значення кута внутрішнього тертя ґрунтів, що прорізуються палею, град:

$$\varphi_{II,mt} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i}, \quad (11.9)$$

де h_i – товщина i -го шару, що стикається з бічною поверхнею палі.

11.2.2 Осереднене значення кута внутрішнього тертя ґрунтів, град:

$$\alpha = \frac{\varphi_{II,mt}}{4}. \quad (11.10)$$

11.2.3 Ширина умовного фундаменту, м

$$B_{y\phi} = y + z + 2 \cdot h \cdot tg\alpha, \quad (11.11)$$

де y – відстань між крайніми палями,
 z – ширина палі.

11.2.4 Довжина умовного фундаменту:

$$L_{y\phi} = x + z + 2 \cdot h \cdot \operatorname{tg}\alpha, \quad (11.12)$$

де x – відстань між крайніми палями.

11.2.5 Нормативна вага палей:

$$G_{cb}^H = n(L_{\pi} \cdot G_{\pi,1} + G_B), \quad (11.13)$$

де n – кількість палей, шт,

L_{π} – довжина палі, м,

$G_{\pi,1}$ – вага 1 м палі, кН,

G_B – вага вістря палі.

11.2.6 Нормативна вага ґрунту в обсязі АБВГ, кН:

$$G_{гр.уф.}^H = B_{y\phi} \cdot L_{y\phi} \sum \gamma_i h_i. \quad (11.14)$$

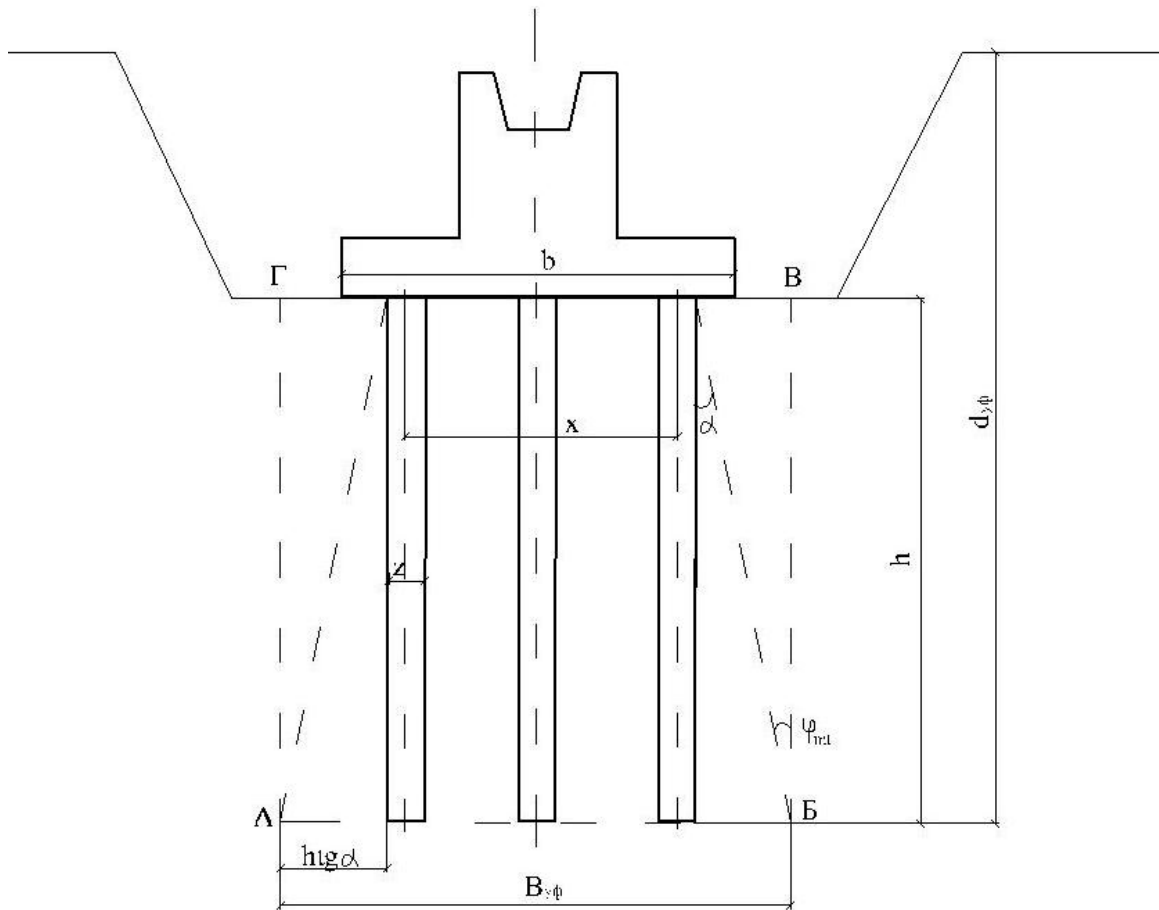


Рисунок 11.2 – Розрахункова схема пального фундаменту за деформаціями

11.2.7. Середній тиск під подошвою умовного фундаменту:

$$P'' = \frac{N^H + G_p^H \cdot 1,1 + G_{\pi}^H + G_{гр.}^H}{B_{y\phi} \cdot L_{y\phi}}. \quad (11.15)$$

де N^H – нормативне вертикальне навантаження на палю, кН,

G_p^H – нормативна вага ростверку, кН,

$G_{п}^H$ – нормативна вага паль, кН,

$G_{гр}^H$ – нормативна вага ґрунту в обсязі АБВГ, кН.

11.2.8. Розрахунковий опір ґрунту основи під підошвою умовного фундаменту, кПа

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_{\gamma} \cdot B_{y\phi} \cdot \gamma_{п} + M_q \cdot d_{y\phi} \cdot \gamma'_{п} + M_c \cdot c_{п}). \quad (11.16)$$

11.2.9. Перевіряється основна умова під час розрахунку пального фундаменту за другою групою граничних станів.

$$p_{п} < R. \quad (11.17)$$

11.2.10. Розрахунок осідання пального фундаменту.

Осідання пального фундамент виконується за формулою (2.8) аналогічно розрахунку осідання фундаменту на природній основі.

ДОДАТОК А

Таблиця А.1 – Найменування пілувато-глинистого ґрунту за числом пластичності

Найменування пілувато-глинистого ґрунту	Число пластичності I_p
Супісок	$0,01 \leq I_p \leq 0,07$
Суглинок	$0,07 < I_p \leq 0,17$
Глина	$I_p > 0,17$

При $I_p < 0,01$ ґрунт слід відносити до піщаних ґрунтів.

Таблиця А.2 – Різновиди пілувато-глинистих ґрунтів за I_L

Різновиди пілувато-глинистих ґрунтів	Показник текучості I_L
Супіски:	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$
Суглинки та глини:	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,5$
Мягкопластичні	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$

Таблиця А.3 – Щільність складання пісків

Найменування піщаного ґрунту	Щільність складання		
	щільні	середньої щільності	пухкі
Гравелісті, крупні та середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Дрібні	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Таблиця А.4 – Найменування піщаного ґрунту за ступенем вологості

Характеристика ґрунтів	Ступінь вологості S_r
Маловологі	$S_r \leq 0,5$
Вологі	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1,0$

ДОДАТОК Б

Таблиця Б.1 – Розрахункові опори R_0 піщаних ґрунтів

Піски	Значення R_0 , кПа (кгс/см ²), в залежності від щільності складання пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600(6)	500(5)
Середньої крупності	500(5)	400(4)
Дрібні:		
маловологі	400(4)	300(3)
вологі та насичені водою	300(3)	200(2,0)
Пилуваті:		
маловологі	300(3)	250(2,5)
вологі	200(2)	150(1,5)
насичені водою	150(1,5)	100(1)

Таблиця Б.2 – Розрахункові опори R_0 пилувато-глинистих (непросідних) ґрунтів

Пилувато-глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа (кгс/см ²), при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300(3)	300(3)
	0,7	250(2,5)	200(2)
Суглинки	0,5	300(3)	250(2,5)
	0,7	250(2,5)	180(1,8)
	1,0	200(2)	100(1)
Глини	0,5	600(6)	400(4)
	0,6	500(5)	300(3)
	0,8	300(3)	200(2)
	1,1	250(2,5)	100(1)

Таблиця Б.3 – Розрахункові опори R_0 просідних ґрунтів

Ґрунти	R_0 , кПа (кгс/см ²), ґрунтів			
	природного складання зі щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених з щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	<u>300(3)</u>	<u>350(3,5)</u>	200(2)	250(2,5)
	150(1,5)	180(1,8)		
Суглинки	<u>350(3,5)</u>	<u>400(4)</u>	250(2,5)	300(3)
	180(1,8)	200(2)		

Примітка: у чисельнику наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідних ґрунтів зі ступенем вологості $S_r \leq 0,5$; в знаменнику – значення R_0 , що відносяться до таких же ґрунтів з $S_r \geq 0,8$, а також до замочених просідних ґрунтів.

Таблиця Б.4 – Коефіцієнти умов роботи

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для будівель з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди чи його відсіку до висоти L/H , рівному	
		4 та більше	1,5 та менше
Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:			
маловологі та вологі,	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також крупнообломкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
Те ж, при $0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
Т ж, при $I_L > 0,5$	1,0	1,0	1,0
<p>Примітки:</p> <p>1 До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформації основи, в тому числі за рахунок заходів, зазначених у додатку К [1].</p> <p>2 Для будинків з гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймається рівним одиниці.</p> <p>3 При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначається за інтерполяцією.</p> <p>4 Для пухких пісків γ_{c1} и γ_{c2} приймають рівним 1.</p>			

Таблиця Б.5 – Коефіцієнти M_γ , M_q , M_c

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	23	0,69	3,65	6,24
1	0,01	1,06	3,23	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	25	0,78	4,11	6,67
3	0,04	1,18	3,41	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	27	0,91	4,64	7,14
5	0,08	1,32	3,61	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	29	1,06	5,25	7,67
7	0,12	1,47	3,82	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	31	1,24	5,95	8,24
9	0,16	1,64	4,05	32	1,34	6,34	8,55
10	0,18	1,73	4,17	33	1,44	6,76	8,88
11	0,21	1,83	4,29	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	35	1,68	7,71	9,58
13	0,26	2,05	4,55	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	37	1,95	8,81	10,37
15	0,32	2,30	4,84	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	39	2,28	10,11	11,25
17	0,39	2,57	5,15	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	41	2,66	11,64	12,24
19	0,47	2,89	5,48	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	43	3,12	13,46	13,37
21	0,56	3,24	5,84	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Таблиця Б.6 – Коефіцієнт α

ζ	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглі	прямокутних зі співвідношенням сторін $\eta = l/b$, рівним						стрічкових ($\eta \geq 10$)
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
10,8	0,013	0,016	0,022	0,029	0,037	0,049	0,069	0,117
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
11,6	0,011	0,014	0,020	0,025	0,033	0,042	0,061	0,109
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітки:

1 У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту.

2 Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймаються як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$.

3 Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначається за інтерполяцією.

ДОДАТОК В

Таблиця В.1 – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту R, кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	-	середньої крупності	дрібних	пилуватих	-
	глинистих ґрунтів при показнику текучості I _L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600 / 4000	3000	3100 / 2000	2000 / 1200	1100	600
4	8300	6800 / 5100	3800	3200 / 2500	2100 / 1600	1250	700
5	8800	7000 / 6200	4000	3400 / 2800	2200 / 2000	1300	800
7	9700	7300 / 6900	4300	3700 / 3300	2400 / 2200	1400	850
10	10500	7700 / 7300	5000	4000 / 3500	2600 / 2400	1500	900
15	11700	8200 / 7500	5600	4400 / 4000	2900	1650	100
20	12600	8500	6200	4800 / 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки:

1 Перед рисою дані значення R для пісків, після риси – для глинистих ґрунтів.

2 Для проміжних значень глибини занурення палі і проміжних значень показника I_L значення R визначають інтерполяцією.

Таблиця В.2 – Значення розрахункових опорів по бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори по бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок f , кПа								
	піщаних крупних і середньої крупності і глинистих при $I_L=0,2$	піщаних дрібних глинистих при $I_L=0,3$	піщаних піщаних і глинистих при $I_L=0,4$	глинистих при показнику текучості I_L					
				0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки:

1 При визначенні значення f шари ґрунтів слід розділяти на однорідні шари товщиною не більше 2 м.

2 Таблиця складена для піщаних ґрунтів середньої щільності.

3 Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів по боковій поверхні паль f слід збільшувати на 30% порівняно зі значеннями, наведеними в цій таблиці.

Таблиця В.3 – Коефіцієнти умов роботи

Способи занурення забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виймання ґрунту, і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при розрахунку несучої спроможності паль	
	під нижнім кінцем γ_{cr}	на бічній поверхні γ_{cf}
1 Занурення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2 Занурення забиванням та вдавленням в попередньо пробуренні лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче вибою свердловини при її діаметрі:		
а) рівному стороні квадратної палі,	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі,	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перетину (для опор ліній електропередачі).	1,0	1,0
3 Занурення з підмивом в піщані ґрунти за умови добивки паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4 Віброванурення паль-оболонок, віброванурення і вібровдавлення паль в ґрунти:		
а) піщані середньої щільності:		
крупні та середньої крупності,	1,2	1,0
дрібні,	1,1	1,0
пилуваті;	1,0	1,0
б) пилувато-глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$:		
супіски,	0,9	0,9
суглинки,	0,8	0,9
глини,	0,7	0,9
в) пилувато-глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$.	1,0	1,0
5 Занурення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше	1,0	1,0
б) те ж, от 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6 Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перетину з закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше подальшим влаштуванням в нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пилувато-глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі уширення, рівному:		
а) 1,0 м незалежно від зазначених видів ґрунту,	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках та супісках,	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках та глинах.	0,7	1,0
7 Занурення вдавленням паль:		
а) в піски середньої щільності великі, середньої крупності і дрібні,	1,1	1,0
б) в піски пилуваті,	1,1	0,8
в) в пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$,	1,1	1,0
г) те ж, $I_L > 0,5$.	1,0	1,0

Примітка. Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} за поз. 4 табл. 3 для пилувато-глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються за інтерполяцією.

ДОДАТОК Г

Таблиця Г.1 – Розрахункові площі поперечних перерізів і маса арматури

Діа- метр, мм	Розрахункові площі поперечного перерізу, см ² , при числі стрижнів										Ма- са, кг/м
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87

ДОДАТОК Д

Таблиця Д.1 – Варіанти властивостей просідаючих ґрунтів

Варіанти	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
$\rho, \text{т/м}^3$	1,6	1,56	1,68	1,72	1,54	1,62	1,74	1,64	1,67	1,7	
$\rho_s, \text{т/м}^3$	2,69	2,72	2,7	2,73	2,69	2,71	2,73	2,7	2,71	2,72	
w	0,14	0,12	0,16	0,15	0,1	0,11	0,18	0,17	0,16	0,18	
w_L	0,24	0,22	0,25	0,35	0,3	0,22	0,35	0,31	0,3	0,41	
w_p	0,1	0,16	0,20	0,19	0,21	0,16	0,23	0,21	0,14	0,26	
$\varphi, \text{град}$	27	26	25	21	24	28	20	22	23	19	
$c, \text{КПа}$	28	24	10	25	12	8	16	26	18	20	
$E, \text{МПа}$	24	25	22	20	26	23	19	18	17	21	
ε_{sl}	МПа	0,014	0,012	0,011	0,01	0,016	0,018	0,008	0,011	0,008	0,006
	0,1										
	0,2	0,048	0,044	0,039	0,033	0,052	0,054	0,028	0,038	0,023	0,019
	0,3	0,062	0,056	0,050	0,042	0,072	0,068	0,035	0,047	0,03	0,026
$\varphi_{sat}, \text{град}$	25	23	22	19	21	24	17	20	21	16	
$c_{sat}, \text{КПа}$	6	8	3	5	4	3	6	7	8	5	
$E_{sat}, \text{МПа}$	7	8	7	6	8	5	4	3	3	4	

ДОДАТОК Е

Таблиця Е.1 – Будівельний майданчик 1

Геологічна будова та гідрогеологічні умови
будівельного майданчика

№ шару	Ґрунт	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Рослинний шар	0,4	0,4	0,4	0,4
2	Просідаючий ґрунт	5,3	5,2	5,0	5,1
3	Пісок дрібний	3,4	3,5	3,6	3,5
4	Суглинок	3,8	3,9	3,9	4,0
5	Ґлина	8,7	8,9	8,8	8,7
	Глибина залягання підземних вод	9,2	9,1	9,4	9,3
	Відмітка свердловини, м				

Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. Позн.	Один. виміру	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1,38		2,00	2,10	2,06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³			2,66	2,65	2,70
Природна вологість	w				0,24	0,18	0,22
Вологість на межі текучості	w _L					0,26	0,40
Вологість на межі розкочування	w _p					0,17	0,20
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град			31	21	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа			1	20	80
Модуль деформації	E	мПа			28	21	50
Відносна просадочність при тиску p, МПа	ε_{sl}	p=0,1					
		p=0,2					
		p=0,3					
Кут внутрішнього тертя водонасиченого ґрунту	$\varphi_{II,sat}$	град					
Питоме зчеплення водонасиченого ґрунту	c _{II,sat}	кПа					
Модуль деформації водонасиченого ґрунту	E _{sat}	МПа					

Таблиця Е.2 – Будівельний майданчик 2

Геологічна будова та гідрогеологічні умови
будівельного майданчика

№ шару	Ґрунт	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Рослинний шар	0,3	0,3	0,3	0,3
2	Просідаючий ґрунт	4,8	4,6	4,9	4,8
3	Пісок середньої крупності	3,4	3,6	3,5	3,3
4	Супісок	3,5	3,6	3,7	3,6
5	Глина	8,7	8,9	8,8	8,7
	Глибина залягання підземних вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Відмітка свердловини, м				

Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. Позн.	Один. виміру	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1,39		2,01	1,98	2,06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³			2,68	2,69	2,70
Природна вологість	w				0,24	0,26	0,22
Вологість на межі текучості	w _L					0,28	0,40
Вологість на межі розкочування	w _p					0,22	0,20
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град			33	20	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа			1	12	80
Модуль деформації	E	мПа			30	15	50
Відносна просадочність при тиску p, МПа	ε_{sl}	p=0,1					
		p=0,2					
		p=0,3					
Кут внутрішнього тертя водонасиченого ґрунту	$\varphi_{II,sat}$	град					
Питоме зчеплення водонасиченого ґрунту	c _{II,sat}	кПа					
Модуль деформації водонасиченого ґрунту	E _{sat}	МПа					

Таблиця Е.3 – Будівельний майданчик 3

Геологічна будова та гідрогеологічні умови
будівельного майданчика

№ шару	Ґрунт	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1					
2	Просідаючий ґрунт	5,1	4,9	4,8	5,0
3	Пісок середньої крупності	3,8	3,9	3,7	3,5
4	Суглинок	3,1	3,2	3,0	3,1
5	Глина	8,8	8,9	8,7	8,8
	Глибина залягання підземних вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Відмітка свердловини, м				

Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. Позн.	Один. виміру	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³			2,01	2,02	2,06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³			2,68	2,75	2,70
Природна вологість	w				0,24	0,25	0,22
Вологість на межі текучості	w _L					0,34	0,40
Вологість на межі розкочування	w _p					0,2	0,20
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град			33	18	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа			1	11	80
Модуль деформації	E	мПа			30	17	50
Відносна просадочність при тиску p, МПа	ε_{sl}	p=0,1					
		p=0,2					
		p=0,3					
Кут внутрішнього тертя водонасиченого ґрунту	$\varphi_{II,sat}$	град					
Питоме зчеплення водонасиченого ґрунту	c _{II,sat}	кПа					
Модуль деформації водонасиченого ґрунту	E _{sat}	МПа					

Таблиця Е.4 – Будівельний майданчик 4

Геологічна будова та гідрогеологічні умови
будівельного майданчика

№ шару	Ґрунт	Номер свердловини та потужність шару, м			
		1	2	3	4
1	Просідаючий ґрунт	5,1	4,9	4,8	5,0
2	Пісок дрібний	3,8	3,9	3,7	3,5
3	Супісок	4,2	4,3	4,2	4,4
4	Суглинок	2,9	2,7	2,8	2,9
5	Глина	8,8	8,9	8,7	8,8
	Глибина залягання підземних вод	8,2	8,0	8,3	8,1
	Відмітка свердловини, м				

Характеристики властивостей ґрунтів

Найменування	Умов. Позн.	Один. виміру	Номер шару				
			1	2	3	4	5
Щільність	ρ_{II}	т/м ³	1,37	2,00	1,98	2,02	2,06
Щільність часток	ρ_s	т/м ³		2,66	2,69	2,75	2,70
Природна вологість	w			0,24	0,26	0,25	0,22
Вологість на межі текучості	w _L				0,28	0,34	0,40
Вологість на межі розкочування	w _p				0,22	0,2	0,20
Кут внутрішнього тертя	φ_{II}	град		31	20	18	15
Питоме зчеплення	c _{II}	кПа		1	12	11	80
Модуль деформації	E	МПа		28	15	17	50
Відносна просадочність при тиску p, МПа	ε_{sl}	p=0,1					
		p=0,2					
		p=0,3					
Кут внутрішнього тертя водонасиченого ґрунту	$\varphi_{II,sat}$	град					
Питоме зчеплення водонасиченого ґрунту	c _{II,sat}	кПа					
Модуль деформації водонасиченого ґрунту	E _{sat}	МПа					

ДОДАТОК Ж

Таблиця Ж.1 – Варіанти навантажень на залізобетонні колони крайніх рядів
одноповерхових промислових будівель

Варіант	Перетин колони $l_c \times b_c$, мм	Сполучення			
		I		II	
		N, МН	M, МНм	N, МН	M, МНм
0	600x400	1,0	0,1	0,8	0,3
1	600x400	1,1	0,1	0,85	0,3
2	600x400	1,2	0,11	0,9	0,31
3	600x400	1,3	0,12	0,95	0,32
4	600x500	1,4	0,13	1,0	0,33
5	600x500	1,5	0,14	1,05	0,34
6	700x400	1,6	0,15	1,1	0,35
7	700x400	1,7	0,16	1,14	0,36
8	700x400	1,8	0,17	1,2	0,37
9	700x500	1,9	0,18	1,26	0,4
10	700x500	2,0	0,19	1,3	0,41
11	700x500	2,1	0,2	1,34	0,42
12	800x500	2,2	0,21	1,4	0,45
13	800x500	2,3	0,22	1,45	0,46
14	800x500	2,4	0,23	1,5	0,47
15	1000x400	1,9	0,3	1,15	0,48
16	1000x400	2,0	0,31	1,2	0,49
17	1000x400	2,1	0,32	1,25	0,5
18	1000x500	2,2	0,33	1,3	0,51
19	1000x500	2,3	0,34	1,35	0,52
20	1000x500	2,4	0,35	1,4	0,53
21	1300x500	2,5	0,36	1,45	0,54
22	1300x500	2,6	0,37	1,5	0,55
23	1300x500	2,7	0,38	1,55	0,56
24	1400x500	2,8	0,39	1,6	0,57
25	1400x500	2,9	0,4	1,65	0,58
26	1400x500	3,0	0,41	1,7	0,6
27	1400x600	3,2	0,42	1,8	0,65
28	1400x600	3,4	0,43	1,9	0,7
29	1400x600	3,6	0,44	2,0	0,78

Таблиця Ж.2 – Варіанти навантажень на залізобетонні колони середніх рядів
одноповерхових промислових будівель

Варіант	Перетин колони $l_c \times b_c$, мм	Сполучення			
		I		II	
		N, МН	M, МНм	N, МН	M, МНм
0	600x400	1,9	0,24	1,1	0,43
1	600x400	2,0	0,25	1,15	0,42
2	600x400	2,1	0,26	1,2	0,41
3	600x500	2,2	0,27	1,25	0,48
4	600x500	2,3	0,28	1,3	0,47
5	600x500	2,4	0,29	1,35	0,46
6	700x400	2,5	0,3	1,4	0,54
7	700x400	2,6	0,31	1,45	0,53
8	700x400	2,7	0,32	1,5	0,52
9	700x500	2,8	0,33	1,55	0,69
10	700x500	2,9	0,34	1,6	0,58
11	700x500	3,0	0,35	1,65	0,57
12	800x500	3,1	0,36	1,7	0,65
13	800x500	3,2	0,37	1,75	0,64
14	800x500	3,3	0,38	1,8	0,63
15	1400x500	3,4	0,51	2,3	1,06
16	1400x500	3,5	0,52	2,4	1,04
17	1400x400	3,6	0,53	2,5	1,02
18	1400x600	3,7	0,55	2,55	1,12
19	1400x600	3,8	0,56	2,6	1,1
20	1400x500	3,9	0,57	2,65	1,08
21	1300x600	4,0	0,58	2,7	1,17
22	1300x600	4,1	0,59	2,75	1,15
23	1300x600	4,2	0,6	2,8	1,13
24	1900x600	4,3	0,63	2,85	1,25
25	1900x600	4,4	0,64	2,9	1,24
26	1900x600	4,5	0,65	2,95	1,23
27	1900x600	4,6	0,66	3,0	1,3
28	1900x600	4,7	0,67	3,05	1,28
29	1900x600	4,8	0,68	3,1	1,26

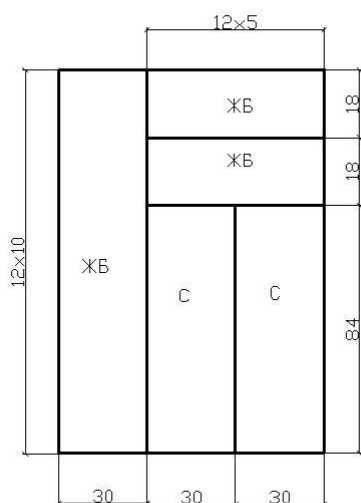
Таблиця Ж.2 – Варіанти відміток гирла свердловин

Варіант	Свердловина				Варіант	Свердловина			
	1	2	3	4		1	2	3	4
0	100,0	99,75	99,50	99,25	15	175,0	175,75	176,5	175,75
1	105,0	105,25	105,50	105,75	16	180,0	180,0	179,25	180,75
2	110,0	110,75	110,75	110,0	17	185,0	184,25	183,5	184,25
3	115,0	114,25	114,25	115,0	18	190,0	190,75	190,0	190,75
4	120,0	120,5	120,0	119,5	19	195,0	194,25	195,0	194,25
5	125,0	125,5	126,0	125,5	20	200,0	199,55	199,1	198,65
6	130,0	129,5	130,0	130,0	21	205,0	205,45	205,9	206,35
7	135,0	134,5	134,0	134,5	22	210,0	211,05	211,05	210,0
8	140,0	140,5	140,0	140,5	23	215,0	213,95	213,95	215,0
9	145,0	144,5	145,0	144,5	24	220,0	221,0	220,0	219,0
10	150,0	149,65	149,30	148,95	25	225,0	226,0	227,0	226,0
11	155,0	155,35	155,7	156,05	26	230,0	229,0	230,0	231,0
12	160,0	160,95	160,95	160,0	27	235,0	234,0	233,0	234,0
13	165,0	164,05	164,95	165,0	28	240,0	241,0	240,0	241,0
14	170,0	170,75	170,0	169,25	29	245,0	244,0	245,0	244,0

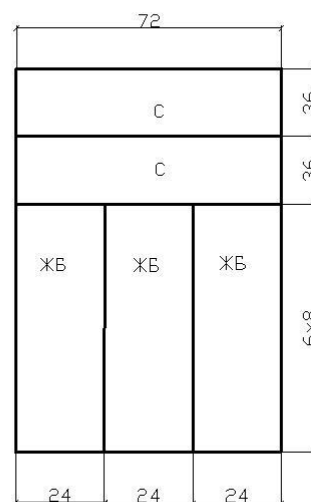
ДОДАТОК К

Таблиця К.1 – Варіанти планів одноповерхових промислових будівель

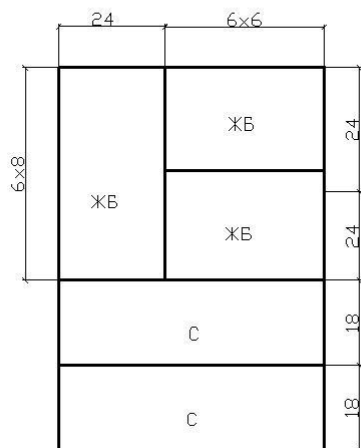
1. Ковальський корпус



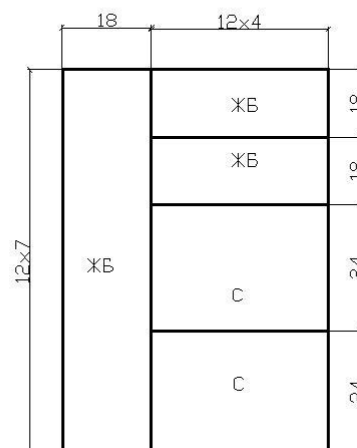
2. Пресовий корпус



3. Інструментальний корпус



4. Штампувальний корпус



СПИСОК ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

- 1 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд – К., 2009. – 104с.
- 2 ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1. – К., 2011. – 55с.
- 3 ДБН В.2.1-2-2006 Навантаження і впливи. – К., 2006. – 71с.
- 4 ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К., 2008. – 78с.
- 5 Зоценко М.Л. та ін. Інженерна геологія, механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Полтава, 2003. – 550 с.
- 6 Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика. Под общ. ред. Е.А. Сорочана – М.: Стройиздат, 1985. – 480с.
- 7 Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). НИИОСП им. Н.М. Герсеванова – Москва, Стройиздат, 1986. – 415 с.

ЗМІСТ

Загальні відомості	3
1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	5
2 Фундамент на природному просідному ґрунті	6
3 Фундамент при $R = p_{sl}$	12
4 Фундамент на водонасиченому просідному ґрунті	12
5 Фундамент на попередньо ущільненому ґрунті	12
6 Фундамент на ґрунтовій подушці	14
7 Фундамент, що прорізає просідний шар	16
8 Конструювання фундаменту	17
9 Розрахунок фундаменту на продавлювання	20
10 Армування фундаменту	22
11 Розрахунок і проектування пальових фундаментів	23
Додаток А	30
Додаток Б	31
Додаток В	35
Додаток Г	38
Додаток Д	39
Додаток Е	40
Додаток Ж	44
Додаток К	47
Список джерел інформації	48

Навчальне видання

Методичні вказівки до виконання курсового проекту «Основи та фундаменти промислової чи цивільної будівлі на просідаючих ґрунтах» для студентів спеціальності 7.06010101 «Промислове та цивільне будівництво»

Укладачі: Кічаєва Оксана Володимірівна
Храпатова Ірина Вікторівна

Відповідальний за випуск І.Я. Лучковський

Редактор Л.І. Христенко

План 2013, поз.26.

Підп. до друку

Надруковано на ризографі.

Тираж 50 прим.

Формат 60x84 1/16.

Обл.-вид. арк 1.8.

Умов. друк. арк. 1.6.

Зам. № 2269

Папір друк. №2.

Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, м. Харків-2, вул. Сумська, 40

Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного
університету будівництва та архітектури

