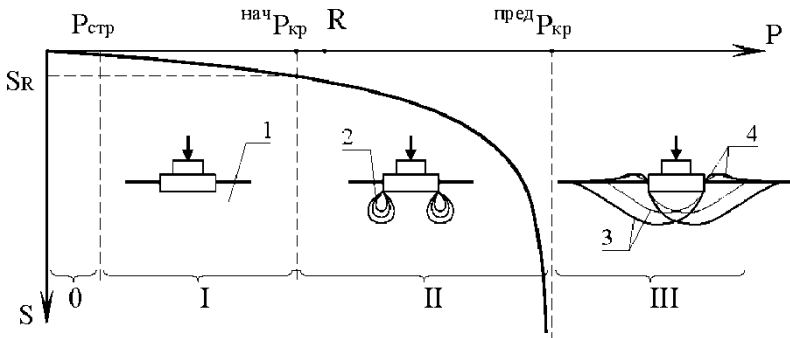


МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

КАФЕДА “БУДІВЕЛЬНІ, ДОРОЖНІ МАШИНИ ТА БУДІВНИЦТВО”



## ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Методичні вказівки до виконання практичних робіт

для студентів спеціальності 192  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
усіх форм навчання

Кропивницький 2020

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ЦЕНТРАЛЬНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
КАФЕДА “БУДІВЕЛЬНІ, ДОРОЖНІ МАШИНИ ТА БУДІВНИЦТВО”

ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

Методичні вказівки до виконання практичних робіт

для студентів спеціальності 192  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
усіх форм навчання

*“Затверджено”  
на засіданні кафедри “Будівельні,  
дорожні машини та будівництво”  
Протокол № 11 від 16.06.2020 р.*

Кропивницький 2020

Укладачі: С.О. Карпушин - канд. техн. наук, доцент;  
І.О. Скриннік - канд. техн. наук, доцент;

Рецензент: В.О. Семко, доктор технічних наук, професор (Центральноукраїнський національний технічний університет, м. Кропивницький).

Основи і фундаменти. Методичні вказівки до виконання практичних робіт для студентів спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія», усіх форм навчання.

/Укл.: С.О. Карпушин, І.О. Скриннік – Кропивницький: ЦНТУ, 2020. – 121 с.

Методичні вказівки розроблені у відповідності до освітньо-професійної програми підготовки бакалаврів з галузі знань 19 «Архітектура та будівництво» та робочої програми курсу «Основи і фундаменти» для спеціальності – 192 «Будівництво та цивільна інженерія» для усіх форм навчання.

Студенти денної форми навчання (курс лекцій читається на четвертому курсі у VII семестрі) у відповідності до даних методичних вказівок виконують ряд практичних робіт передбачених робочою програмою з даної дисципліни.

Для студентів заочної форми навчання передбачено виконання деяких практичних робіт (за вказівкою викладача), що представляються у вигляді контрольних робіт.

Зміст лекційного матеріалу, методичне забезпечення, засоби тестового контролю, у відповідності до структури викладання курсу «Основи і фундаменти», наведено на сайті дистанційного навчання ЦНТУ [moodle.kntu.kr.ua/](http://moodle.kntu.kr.ua/)

© Основи і фундаменти  
/Укладачі: С.О. Карпушин,  
І.О. Скриннік,  
2020.

## Практична робота №1

**Тема:** Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.

**Мета:** На основі аналізу інженерно-геологічних умов будівельного майданчика встановити придатність шарів ґрунту для використання їх в якості природної основи.

### **Завдання:**

- 1) Використовуючи вихідні дані у вигляді інженерно-геологічного розрізу (додаток А) проаналізувати інженерно-геологічні умови будівельного майданчика;
- 2) Встановити характеристики шарів ґрунту будівельного майданчика;
- 3) Попередньо визначитися з вибором несучого шару.
- 4) Скласти звіт з даної роботи.
- 5) Висновок.

### **Короткі теоретичні відомості.**

При проектуванні будівель і споруд за даними інженерно-геологічних досліджень необхідно виконати оцінку властивостей ґрунтів [1, 2, 3, 4] будівельного майданчика з метою вибору несучого шару ґрунту.

Дані інженерно-геологічних досліджень зображаються, як правило, у вигляді бурових свердловин і геологічних розрізів, що характеризують види ґрунтів і їх напластування, і вказуються основні фізико-механічні характеристики цих ґрунтів. Геологічні розрізи з урахуванням рельєфу місцевості дають можливість правильно визначити глибину закладання фундаментів. Дані фізико-механічних характеристик необхідні для визначення розрахункових показників ґрунтів основи проектованої будівлі або споруди.

В додатку А наведено тільки основні фізичні характеристики ґрунтів і дані випробувань їх на стисливість в польових або лабораторних умовах, які слід розглядати як нормативні. При виконанні реальних проектів всі необхідні характеристики ґрунтів визначаються при проведенні інженерно-геологічних досліджень на конкретному майданчику.

Для закріплення методики розрахунку похідних характеристик і визначення виду ґрунтів обчислення проводяться повністю для всіх шарів ґрунту, вказаних в завданні (додаток А), в порядку закладання їх зверху вниз.

### **Методика розрахунку похідних характеристик і визначення виду ґрунтів.**

Для слабких шарів ґрунту (ґрунтово-рослинний, насипний, заторфований і ін.) визначається питома вага ґрунту [1, 3, 5],  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma = \rho \cdot g, \quad (1.1)$$

де  $\rho$  - густина ґрунту,  $\text{т/м}^3$ ;

$g$  - прискорення вільного падіння;  $g = 9,81 \text{ м/сек}^2$ .

Для слабких шарів, які в якості природної основи використовувати не доцільно, інших характеристик не обчислюють.

Для глинистих ґрунтів визначають питому вагу ґрунту і його часток, вид і стан, коефіцієнт пористості, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і розрахунковий опір ґрунту  $R_0$ . Для піщаних ґрунтів визначається його тип по крупності, найменування по однорідності, густині складання і вологості, питома вага ґрунту і часток ґрунту, модуль деформації, питоме зчеплення, кут внутрішнього тертя і розрахунковий опір.

Для ґрунту, що знаходиться нижче рівня ґрунтових вод визначається також питома вага ґрунту в зваженому стані.

Питома вага часток визначається по формулі,  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g, \quad (1.2)$$

де  $\rho_s$  - щільність часток ґрунту,  $\text{т/м}^3$ .

Для глинистих ґрунтів їх найменування визначається залежно від числа пластичності  $I_p$ , що представляє собою різницю вологостей на межі плинності  $\omega_L$  і на межі пластичності (розкочування)  $\omega_p$ , виражених в долях одиниць:

$$I_p = \omega_L - \omega_p. \quad (1.3)$$

Згідно ДСТУ Б.В.2.1-2-96 глинисті ґрунти діляться на супіски ( $0,01 \leq I_p \leq 0,07$ ), суглинки ( $0,07 \leq I_p \leq 0,17$ ) і глини ( $I_p > 0,17$ ).

Стан глинистого ґрунту оцінюється показником текучості [1]  $I_L$ :

$$I_L = \frac{\omega - \omega_p}{I_p}. \quad (1.4)$$

Залежно від величини  $I_L$  глинисті ґрунти одержують додаткове найменування (табл. 1.1).

Глинисті ґрунти в текучому стані як природна основа під фундаменти, як правило, не використовуються.

Піщані ґрунти розрізняються залежно від гранулометричного складу [1] (табл. 1.2).

Використовуючи дані гранулометричного складу, приведені в завданні, для встановлення найменування піщаного ґрунту необхідно послідовно підсумовувати відсотки вмісту часток досліджуваного ґрунту: спочатку крупніше 2 мм, потім 0,5 мм, 0,25 мм і т.д. Найменування приймається по першому показнику, що задовольняє в порядку розташування найменувань в табл. 1.2 (зверху вниз).

Таблиця 1.1 (Б14) – Найменування глинистих ґрунтів по показнику плинності

Стан ґрунту	$I_L$
Супіски	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
Плинні	$I_L > 1$
Суглинки і глини	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$
М'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$
Плиннопластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Плинні	$I_L > 1$

Таблиця 1.2 (Б10) – Види піщаних ґрунтів.

Пісок	Розподіл часток за крупністю, % від маси сухого ґрунту	
Гравелистий	Маса часток крупніших	2 мм - більше 25%
Крупний	- // - - // -	0,5 мм - більше 50%
Середньої крупності	- // - - // -	0,25 мм - більше 50%
Дрібний	- // - - // -	0,1 мм - 75% і більше
Пилуватий	- // - - // -	0,1 мм - менше 75%

Таблиця 1.3 – Допоміжні обчислення для визначення виду піщаного ґрунту і побудови сумарної кривої.

Характеристика	Фракції ґрунту, мм					
	> 2,0	2,0-1,0	1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
	Діаметр часток, мм					
	2,0	1,0	0,5	0,25	0,1	0
Гранулометричний склад						
Сума часток більше даного діаметра, %						
Сума часток менше даного діаметра, %						

Окрім цього, за даними гранулометричного складу слід побудувати сумарну криву неоднорідності. Для зручності визначення ступеня однорідності піщаного ґрунту по табл. 1.2 і побудови сумарної кривої необхідні підрахунки краще проводити в табличній формі (табл. 1.3).

Сума відсотків часток більше даного діаметра послідовно визначається підсумовуванням окремих фракцій ґрунту починаючи з великих, тоді як суму відсотків часток менших даного діаметра зручніше визначати як величину, що бракує першій сумі до 100.

Сумарні криві будуються в координатах "сума відсотків часток по масі менше даного діаметра (наростаючим підсумком)" – "діаметр часток" в лінійному або в напівлогарифмічному масштабі (рис.1.1). Криву неоднорідності можна будувати в напівлогарифмічному або лінійному масштабі.

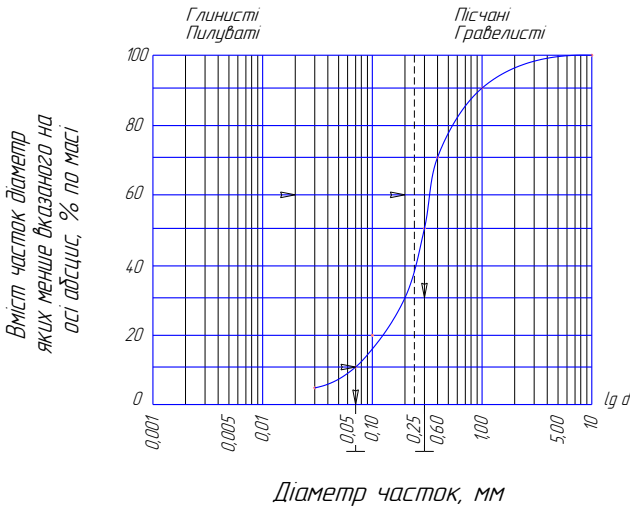


Рисунок 1.1 – Графік для визначення ступеня неоднорідності піску.

За допомогою сумарної кривої визначається ступінь неоднорідності зернового складу піску  $C_U$  :

$$C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \quad (1.5)$$

де  $d_{60}$  - діаметр часток, менше котрого в даному ґрунті міститься 60% часток по масі, мм;

$d_{10}$  - діючий (ефективний) діаметр, менше котрого в цьому ж ґрунті міститься 10% часток по масі, мм.

Значення  $d_{60}$  і  $d_{10}$  визначаються по графіку (рис. 1.1).

При  $C_u \leq 3$  піщані ґрунти вважаються однорідними, а при  $C_u > 3$  - неоднорідними, що записується додатково до найменування піщаного ґрунту.

Для кожного виду ґрунту необхідно визначити похідні характеристики.

Коефіцієнт пористості ґрунту природного складання (відношення об'єму пор до об'єму скелету ґрунту):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho} \cdot (1 + \omega) - 1, \quad (1.6)$$

де  $\omega$  - природна вологість ґрунту, долі одиниці.

По щільності вкладання часток, тобто по значенню коефіцієнта пористості, піщані ґрунти діляться на щільні, середньої щільності і пухкі (табл. 1.4). Використовувати пухкі піски в якості природної основи не рекомендується, особливо якщо вони насичені водою і тим більше при динамічних навантаженнях.

Таблиця 1.4 (Б18) – Найменування піщаних ґрунтів по щільності

Піски	Щільні	Середньої щільності	Пухкі
Гравелісті, крупні і середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Мілкі	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Пилуваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Водонасичені глинисті ґрунти з високим коефіцієнтом пористості відносяться до мулів. Супіски з  $e > 0,9$ , суглинки з  $e \geq 1,0$ , а також глини з  $e \geq 1,5$ , що знаходяться в початковій стадії свого формування, для котрих природна вологість перевищує вологість на межі плинності, називаються мулами. Такі ґрунти володіють низькою міцністю, високою деформативністю і відносяться до слабких.

Ступінь вологості  $S_r$  визначається по формулі:

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot \omega}{e \cdot \rho_w}, \quad (1.7)$$

де  $\rho_w$  - густина води, приймається рівною  $1 \text{ т/м}^3$ .

Залежно від значення  $S_r$  піски діляться на маловологі ( $0 \leq S_r < 1$ ), вологі ( $0,5 \leq S_r < 0,8$ ), насичені водою ( $0,8 \leq S_r \leq 1,0$ ).

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, окрім водотривів, необхідно визначити питому вагу ґрунту з урахуванням зважуючої дії води,  $\text{кН/м}^3$ :

$$\gamma_{S_6} = \frac{\gamma_S - \gamma_\omega}{1 + e}, \quad (1.8)$$

де  $\gamma_\omega = \rho_\omega \cdot g = 1 \cdot 9,81 \text{ кН/м}^3$  - питома вага води.

До водотривких ґрунтів можна віднести водостійкі скельні і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з показником текучості  $I_L < 0,5$ , які зважуючій дії води не піддаються.

Значення механічних характеристик ґрунтів визначаються в результаті лабораторних, польових випробувань, за табличними даними норм або по зведених таблицях фізико-механічних характеристик ґрунтів, складених для окремих районів.

За відсутності дослідних даних в завданні нормативні значення  $C_n$  і  $\varphi_n$  можна визначати по табл. 1.6 і 1.7 на основі фізичних показників окремих шарів ґрунту. Розрахункові значення  $C_{II}$  і  $\varphi_{II}$  для другого граничного стану

$$\varphi_{II} = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}; \quad C_{II} = \frac{C_n}{\gamma_g}, \quad (1.9)$$

де  $C_n$  і  $\varphi_n$  - нормативні значення характеристик;

$\gamma_g = 1$  - коефіцієнт безпеки по ґрунту [1].

Розрахункові значення  $C_I$  і  $\varphi_I$  для першого граничного стану (при розрахунку по несучій здатності основ):

$$\varphi_I = \frac{\varphi_n}{\gamma_g}; \quad C_I = \frac{C_n}{\gamma_g}. \quad (1.10)$$

При визначенні  $C_I$  значення коефіцієнта безпеки  $\gamma_g = 1,5$ , при визначенні  $\varphi_I$  для піщаних ґрунтів  $\gamma_g = 1,1$ , Для супісків, суглинків і глин  $\gamma_g = 1,15$ .

Стисливість ґрунтів характеризується модулем загальної деформації, який рекомендується визначати за даними випробувань ґрунтів статичним навантаженням. При їх відсутності використовують компресійні випробування [1, 4, 8] (рис. 1.2).

$$C_c = tg \alpha = \frac{e_1 - e_2}{P_2 - P_1}, \quad (1.11)$$

де  $P_2$  - тиск, рівний додатковому тиску в ґрунті від фундаменту, МПа;

$P_1$  - тиск, рівний напрузі від власної ваги ґрунту в даній точці, МПа;

$e_1$  і  $e_2$  - значення коефіцієнта пористості даного ґрунту, що відповідає тискам  $P_1$  і  $P_2$ .

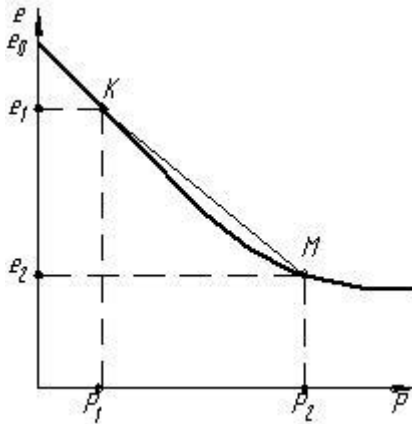


Рисунок 1.2 – Графік компресійних випробувань.

При визначенні середніх значень модуля деформацій в якості  $P_2$  може бути прийнято розрахунковий тиск по підшві фундамента зазвичай 0,25 МПа, а в якості  $P_1$  для фундаментів мілкого закладання - напруження від власної ваги ґрунту на відмітці підшви фундамента 0,05 МПа. Значення  $e_1$  і  $e_2$  визначаються по компресійній кривій, яка будується із значення  $e_0$ , визначеного по формулі (1.6).

Тоді компресійний модуль деформацій, МПа:

$$E_c = \frac{1 - e_1}{\alpha} \cdot \beta_1, \quad (1.12)$$

де  $\beta$  - коефіцієнт, залежний від коефіцієнта Пуассона (табл. 1.5).

Таблиця 1.5 – Середні значення коефіцієнтів Пуассона  $\nu$  і коеф-та  $\beta_1$

Ґрунт	$\nu$	$\beta_1$
Крупно обломочний	0,27	0,80
Піски і супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,52
Ґлини	0,42	0,39

Оскільки компресійні випробування дають, як правило, занижене значення  $E_c$ , для розрахунку осідання приймається модуль з врахуванням поправочного коефіцієнта:

$$E = m_c \cdot E_c, \quad (1.13)$$

де  $m_c$  - коефіцієнт, що враховує заниження  $E$  при компресійних випробуваннях, орієнтовні значення якого при виконанні практичної роботи можна приймати: для глинистих ґрунтів  $m_c = 1,5 \dots 6,0$ ; для піщаних ґрунтів  $m_c = 1,2 \dots 2,0$ .

Якщо в завданні не вказана компресійна крива для того або іншого ґрунту, дозволяється користуватися нормативними значеннями  $E$  по табл. 1.6 і 1.8 на основі фактичних фізичних характеристик ґрунту (значення  $E$  отримані статистичною обробкою масових випробувань).

Розрахункові значення  $E$  в при розрахунку по другому граничному стану (розрахунок по деформаціях) приймають рівними нормативним значенням [5].

Таблиця 1.6 ([5] табл. В.1, додаток В, стор. 47)) – Нормативні значення питомого зчеплення  $C_n$ , кПа, кута внутрішнього тертя  $\varphi_n$ , град, і модуля деформації  $E$ , МПа, пісків четвертинних відкладів.

Піски	Характеристика ґрунтів	Значення коефіцієнтів пористості $e$			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелисті і крупні	$C_n$	2	1	-	-
	$\varphi_n$	43	40	38	-
	$E$	50	40	30	-
Середньої крупності	$C_n$	3	2	1	-
	$\varphi_n$	40	38	35	-
	$E$	50	40	30	-
Дрібні	$C_n$	6	4	2	0,0
	$\varphi_n$	38	36	32	28
	$E$	48	38	28	18
Пилуваті	$C_n$	8	6	4	2
	$\varphi_n$	36	34	30	26
	$E$	39	28	18	11

Примітки: 1. Тут і далі в дужках вказаний номер таблиці [1].

2. В табл. 1,6-1,8 значення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  отримані на основі статистичної обробки багаточислених випробувань однотипних ґрунтів території України.

3. В табл. 1,6 значення  $C_n$ ,  $\varphi_n$  і  $E$  для гравелистих, крупних і середньої крупної пісків при  $e = 0,75$  не приводяться, оскільки вони є рихлими і як природні основи не використовуються.

Розраховуємо вологість змоченого ґрунту до постійної степені вологості (для просадкових пилувато-глинистих ґрунтів)  $S_r = const$ :

$$W_k = \frac{S_r \cdot \rho_w \cdot e}{\rho_s}, \quad (1.14)$$

Обчислюємо коефіцієнт пористості пилувато-глинистого ґрунту при його

го вологості на межі плинності для послідууючої попередньої оцінки просадковості:

$$e_L = \frac{\rho_s}{\rho} W_L \cdot \quad (1.15)$$

Визначаємо показник для попереднього висновку про просадковість і набухання пилувато - глинистого ґрунту за формулою:

$$I_{SS} = \frac{e_L - e}{1 + e}, \quad (1.16)$$

Користуючись таблицями Б15 і Б16 [1] робимо відповідні висновки.

За показниками  $e$  і  $W$  виконуємо оцінку мулкості пилувато - глинистого ґрунту.

Виконуємо оцінку засоленості ґрунту в залежності від вмісту розчинних солей.

Встановлюємо вміст органічної речовини в ґрунтах і ступеня його розкладання. Робимо висновок про найменування біогенного ґрунту.

Визначаємо розрахунковий опір ґрунту  $R_0$  по [5], додаток Е, табл. Е1-Е6:

- для піщаного  $R_0 = f(e, Sr)$  і найменування піску по гранулометричному складу;
- -для пилувато - глинистого (по інтерполяції)

$$R_0 = f(I_p, I_L, e).$$

Якщо ширина і глибина проектованого фундаменту відрізняється від  $b = 1,0$  м і  $d = 2,0$  м, використовують коригуючі формули [ ДБН 2009].

Висновок про властивості ґрунтів.

Висновок про доцільність використання аналізованого шару ґрунту в якості несучого шару.

## Практична робота №2

**Тема:** Призначення трьох конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів.

**Мета:** В процесі варіантного проектування попередньо прийняти три конкурентоспроможних варіанти фундаментів для проаналізованих ґрунтових умов практичної роботи №1.

### **Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи конструктивні особливості споруди (додаток Б), результати аналізу інженерно-геологічних умов з практичної роботи №1 та рекомендації з теоретичних відомостей прийняти до подальшого аналізу 3 варіанти можливих конструкцій фундаментів;
3. Скласти звіт з даної роботи;
4. Висновок.

### **Короткі теоретичні відомості.**

Після оцінки фізико-механічних властивостей ґрунтів приступають до аналізу 3-4 найбільш відповідних типів фундаментів [2, 3, 5, 9].

Для проектування основ та фундаментів необхідно мати основні вихідні дані, які можна об'єднати в чотири групи:

1. Характеристика будівельного майданчика (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, рівень підземних вод і його коливання, фізико-механічні характеристики ґрунтів; відомості про дію інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних і гідравлічних умов в процесі та в результаті будівництва; кліматичні і метеорологічні дані).

2. Характеристика об'єктів, що проектуються (креслення підземної частини будов і технологічного обладнання, навантаження, чутливість будівель і споруд до деформації основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель, комунікацій і т. ін.; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика).

3. Характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ (перелік матеріалів, які можна застосувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів).

4. Відомості про техніко-виробничі можливості будівельних організацій (підрядчика), наявність машин і механізмів, можливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

При виборі варіантних 3-х типів фундаментів керуються наступними даними: призначенням споруди і її статичною схемою, видом конструкцій, що передають навантаження на фундамент (стіна, колона, опора, і т.д.) і їх розмірами, величиною і характером навантаження (постійне, змінне), інжене-

рно-геологічними умовами будівельного майданчика (береться до уваги залягання шарів ґрунту, їх однорідність і несуча здатність) і матеріалом конструкцій і фундаментів.

Форма фундаментів в плані повинна прийматися з урахуванням форм конструкцій, що передають навантаження від будівлі або споруди.

Під стінами житлових і цивільних будівель, як правило, проектують безперервні стрічкові фундаменти. В окремих випадках, якщо будівлі малої поверховості або з невеликим погонним навантаженням, можуть застосовуватися стовпчасті фундаменти з рандбалками, на які спираються стіни.

В будівлях каркасного типу зазвичай застосовуються окремі фундаменти для кожної колони. Іноді при значних навантаженнях і малому кроці колон влаштовуються залізобетонні фундаменти у вигляді стрічок.

При слабких ґрунтах можливе застосування перехресних стрічкових фундаментів або фундаменту у вигляді суцільної плити [2, 5, 7, 8]. Такі фундаменти (особливо фундаменти у вигляді залізобетонної плити) володіють здатністю перерозподіляти тиск на основу і значно вирівнювати нерівномірні осідання. Тому при основах, що сильно стискаються (слабких) і великих навантаженнях рекомендується влаштовувати плитні фундаменти. При значних осіданнях таких фундаментів, що перевищують граничні значення, слід переходити на фундаменти глибокого закладання [8, 9, 10] (наприклад, пальові).

За наявності дешевих місцевих матеріалів застосовують жорсткі фундаменти з бутової кладки або з бутобетону [11]. Слід мати на увазі, що при великій ширині подошви такі фундаменти вимагають значного заглиблення. Тому, якщо несучий шар ґрунту розташований поблизу від поверхні землі, залізобетонний (гнучкий) фундамент, що має малу висоту, може виявитися більш економічним.

Гнучкі фундаменти можуть виконуватися в монолітному залізобетоні або збірними. Для стрічкових збірних фундаментів економічним можуть виявитися переривчасті фундаменти.

### ***Методика варіантного проектування фундаментів для заданих ґрунтових умов і конструктивної схеми будівлі.***

Залежно від способу передачі навантаження від надземної частини фундаменти будівель і споруд можна розділити на чотири основні групи: під несучі стіни (рис.2.1); під колони каркасів і естакад (рис.2.2); під стояки несучих розпірних конструкцій (рис.2.3) та окремі фундаменти під споруди баштового типу (рис.2.4).

Вибір основ і ефективної конструкції фундаменту є складним комплексним завданням, що потребує врахування численних факторів. Головні серед них: інженерно-геологічні умови, конструктивні особливості споруд, техніко-економічні умови виконання робіт, тощо. В усіх випадках слід прагнути роз-

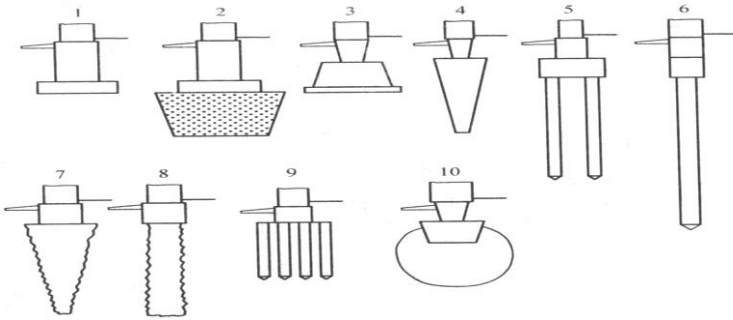


Рисунок 2.1 – Фундаменти під несучі стіни: 1 - стрічкові; 2 - на штучних основах; 3 - окремі фундаменти з балками; 4 - пірамідальні палі; 5, 6 - призматичні забивні палі; 7 – конусоподібні набивні палі; 8 – циліндричні набивні палі; 9 – мікропалі; 10 – фундамент у витрамбуваному котловані.

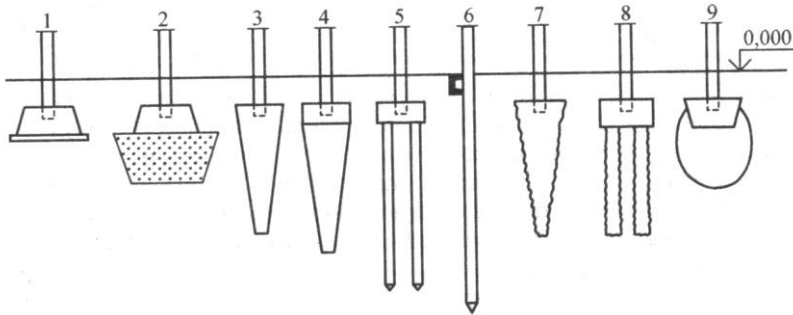


Рисунок 2.2 – Фундаменти під колони каркасів і естакад: 1 - стовпчастий; 2 - на штучній основі; 3, 4 - пірамідальні палі; 5 - призматичні забивні палі; 6 - палія-колона; 7, 8 - набивні палі; 9 - фундамент у витрамбуваному котловані.

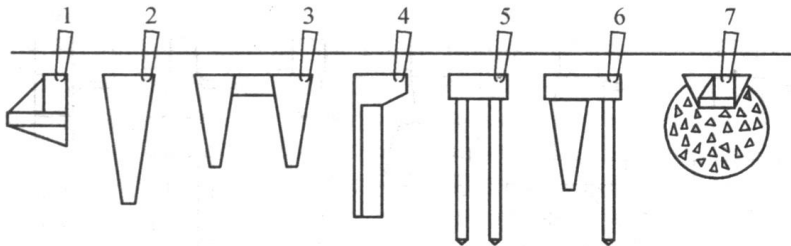


Рисунок 2.3 - Фундаменти під стояки несучих розпірних конструкцій: 1 - асиметричний окремий фундамент; 2,3 - пірамідальні палі; 4 - палі таврового перетину з консоллю; 5 - куц призматичних забивних палей; 6 - куц із пірамідальних та призматичних палей; 7 - фундамент у витрамбуваному котловані.

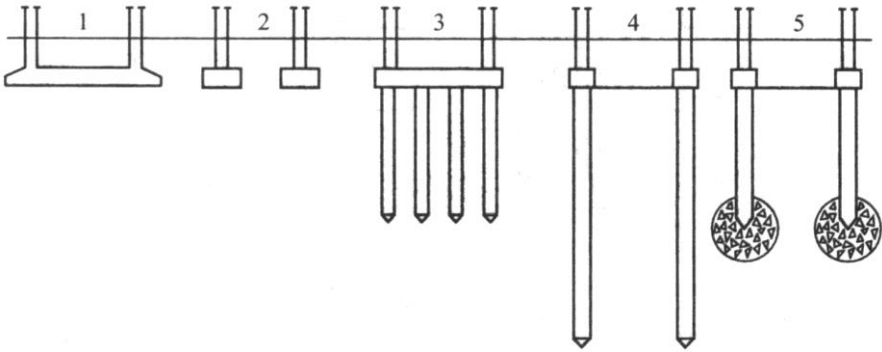


Рисунок 2.4 – Окремі фундаменти під споруди баштового типу: 1 - суцільна залізобетонна плита; 2 - кільцева залізобетонні плита; 3 - куц забивних паль; 4 - кільцевий пальовий фундамент; 5 – фундамент у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню.

ташовувати споруди на ділянках із сприятливими інженерно-геологічними умовами.

Для подальшого розгляду приймемо умовний розподіл ґрунтів на три категорії:

- **придатні** для природної основи - пілувато-глинисті ґрунти від тугопластичної до текучо-пластичної консистенції, піски середньої щільності ( $R_0=100...250$  кПа);
- **слабкі** - пілувато-глинисті ґрунти текучої консистенції, мули заторфовані, незлежані насипи та інші ґрунти ( $R<100$  кПа);
- **щільні** - тверді і напівтверді пілувато-глинисті, великоуламкові, щільні піщані, скельні ґрунти ( $R>250$ кПа).

Різноманітність ґрунтів основ можна представити у вигляді шести схем (рис.2.5), згідно з якими основи можуть бути складені з шарів ґрунту витриманих за глибиною і протяжністю (I -Y), а також з шарів і лінз, що виклинюють (YI).

За рельєфом ділянки будівництва поділяються на рівнинні і косогірні. На косогірних ділянках необхідно оцінювати стійкість схилу, а також можливі випірання ґрунту з-під фундаменту.

У значній мірі на вибір виду і конструкції фундаменту впливає рівень ґрунтових вод. У зв'язку з цим будівельні майданчики діляться на три типи: необводнені - фундаменти можна розміщувати вище рівня підземних вод і не виникають ускладнення при зведенні і експлуатації підземної частини споруди; обводнені - ґрунтові води залягають вище підшови фундаментів, що ускладнює будівництво підземної частини споруди і її експлуатацію; необхідні влаштування надійної гідроізоляції і захист від агресивної дії підземних вод; покриті водою - будівництво треба вести на намулених або відсипаних ділян-

ках, що визначає конструктивні особливості фундаментів і способи виконання робіт.

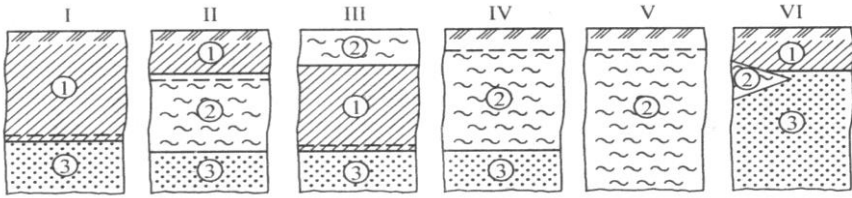


Рис.2.5 – Схеми типових напластувань ґрунтів (I - VI): 1 - придатні; 2 - слабкі; 3 – щільні.

На основі результатів практичної роботи №1 виконують ескіз ґрунтової основи, застосовуючи прийнятий умовний розподіл ґрунтів на три категорії (придатні, слабкі, щільні) за прикладом див. рис.2.5. Виконують порівняння з типовими схемами, див. рис.2.5, та приймають одну із схем типових ґрунтових основ. Визначають усі реальні в даних конкретних умовах варіанти фундаментів, для цього можна скористатися рекомендаціями табл.2.1 та виконують вибір трьох найбільш раціональних варіантів фундаментів.

Таблиця 2.1 – Рекомендовані конструкції фундаментів будівель і споруд

ґрунтові умови	Фундаменти						Палі							
	стрічкові	симетричні або асиметричні стовпчасті	суцільна або кільцева плита	на штучній основі	у витрамбуваних котлованах		забивні призматичні	забивні пірамідальні	забивні палі-колони	забивні таврові з консоллю	пірамідальні і призматичні	короткі буронабивні	конічні набивні	мікропалі
					звичайні	з розширенням								
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
<b>Фундаменти під несучі стіни</b>														
I	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	+	+	+
II	+	+	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	-	+
III	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
<b>Фундаменти під колони безрозпірних несучих конструкцій</b>														
I	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+
II	-	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+
III	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	-

Продовження табл.2.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	-	-
Фундаменти під стійки розпірних несучих конструкцій														
I	-	+	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	+	-
II	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-
III	-	+	-	-	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-
Окремі фундаменти під споруди баштового типу														
I	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+
II	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-	-
III	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Примітка. Знаком “+” відмічені рекомендовані конструкції; знаком “-“ нерекондовані.

## Практична робота №3

**Тема:** Визначення навантажень на рівні уступу фундаменту.

**Мета:** Виконати збір навантажень на верхній зріз фундаменту в найбільш характерному перерізі проектованої будівлі.

**Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Використовуючи дані, щодо вагових характеристик конструктивних елементів споруди (додаток Б, В) та враховуючи місце будівництва споруди виконати розрахунок нормативних і розрахункових навантажень на верхній зріз фундаменту;
3. Збір навантажень з розділенням на постійні, тимчасові, короткотривалі, особливі виконати і представити в табличній формі;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

### Короткі теоретичні відомості.

3.1 Навантаження і впливи, що враховуються в розрахунках.

Навантаження і впливи на основи, що передаються фундаментами будівель і споруд або їх окремих елементів, як правило, повинні встановлюватися розрахунком, виходячи з розгляду спільної роботи будівлі (споруди) і основи або фундаменту і основи.

Враховуються при цьому навантаження і впливи на будівлю (споруду) або окремі його елементи, а також можливі їх поєднання повинні прийматися згідно з вимогами ДБН В.1.2-2: 2006 «Навантаження і впливи»[2].

При проектуванні основ слід враховувати, що спорудження та основи знаходяться в тісній взаємодії. Під впливом навантажень від фундаментів основа деформується, а це в свою чергу викликає перерозподіл навантажень за рахунок включення в роботу надфундаментних конструкцій. Характер і ступінь перерозподілу навантажень на основу, а отже, і величини додаткових зусиль в конструкціях споруди, залежать від виду, стану і властивостей ґрунтів, характеру їх нашарування, статичної схеми споруди, її просторової жорсткості і багатьох інших факторів.

Розрахунок основ по деформаціям повинен виконуватися на основне сполучення навантажень, включаючи постійні, тривалі і короткочасні змінні навантаження, а розрахунок за несучою здатністю - на основне, а при наявності особливих навантажень - на основне і особливе сполучення. Змінні навантаження на перекриття і снігові навантаження, відповідно до [2], можуть відноситися як до тривалих (при врахуванні їх квазіпостійного значення), так і до короткочасних (при врахуванні повного характеристичного значення). Так, при розрахунках основ по несучій здатності вони враховуються як короткочасні, а при розрахунках за деформаціями - як тривалі. Навантаження від

рухомого підйомно-транспортного устаткування в обох випадках як короткотривале.

У розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від матеріалів і обладнання, які розміщуються безпосередньо на ґрунті поблизу фундаментів.

Зусилля в конструкціях, викликані кліматичними температурними впливами, при розрахунках основ за деформаціями не враховуються, якщо відстань між температурно-осадовими швами не перевищує значень, зазначених в нормах з проектування відповідних конструкцій.

Розрахункове значення навантаження слід визначати як добуток його характеристичного значення на коефіцієнт надійності за навантаженням  $\gamma_{fm}$  при визначенні граничних значень, прийнятих для розрахунків на міцність і стійкість у відповідності з [2]. При розрахунках за деформаціями - на коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням  $\gamma_{fe}$ , який для навантажень від конструкцій і ґрунтів, обладнання, людей, тварин, складованих матеріалів і виробів приймається рівним одиниці, для снігового та вітрового навантаження - залежить від частки часу  $\eta$ , на протязі якої можуть порушуватися умови другого граничного стану, відповідно до таблиць 8.3 і 9.3 ДБН [2].

У будівлях з статично визначеною розрахунковою схемою на фундаменті передається навантаження, яке збирається на колону або стіну з вантажних площ перекриттів. Для будівель з статично невизначеною розрахунковою схемою навантаження на фундамент визначається з урахуванням:

- а) перерозподілу їх за рахунок жорсткості надземної будови;
- б) перерозподілу їх за рахунок піддатливості основи, тобто з урахуванням спільної роботи основи і надземних конструкцій.

Методи врахування спільної роботи системи «основа - фундамент - надфундаментна будова» можна розділити на 3 групи.

1. Комплексний загальний розрахунок надземної будови, фундаменту і ґрунтової основи.
2. Розрахунок основ та фундаментів з урахуванням попередньо визначеної жорсткості будівлі або споруди.
3. Використання при проектуванні основ і фундаментів коригуючих коефіцієнтів і рекомендацій, що враховують особливості жорсткості споруди.

Перша група методів розглядає спорудження, фундамент і основу як неподільне ціле, яке деформується спільно. При цьому використовуються різні розрахункові схеми. Наприклад, система «основа - фундамент - надземна будова» замінюється еквівалентною стрижневою системою або системою кінцевих елементів при використанні методу скінчених елементів. Використовують також спосіб послідовних наближень, який заснований на роздільних розрахунках надземної будови і фундаменту на податливій основі з наступним уточненням зусиль і переміщень на контакті.

Друга група методів передбачає інтегральну оцінку жорсткості надфундаментної конструкції і використовується при розрахунках конструкцій на пружній основі. Наприклад, розрахунок великопанельних будинків на нерівномірні осідання основи виконують, замінюючи коробку будівлі або несучу стіну балочною системою на пружній основі. Успішне застосування цих методів значною мірою залежить від правильної оцінки жорсткості конструкції.

Третя група методів об'єднує засоби оцінювання спільної роботи основи і верхньої будови, в яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується приблизно з допомогою коригувальних коефіцієнтів і класифікації споруд по жорсткості. Діючі норми [5] за міру жорсткості будівель і споруд приймають відношення довжини будівлі (або його відсіку)  $L$  до його висоти  $H$ :  $L/H$ .

Будинки з жорсткою конструктивною схемою, маючи високу міцність і загальну просторову жорсткість, забезпечують рівномірну деформацію системи «основа - верхня будова» і допускають збільшення граничних осідань споруд. Тому розрахунковий опір ґрунту основи під жорсткою будівлею може бути підвищений введенням коефіцієнту умов роботи  $\gamma_{e2}$  [5]. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою  $\gamma_{e2} = 1$ .

Окрім того, норми [5] призначенні граничних значень деформацій основ враховують чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань.

При курсовому і дипломному проектуванні навантаження можливо приймати без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови. При цьому збір навантажень на фундамент виконують з вантажних площ в припущенні статичної визначеності надземних конструкцій. Навантаження на обрізі фундаменту підраховуються на підставі статичного розрахунку каркасу будівлі. Для розрахунку фундаментів усі вертикальні навантаження потрібно збирати на рівні обрізу (власна вага фундаменту враховується в процесі розрахунку основи), а моментні - на рівні підошви фундаменту.

Нижче наведені алгоритми збору навантажень без урахування їх перерозподілу за рахунок податливості основи і жорсткості верхньої будови для будівель з наступними конструктивними схемами: багатоповерхова безкаркасна, одноповерхова каркасна с крановим навантаженням, багатоповерхова каркасна. Такі схеми часто зустрічаються на практиці.

### 3.2 Поєднання навантажень

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп слід виконувати з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень або відповідних їм зусиль. Ці поєднання встановлюються виходячи з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для даної стадії роботи конструкції або основи з врахуванням можливості появи різних схем застосування змінних навантажень або при відсутності деяких з навантажень.

При врахуванні сполучень, що включають постійні та не менш двох змінних навантажень, розрахункові значення змінних навантажень або відповідних їм зусиль, слід множити на коефіцієнти сполучень, рівні: для тривалих навантажень  $\psi_1 = 0,95$ ; для короткочасних  $\psi_2 = 0,9$  (в основних комбінаціях).

При врахуванні основних сполучень, що включають постійне навантаження і одну змінну, коефіцієнт сполучень не враховується.

При виконанні п.р. допускається не складати всі можливі варіанти поєднань навантажень, а порівняти 2-3 відомих заздалегідь найбільш несприятливих для фундаментів поєднання.

### 3.3 Збір навантажень на фундаменти без каркасної багатоповерхової будівлі.

Несучими елементами без каркасної будівлі є стіни. Навантаження від стіни на фундамент збирається з одного погонного метра. Якщо стіна являється зовнішньою і має віконні прорізи, то для уточнення ваги стіни, що приходить на 1 п.м. фундаменту, навантаження збирається на ділянку стіни між осями віконних прорізів, а потім ділиться на відстань між ними. Несучі стіни сприймають навантаження від перекриттів, а самонесучі - тільки від власної ваги і вітру (якщо стіна зовнішня). На рис.3.1 показані вантажні площі перерізів для будівлі з повздовжніми несучими стінами. Поперечні несучі стіни в даному випадку вантажних площ не мають.

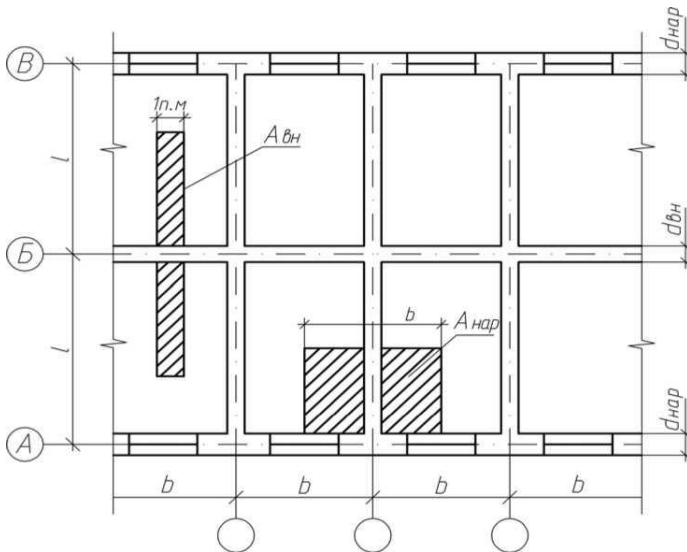


Рисунок 3.1 – Схема будівлі та розрахункова схема до визначення вантажних площ для типових перерізів.

Розглянемо навантаження на фундаменти від несучих стін: зовнішньої і внутрішньої (навантаження на інші фундаменти будівлі можуть бути зібрані аналогічно, але вони будуть мати менше складових). Збір навантажень починаємо з постійних.

**Вертикальні постійні навантаження:**

а) Вага покриття, кН:

$$N_{\text{покр. зовн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{зовн.}}, \quad (3.1)$$

$$N_{\text{покр. вн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{вн.}}, \quad (3.2)$$

де  $q_{\text{покр.}}$  – вага квадратного метра покриття, кН/м<sup>2</sup>;

$A_{\text{зовн.}}$ ,  $A_{\text{вн.}}$  – вантажні площі, відповідно, для зовнішньої і внутрішньої несучих стін, м<sup>2</sup> (рис. 3.1).

При цьому;

$$A_{\text{вн.}} = [l - (d_{\text{зовн.}} + d_{\text{вн.}})/2] \cdot l, \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{зовн.}} = [l - (d_{\text{зовн.}} + d_{\text{вн.}})/2] / 2 \cdot b, \text{ м}^2;$$

б) вага перекриттів, кН:

$$N_{\text{пер. зовн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n; \quad (3.3)$$

$$N_{\text{пер. вн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{вн.}} \times n, \quad (3.4)$$

де  $q_{\text{пер.}}$  – вага квадратного метра перекриття, кН/м<sup>2</sup>;

$A_{\text{зовн.}}$ ,  $A_{\text{вн.}}$  – те ж саме, що у формулах (3.1, 3.2);

$n$  – кількість перекриттів, котрі передають навантаження на цю стіну.

в) вага зовнішньої стіни визначається безпосередньо як сума ваги елементів стіни, що входять в її ділянку довжиною  $b$  (рис.3.1) і висотою  $H_{\text{зовн.}}$  (висота зовнішньої стіни від карнизу до обрізу фундаменту, рис. 3.2). Для цегляної стіни її можна визначити за формулою, кН:

$$N_{\text{ст. зовн.}} = d_{\text{зовн.}} \cdot (H_{\text{зовн.}} \cdot b - S_{\text{пр.}}) \cdot \gamma_{\text{ст.}}, \quad (3.5)$$

де  $d_{\text{зовн.}}$  - товщина зовнішньої стіни, м;

$S_{\text{пр.}}$  - площа віконних прорізів на ділянці стіни шириною  $b$  і висотою  $H_{\text{зовн.}}$ ;

$\gamma_{\text{ст.}}$  - питома вага матеріалу стіни, кН/м<sup>3</sup>.

Для наближених розрахунків (в навчальних проектах) навантаження на зовнішню несучу стіну можна збирати відразу на 1 п.м., а наявність віконних прорізів враховувати шляхом введення понижуючого коефіцієнта, який залежить від кількості і площі вікон. Але в цьому випадку вантажна площа для зовнішньої стіни, також як і для внутрішньої, буде мати ширину 1м. Наприклад, вага зовнішньої стіни з площею вікон 40% площі стіни, кН:

$$N_{\text{ст. зовн.}} = d_{\text{зовн.}} \times H_{\text{зовн.}} \times \gamma_{\text{ст.}} \times 0,6, \quad (3.6)$$

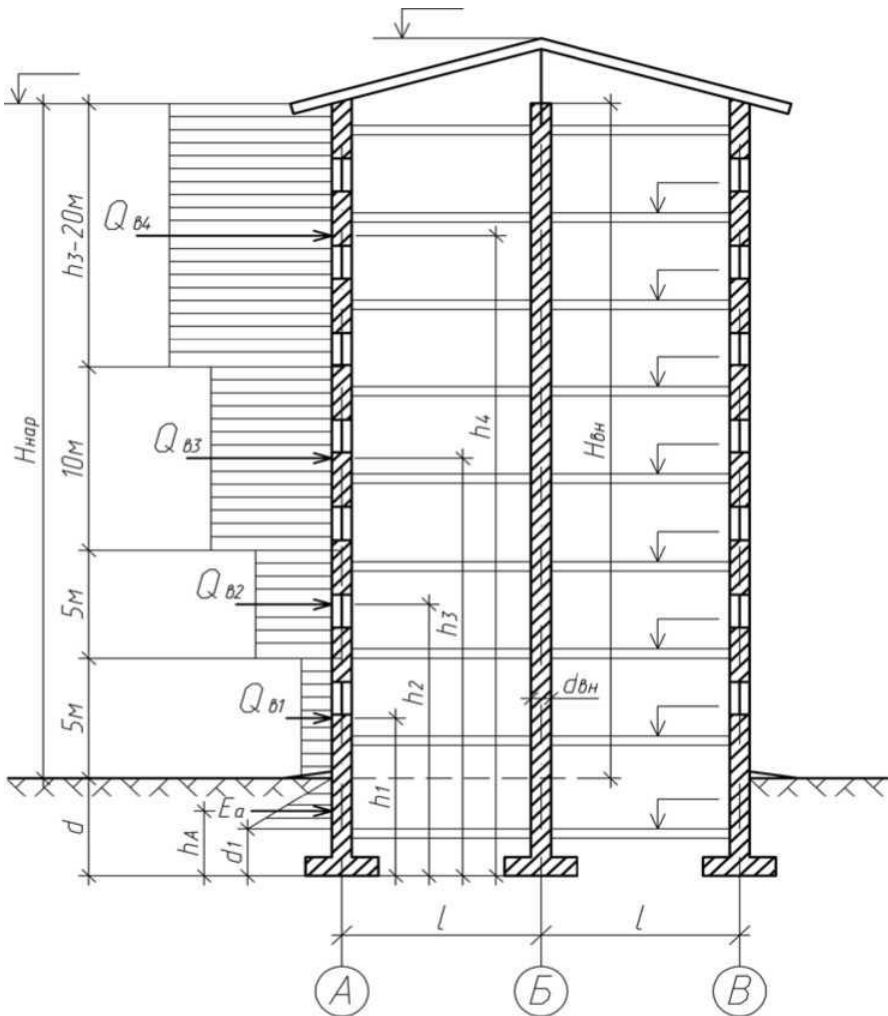


Рисунок 3.2 - Схема до визначення навантажень на фундаменти.

г) вага віконного скла, кН;

$$N_{ст. зовн.} = g_{скла.} \times S_{пр.}, \quad (3.7)$$

де  $g_{скла.}$  – вага квадратного метру віконного скла, кН/м<sup>2</sup>,

д) вага внутрішньої стіни, кН:

$$N_{ст. вн.} = d_{вн.} \times H_{вн.} \times \gamma_{ст.}, \quad (3.8)$$

де  $d_{вн.}$  – товщина внутрішньої стіни, м;

$H_{вн.}$  – висота внутрішньої стіни, м, (див. рис. 3.2).

### **Горизонтальні постійні навантаження.**

а) Тиск ґрунту на стіну підвалу (рис. 3.2):

- рівнодіюча активного тиску засипки ґрунту ( $E_A$ ) згідно відомій формулі Кулона:

$$E_A = \frac{\gamma d_b^2}{2} b t g^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3.9)$$

де  $\gamma$  – середній питомий тиск ґрунту засипки, кН/м<sup>3</sup>;

$d_b$  – глибина підвалу від рівня планування, м;

$\varphi$  – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипки, град.

Так як  $E_A$  прикладена вище підшоши фундаменту, вона буде визивати на рівні підшоши фундаменту згинальний момент:

$$M_{\text{ґрунту}} = E_A \cdot h_A, \quad (3.10)$$

де  $h_A$  – плече рівнодіючої тиску ґрунту, рівне  $h_A = \frac{1}{3} d_b + d_1$  ( $d_1$  – глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу), м.

### **Вертикальні змінні навантаження**

а) Вага перегородок, кН:

$$N_{n-k, \text{зовн.}} = q_{n-k} A_{\text{зовн.}} n, \quad (3.11)$$

$$N_{n-k, \text{вн.}} = q_{n-k} A_{\text{вн.}} n, \quad (3.12)$$

де  $q_{n-k}$  – вага перегородок, приведена до одного квадратного метру площі, згідно [2] слід приймати не менше 0,5кН/м<sup>2</sup>.

б) Снігове навантаження, кН:

$$N_{\text{сн. зовн.}} = S_m \cdot A_{\text{зовн.}}, \quad (3.13)$$

$$N_{\text{сн. вн.}} = S_m \cdot A_{\text{вн.}}, \quad (3.14)$$

де  $S_m$  – граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється по формулі:

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C, \quad (3.15)$$

де  $\gamma_{fm}$  – коефіцієнт надійності по граничному значенню снігового навантаження, що визначається у відповідності з п. 8.11 [2];

$S_0$  – характеристичне значення снігового навантаження (в Па), що визначається у відповідності з п. 8.5 [2], кН/м<sup>2</sup>;

$C$  – коефіцієнт, що визначається по формулі:

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt}, \quad (3.16)$$

де  $\mu$  – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні землі до снігового навантаження на покриття, що визначається по п. 8.7, 8.8 [2];

$C_e$  – коефіцієнт, що враховує режим експлуатації покрівлі, що визначається по п. 8.9 [2];

$C_{alt}$  – коефіцієнт географічної висоти, що визначається по п. 8.10 [2].

Тимчасове навантаження на горище перекриття, кН:

$$N_{гор. зовн.} = q_{гор.} \cdot A_{зовн.}, \quad (3.17)$$

$$N_{гор. вн.} = q_{гор.} \cdot A_{вн.}, \quad (3.18)$$

де  $q_{гор.}$  – навантаження на  $1\text{ м}^2$  перекриття горища,  $\text{кН/м}^2$ , котре за відсутності більш точних даних може прийматися по табл. 3.1. г).

Тимчасове змінне навантаження на перекриття, кН:

$$N_{пер. зовн.}^{nep} = q \cdot A_{пер.} \cdot n \cdot \psi_n \cdot N_q A_n, \quad (3.19)$$

$$N_{пер. вн.}^{nep} = q \cdot A_{пер.} \cdot n \cdot \psi_n \cdot N_q A_n \quad (3.20)$$

де  $q$  – характеристичне значення рівномірно розподіленого навантаження на перекриття,  $\text{кН/м}^2$ , котре приймається по завданню або по таблиці 3.1;

$\psi_n$  – коефіцієнт зниження навантаження, котрий знаходиться у відповідності з п.п. 6.8, 6.9 [2].

Таблиця 3.1 – Нормативні рівномірно розподілені навантаження на перекриття і сходи (табл. 6.2, [2])

Будівлі і приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м <sup>2</sup> )
1	2	3
1. Квартири житлових будівель; спальні приміщення дитячих дошкільних заходів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і пансіонатів, гуртожитків і готелів; палат лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і закладів; класні приміщення закладів освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств і суспільних будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабінети і лабораторії закладів охорони здоров'я; лабораторії закладів освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні суспільних будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менше 2,0 (200)	Не менше 1,2 (120)

## Продовження таблиці 3.1.

1	2	3
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні зали (в кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зібрань і нарад, очікування, глядацькі і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торговельні, виставкові і експозиційні	Не менше 4,0 (400)	Не менше 1,7 (170)
5. Книгосховища, архіви	Не менше 5,0 (500)	Не менше 5,0 (500)
6 Сцени глядацьких закладів	Не менше 5,0 (500)	Не менше 2,1 (210)
7 Трибуни:		
а) з закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для стоячих глядачів	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Горизонтні приміщення	0,7 (70)	-
9 Покриття на ділянках:		
а) с можливим скупченням людей (що входять з виробничих приміщень, залів, аудиторій і т.п.)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	-
10 Балкони (лоджії) з врахуванням навантаження:		
а) полосового рівномірного на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожень балкону (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільної щільної рівномірної на площі балкону (лоджії), вплив котрої більш несприятливий, ніж визначуваний по поз.10,	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Ділянки обслуговування і ремонту обладнання у виробничих приміщеннях	Не менше 1,5 (150)	-
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходові марші, (з маючими відношення до них проходами), що примикають до приміщень, позиціях:		
А) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
Б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)

Продовження таблиці 3.1.

	1	2	3
В) 7		5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перони вокзалів		4,0 (400)	1,7 (170)
14 Приміщення для тварин			
Дрібного		Не менше 2,0 (200)	Не менше 0,85 (85)
Крупного		Не менше 5,0 (500)	Не менше 2,1 (210)

Примітка 1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, що не тримає обладнання і матеріалами.

Примітка 2. Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження.

Примітка 3. Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях защемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати рівними навантаженням від примикаючих основних приміщень будівель і знижувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9.

Примітка 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4, г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати по будівельному завданню на основі технологічних рішень.

**Горизонтальні змінні навантаження.**

а) Навантаження від вітру:

На рис. 3.2 показана схема дії вітрового навантаження на вертикальну стіну. Згідно [2], навантаження зростає ділянками з висотою. В межах кожної ділянки вважаємо вітрове навантаження рівномірно розподіленим по площі. Результуюча зосереджена сила для кожної ділянки дорівнює, кН:

$$Q_{e1} = W_0 C_1 A_{e1}, \quad (3.21)$$

$$Q_{e2} = W_0 C_2 A_{e2}, \quad (3.22)$$

$$Q_{e3} = W_0 C_3 A_{e3}, \quad (3.23)$$

$$Q_{e4} = W_0 C_4 A_{e4}, \quad (3.24)$$

де  $W_0$  – характеристичне значення вітрового тиску, яке приймається для заданого району відповідно до вказівок п. 9.6 [2];

$C_i$  - коефіцієнт ( $i = 1, 2, 3, 4$ ), який визначається за формулою:

$$C_i = C_{aer} C_{hi} C_{alt} C_{rel} C_{dir} C_d, \quad (3.25)$$

де  $C_{aer}$  – аеродинамічний коефіцієнт, що визначається за 9.8 [2];

$C_{hi}$  - коефіцієнт висоти споруди, що визначається за 9.9 з урахуванням зміни №1 [2, 3];

$C_{alt}$  - коефіцієнт географічної висоти, що визначається за 9.10 [2];

$C_{rel}$  - коефіцієнт рельєфу, що визначається за 9.11 [2];

$C_{dir}$  - коефіцієнт напрямку, що визначається за 9.12 [2];

$C_d$  - коефіцієнт динамічності, що визначається за 9.13 з урахуванням зміни №1 [2, 3].

$A_{e1}, A_{e2}, A_{e3}, A_{e4}$  – вертикальні вантажні площі, м<sup>2</sup>, рівні:

$$A_{e1} = A_{e2} = b \cdot 5, \quad A_{e3} = b \cdot 10, \quad A_{e4} = b \cdot (H_{зовн.} - 20) \text{ (див. рис. 3.2).}$$

Горизонтальне вітрове навантаження перерозподіляється за рахунок жорсткості верхньої частини будови і податливості основ і передається на фундаменти у вигляді згинальних моментів, поперечних і повздовжніх сил.

У курсовому і дипломному проектуванні допускається наближена методика визначення впливу вітрових навантажень на фундаменти зовнішніх стін по наступному алгоритму:

1) визначаються моменти від кожної складової навантаження відносно центру ваги підошви фундаменту (в припущенні, що «стіна - консольна балка», жорстко затиснена в ґрунті), кНм:

$$M_{e1} = Q_{e1}h_1, \quad (3.26)$$

$$M_{e2} = Q_{e2}h_2, \quad (3.27)$$

$$M_{e3} = Q_{e3}h_3, \quad (3.28)$$

$$M_{e4} = Q_{e4}h_4, \quad (3.29)$$

де  $h_1, h_2, h_3, h_4$  – плечі сил  $Q_{e1}, Q_{e2}, Q_{e3}, Q_{e4}$  відносно підошви фундаменту (рис. 3.2);

2) визначається сумарний момент від вітрового навантаження, кНм:

$$M_e = M_{e1} + M_{e2} + M_{e3} + M_{e4}, \quad (3.30)$$

3) вважаючи, що сумарний момент довантажує зовнішню стіну, що знаходиться з підвітряної сторони будинку, визначається вертикальне навантаження від неї на фундамент, кН:

$$N_e = M_e / (2 \cdot l), \quad (3.31)$$

де  $l$  – проліт будівлі (див. рис. 3.2).

Зібрані навантаження для зручності складання сполучень доцільно звести в таблицю, прикладом якої є таблиця 3.2.

Таблиця 3.2 – Навантаження на фундаменти під зовнішню і внутрішню стіни

Вид навантаження	Одиниця виміру	Характеристичне значення навантаження		$\gamma_m$	Розрахункове значення навантаження	
		на зовнішню стіну	на внутрішню стіну		на зовнішню стіну	на внутрішню стіну
		3	4		6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{покр.зовн.}$	$N_{покр.вн.}$	1,2	$1,2N_{покр.зовн.}$	$1,2N_{покр.вн.}$
Вага перекриття	кН	$N_{пер.зовн.}$	$N_{пер.вн.}$	1,1	$1,1N_{пер.зовн.}$	$1,1N_{пер.вн.}$
Вага стіни	кН	$N_{ст.зовн.}$	$N_{ст.вн.}$	1,1	$1,1N_{ст.зовн.}$	$1,1N_{ст.вн.}$

Продовження таблиці 3.2.

1	2	3	4	5	6	7
Вага віконного скла	кН	$N_{скла.зовн.}$	-	1,1	$1,1N_{скла.зовн.}$	-
Змінні вертикальні						
Вага перегородок	кН	$N_{п-к.зовн.}$	$N_{п-к.вн.}$	1,3	$1,3N_{п-к.зовн.}$	$1,3N_{п-к.вн.}$
Вага снігу	кН	$N_{сн.зовн.}$	$N_{сн.вн.}$	1,4	$1,4N_{сн.зовн.}$	$1,4N_{сн.вн.}$
Навантаження від вітру	кН	$N_B$	-	1,4	$1,4N_B$	-
Змінне навантаження	кН	$N_{пер.зовн.}^{пер}$	$N_{пер.вн.}^{пер}$	п.6.7 [3]	$\gamma_{fn} N_{пер.зовн.}^{пер}$	$\gamma_{fn} N_{пер.вн.}^{пер}$
Постійні моменти						
Від тиску ґрунту на стіну підвалу	кН м	$M_{грунт.}$	-	1,15	$1,15M_{грунт.}$	-

Слід пам'ятати, що для зовнішньої стіни, вантажна площа котрої прийнята в осях віконних проїомів (див. рис. 3.1), при додаванні повздовжніх сил потрібно перейти до погонного навантаження на фундамент, кН/м:

$$N = \sum N_{зовн} / b \quad (3.32)$$

В зв'язку з тим, що всі змінні навантаження передають на фундаменти вертикальні зусилля, то найбільш несприятливим сполученням навантажень при такій схемі будівлі (див. рис. 3.1, 3.2) буде їх сума. В зв'язку з цим, інші можливі сполучення опускаємо. Кількість змінних навантажень більше двох, тому розрахунок їх ведемо з врахуванням коефіцієнтів сполучень (вважаючи будинок житловим). Використовуючи табл. 3.2, маємо:

$$N_{зовн} = \sum N_{i,зовн}^{пост} + 0,95N_{п-к.зовн} + 0,9(N_{сн.зовн} + N_B + M_{пер.зовн.}^{пер}), \quad (3.33)$$

$$M_{зовн.} = M_{грунту}, \quad (3.34)$$

$$N_{вн} = \sum N_{i,вн}^{пост} + 0,95N_{п-к.вн} + 0,9(N_{сн.вн} + N_B + M_{пер.вн.}^{пер}), \quad (3.35)$$

$$M_{вн.} = 0. \quad (3.36)$$

3.4. Збір навантажень на фундаменти одноповерхової промислової будівлі з кранами.

Одноповерхова промислова будівля має зазвичай каркасну схему, в кот-

рій несучими елементами, що передають навантаження на фундаменти, є колони (залізобетонні або металеві). Схематичний план такої будівлі з прольотами  $l_1$  і кроком колон  $l_2$  показано на рис 3.3. Розглянемо порядок збору навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню рядові колони. Колони і фундаменти сприймають навантаження від вантажної площі покриття, котра показана на рис 3.3 для вказаних колон.

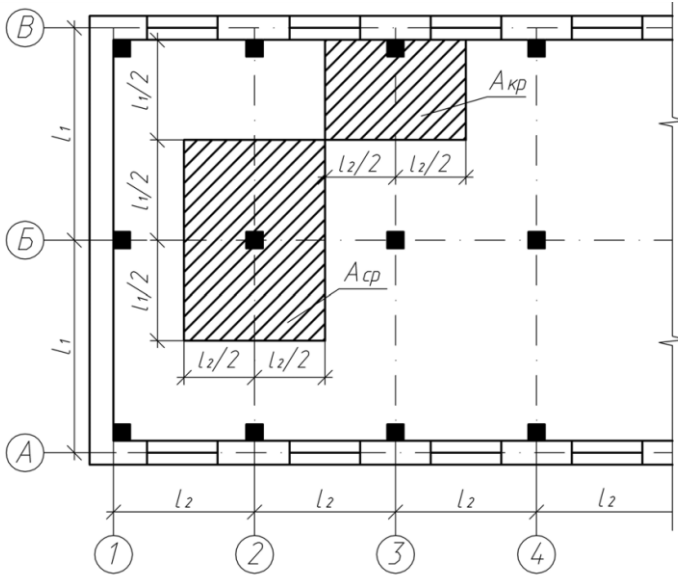


Рисунок 3.3 – Схематичний план будівлі і визначення вантажних площ.

### Вертикальні постійні навантаження

Вага покриття, кН:

$$N_{покр.кр.} = q_{покр.} A_{кр.}, \quad (3.37)$$

$$N_{покр.ср.} = q_{покр.} A_{ср.}, \quad (3.38)$$

де  $q_{покр.}$  – вага 1 м<sup>2</sup> покриття, кН/м<sup>2</sup>;

$A_{кр.}$ ,  $A_{ср.}$  – вантажні площі відповідно для крайньої і середньої колон, м<sup>2</sup>, тут  $A_{кр.} = \frac{1}{2} \cdot l_1 \cdot l_2$ ,  $A_{ср.} = l_1 \cdot l_2$  (рис. 3.3);

Вага стропильної ферми (балки), кН:

$$N_{ф.кр.} = N_{ф.}/2, \quad (3.39)$$

$$N_{ф.ср.} = N_{ф.}, \quad (3.40)$$

де  $N_{ф.}$  – вага ферми (балки) по каталогу, кН (за необхідності слід врахувати і власну вагу підстропильних конструкцій).

Вага двохгілкових залізобетонних колон, а також металевих - знаходить-

ся по каталогу, а для залізобетонних колон прямокутного і таврового перерізів може бути знайдена по формулі, кН:

$$N_{\text{кол.кр.}} = A_{\text{кол.кр.}} H_{\text{кол.кр.}} \gamma_{\text{жб.}}, \quad (3.41)$$

$$N_{\text{кол.ср.}} = A_{\text{кол.ср.}} H_{\text{кол.ср.}} \gamma_{\text{жб.}}, \quad (3.42)$$

де  $A_{\text{кол.кр.}}$ ,  $A_{\text{кол.ср.}}$  – площі поперечного перерізу, відповідно колон крайнього і середнього ряду, м<sup>2</sup>;

$H_{\text{кол.кр.}}$ ,  $H_{\text{кол.ср.}}$  – висота колон, м;

$\gamma_{\text{жб.}} = 25 \text{ кН/м}^3$  – об’ємна вага залізобетону (для несучих елементів).

Вага підкранової балки і підкранового шляху, кН:

$$N_{\text{п.б.,кр.}} = N_{\text{п.б.}}, \quad (3.43)$$

$$N_{\text{п.б.,ср.}} = 2N_{\text{п.б.}}, \quad (3.44)$$

де  $N_{\text{п.б.}}$  – вага підкранової балки і підкранового шляху, котра знаходиться по каталогу.

Вага фундаментної балки, кН:

$$N_{\text{ф.б.,кр.}} = N_{\text{ф.б.}}, \quad (3.45)$$

де  $N_{\text{ф.б.}}$  – вага фундаментної балки, котра знаходиться по каталогу.

Вага стіни може визначатися:

- панельних стін – як сума ваги окремих панелей (визначених по каталогу), котрі розташовані в межах площі  $l_2 \times H_{\text{ст.}}$ , де  $H_{\text{ст.}}$  – висота стіни;

- цегляних стін – по формулі (3.25), замість  $b$  підставляємо крок колон  $l_2$ .

При наближених розрахунках вагу стінової огорожі можна визначити з врахуванням коефіцієнта, котрий залежить від кількості і площі віконних проїомів (як у формулі 3.6). Так, при 40% заскленні, кН:

$$N_{\text{ст.,кр.}} = q_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{ст.}} 0,6, \quad (3.46)$$

де  $q_{\text{ст.}}$  – вага 1 м<sup>2</sup> стіни, кН/м<sup>2</sup>.

Вага засклення визначається по формулі (3.7).

Горизонтально діючих постійних навантажень в одноповерхових промислових будівлях, як правило, не буває, але вертикальні сили від ваги стіни, засклення, фундаментної і підкранових балок прикладені з ексцентриситетом відносно центру ваги фундаменту, котрий в більшості випадків співпадає з центром ваги колони (рис. 3.4 і 3.7). Це призводить до виникнення згинаючих моментів, що діють на фундамент. В кр. пр. і дп. пр. для визначення цих моментів слід провести статичний розрахунок поперечної рами будівлі. В деяких випадках допускається приблизне визначення вказаних моментів без врахування перерозподілу за рахунок жорсткості каркасу. Наприклад, для крайньої колони, кНм:

$$M_{\text{ст.}} = (N_{\text{ст.,кр.}} + N_{\text{стк.,кр.}} + N_{\text{ф.б.,кр.}}) \times (d_{\text{ст.}} + d_{\text{к.}}) / 2 - N_{\text{п.б.,кр.}} (0,75 - d_{\text{к.}} / 2), \quad (3.47)$$

де  $d_{\text{ст.}}$  – товщина стіни, м;

$d_k$  – поперечний розмір колони, м (рис. 3.4 і 3.7).

Для середньої колони при приблизних розрахунках і рівності ваги підкранових балок у сусідніх прольотах можна вважати, що згинаючих моментів від постійних навантажень не виникає.

**Вертикальні змінні навантаження:**

а) снігове навантаження розраховують по формулам (3.13), (3.14) з врахуванням вантажних площ для крайньої і середньої колон;

б) при наявності в будівлі робочих майданчиків, що передають навантаження на фундамент, що розраховується, враховується корисне навантаження на них по аналогії з формулами (3.19), (3.20);

в) кранове навантаження (від мостових кранів).

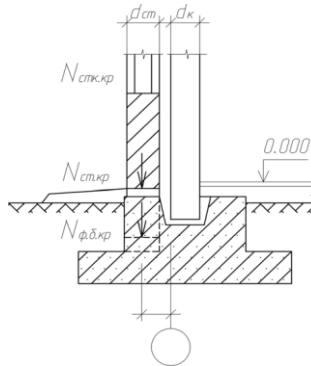


Рисунок 3.4 – Схема для розрахунку моменту від ваги стінового огорожі, ваги застклення і фундаментної балки.

Вертикальне кранове навантаження – тиск коліс крану, котрий стоїть безпосередньо над розрахунковою колоною (фундаментом). Якщо кількість кранів в прольоті два і більше, то підраховують тиск від коліс двох спарених кранів на кожному шляху, котрі впливають на зусилля, що передається на вказану колону (рис. 3.5), кН:

$$F = F_{o,max} \sum u \psi, \quad (3.48)$$

де  $F_{o,max}$  – максимальне характеристичне значення вертикальних навантажень, що передається колесами кранів на балки кранового шляху, котрі слід приймати у відповідності з вимогами державних стандартів на крани (Додаток В) [13];

$\sum u$  – сума ординат ліній впливу (рис. 3.5);

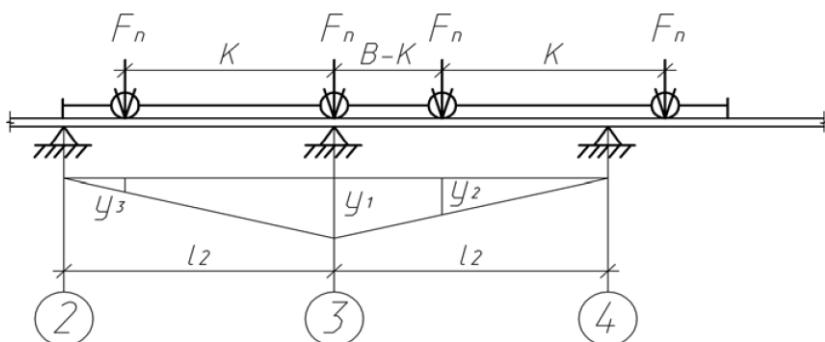


Рисунок 3.5 – Розрахункова схема до визначення кранового навантаження.

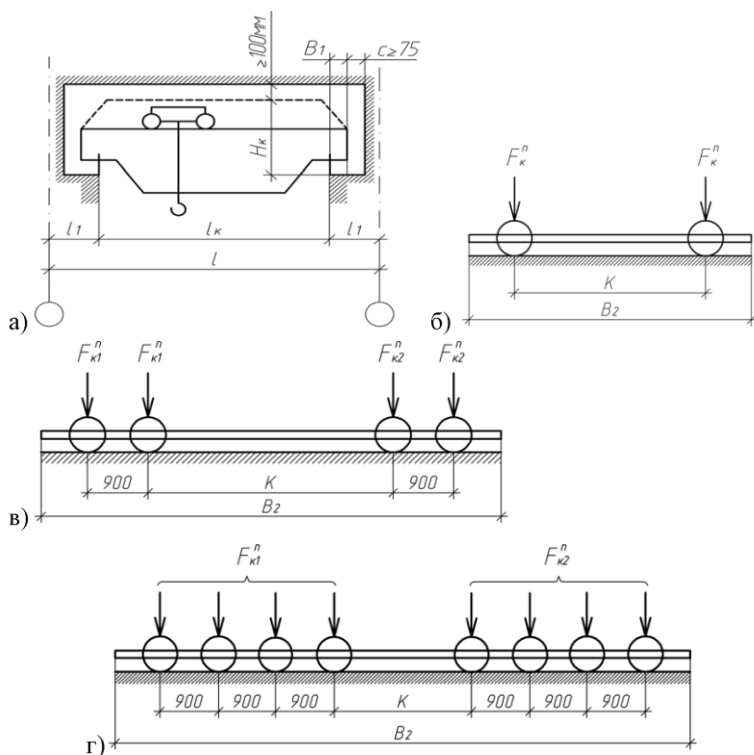


Рисунок 3.6 – Довідникові дані по мостовим кранам ( $Q$  – вантажопідйомність крана,  $F_{n\ k1}$ ,  $F_{n\ k2}$  – максимальний вертикальний тиск коліс крану (нормативний): а) загальна схема і позначення; б) дані для кранів  $Q=32/5$ ;  $50/12,5$ ; в), г)  $Q = 80/20$ ;  $100/20$ ;  $125/20$ .

$\psi$  – коефіцієнт сполучень кранових навантажень, що приймається при врахуванні навантаження від двох кранів 0,85 – для груп режимів роботи кранів 1К-6К; 0,95 – для груп режимів роботи кранів 7К, 8К, а при врахуванні навантажень від чотирьох кранів – відповідно 0,8 і 0,7.

Вертикальні навантаження в будівлях з мостовими кранами в декількох прольотах (в кожному прольоті на одному ярусі) слід приймати на кожному шляху не більше ніж від двох найбільш несприятливих по кранових впливах. При врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів – не більше ніж від чотирьох найбільш несприятливих кранових впливів. Якщо в будівлі є підвісні крани, то навантаження від них підраховується згідно п. 7.2 [2]. Так як тиск коліс крана прикладений з ексцентриситетом відносно центру ваги фундаменту, то необхідно розрахувати згинаючий момент, котрий буде діяти на фундамент. Він визначається із статичного розрахунку рами будівлі, або по приближеній формулі, кНм:

$$M_{к.кр.} = F_{max.кр.}(0,75 + t - d_k/2), \quad (3.49)$$

$$M_{к.сп.} = F_{max.сп.} \times 0,75, \quad (3.50)$$

де  $t$  – прив'язка колони крайнього ряду до розбивочної осі будівлі.

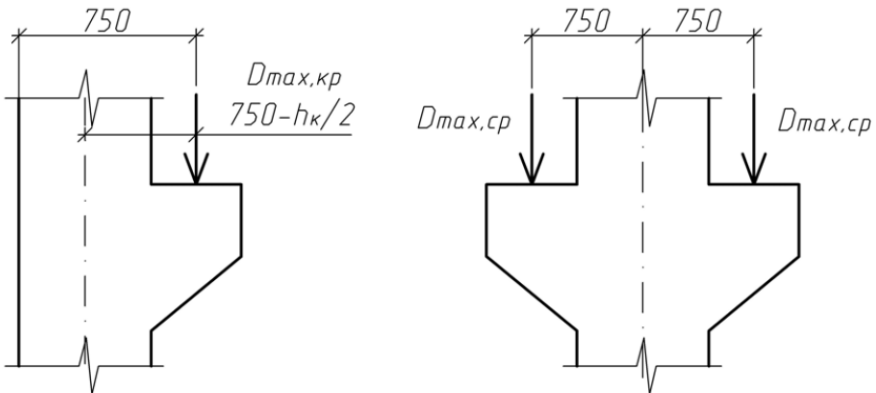


Рисунок 3.7 – Схема прикладання вертикального кранового навантаження.

### Горизонтальні змінні навантаження.

а) Навантаження від вітру. При розрахунку поперечної рами будівлі необхідно визначати вітрове навантаження як з навітряної, так і з підвітряної сторін будівлі. На стійки рами (колони) тиск вітру може передаватися як у виді рівномірно розподіленого, так і зосередженого навантаження (рис. 3.8). По висоті стійки рами рівномірно розподілене вітрове навантаження приймається прикладеним до рівня нижнього поясу ригеля, а розташоване вище навантаження замінюється зосередженою силою, що прикладена в рівні ниж-

нього поясу ригеля. Величина зосередженої сили визначається по формулам, кН:

$$W = W_0 C h_p l_2, \quad (3.51)$$

$$W' = W_0 C h_p l_2, \quad (3.52)$$

де  $h_p$  – висота від нижнього поясу ригеля до верхньої лінії будівлі. Навантаження на фундаменти від вітру визначається шляхом статичного розрахунку рами будівлі. Допускається визначати вітрове навантаження приблизно в припущенні, що колона – стержень, жорстко защемлений у фундаменті з вільним верхнім кінцем (рис. 3.8). Тут  $h_1 = 5/2 + d$ ,  $h_2 = 5 + 5/2 + d$ ,  $h_3 = 10 + (H-10)/2 + d$ .

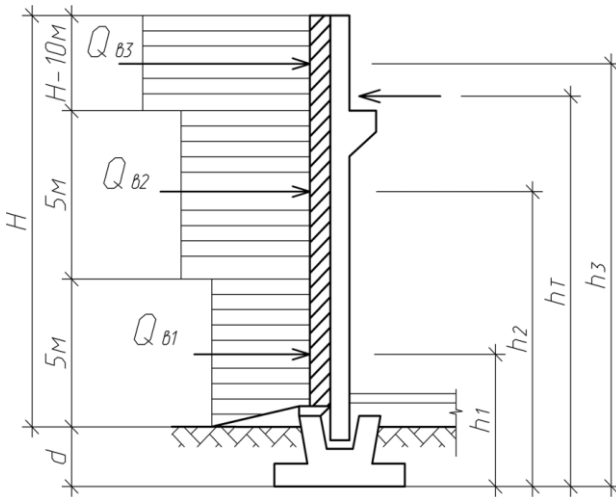


Рисунок 3.8 – Передача тиску вітру на стійку рами.

В межах кожної ділянки навантаження по висоті по формулам (3.43) – (3.45) знаходять результуючу зосереджену силу, у відповідності,  $Q_{\delta 1}$ ,  $Q_{\delta 2}$ ,  $Q_{\delta 3}$ ,  $Q_{\delta 4}$ . При цьому вантажні площі для кожної з ділянок, м<sup>2</sup>:

$$A_{\delta 1} = 12 \times 5, \quad (3.53)$$

$$A_{\delta 2} = 12 \times 5, \quad (3.54)$$

$$A_{\delta 3} = 12 \times (H - 10). \quad (3.55)$$

Згинаючі моменти від кожної складової навантаження відносно центру ваги підшови фундаменту знаходять по формулам (3.26-3.29), а сумарний момент – по формулі (3.30).

б) Кранові навантаження. Колеса мостових кранів створюють не тільки вертикальний тиск на підкранові рейки, але і горизонтальний тиск, визваний гальмуванням візка крану (поперек прольоту) і гальмуванням моста крану (уздовж прольоту). Горизонтальний тиск від одного колеса крану при гальмуванні візка:

- для кранів з гнучким підвісом вантажу, кН:

$$H_k = 0,05(Q + G_{ct})/n_0, \quad (3.56)$$

- для кранів з жорстким підвісом вантажу:

$$H_k = 0,1(Q + G_{ct})/n_0, \quad (3.57)$$

де  $Q$  – вантажопідйомність крана;

$G_{ct}$  – вага візка;

$n_0$  – кількість коліс з одної сторони крана.

Горизонтальна сила, котра передається на колону від сил  $H_k$  (рис. 3.8):

$$H = H_k \times \sum y \times \psi, \quad (3.58)$$

де  $\sum y$ ,  $\psi$  – те ж, що і в формулі (3.48).

Горизонтальна сила, що діє уздовж прольоту (від гальмування моста крана), кН:

$$P = 0,1 \times 0,05 \times F_{n,max} \times n_0, \quad (3.59)$$

де  $n_0$  – те ж, що і в формулах (3.56), (3.57).

При приблизних розрахунках згинаючі моменти від сил  $H$ ,  $P$  на рівні підошви фундаменту можна визначати по формулам (рис. 3.9), кНм:

$$M_T = H \times h_T, \quad (3.60)$$

$$M_{Tn} = P \times h_T / n_n, \quad (3.61)$$

де  $n_n$  – кількість колон уздовж прольоту.

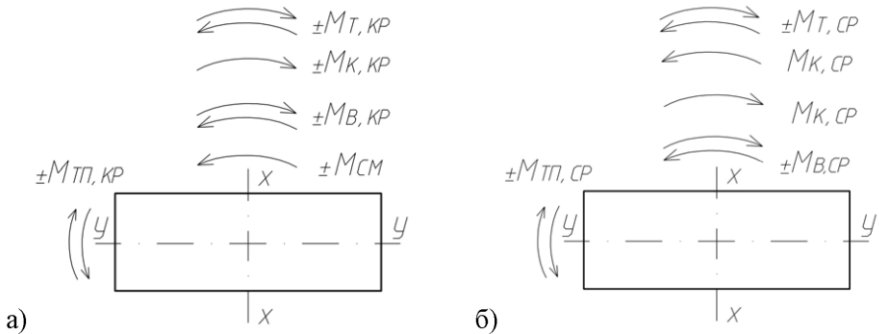


Рисунок 3.9 – Схема дії згинаючих моментів на фундаменти крайньої (а) і середньої (б) колони.

Також, як і в п. 3.3, усі навантаження на вказані фундаменти зручно звести в таблицю 3.4. В таблицю не ввійшли величини поперечних сил, діючих на фундаменти, так як в спорудженнях даного типу горизонтальні навантаження на фундаменти не перевищують 1/10 вертикального навантаження, тому їх можна не враховувати. При виборі найбільш несприятливого сполу-

чення навантажень для фундаментів одноповерхової промислової будівлі повинні розглядатися два основних сполучення: 1) максимальне значення повздовжньої сили і відповідне значення згинаючого моменту (по абсолютній величині, незалежно від напрямку його дії); 2) максимальне значення згинаючого моменту (по абсолютній величині) і відповідне значення повздовжньої сили.

В кр.пр. і мр.роб. фундаменти повинні перевірятися на дію обох цих сполучень. Для вибору сполучень рекомендується накреслити схему дії можливих згинаючих моментів (рис. 3.8). Перелік навантажень, що діють на крайню і середню колони, приведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню і середню колони.

Вид навантаження	Одиниця виміру	Характеристичне значення навантажень на фундамент колон		$\gamma_{ft}$	Розрахункове значення навантажень на фундамент колон	
		крайньої	середньої		крайньої	середньої
		3	4		6	7
1	2			5		
<b>Постійні вертикальні</b>						
Вага покриття	кН	$N_{покр.кр.}$	$N_{покр.ср.}$	1,2	$1,2N_{покр.кр.}$	$1,2N_{покр.ср.}$
Вага ферми	кН	$N_{ф.кр.}$	$N_{ф.ср.}$	1,05 (1,1)	$1,05N_{ф.кр.}$	$1,05N_{ф.ср.}$
Вага колони	кН	$N_{кол.кр.}$	$N_{кол.ср.}$	1,1	$1,1N_{кол.кр.}$	$1,1N_{кол.ср.}$
Вага підкранової балки і підкранового рельсу	кН	$N_{п.б.кр.}$	$N_{п.б.ср.}$	1,1	$1,1N_{п.б.кр.}$	$1,1N_{п.б.ср.}$
Вага фундаментної балки	кН	$N_{ф.б.кр.}$	-	1,1	$1,1N_{ф.б.кр.}$	-
Вага стіни	кН	$N_{ст.кр.}$	-	1,2	$1,2N_{ст.кр.}$	-
Вага засклення	кН	$N_{скл.кр.}$	-	1,2	$1,2N_{скл.кр.}$	-
<b>Змінні вертикальні</b>						
Вага снігу	кН	$N_{сн.кр.}$	$N_{сн.ср.}$	1,4	$1,4N_{сн.кр.}$	$1,4N_{сн.ср.}$
Тиск коліс кранів	кН	$F_{тах.кр.}$	$F_{тах.ср.}$	1,1	$1,1F_{тах.кр.}$	$1,1F_{тах.ср.}$

Продовження таблиці 3.4.

1	2	3	4	5	6	7
Постійні згинаючі моменти						
Від ваги стіни і інших конструкцій	кН м	$M_{ст.}$	-	1,1	$1,1M_{ст.}$	-
Змінні згинаючі моменти						
Від вітрового навантаження	кН м	$M_{в.кр.}$	$M_{в.ср.}$	1,4	$1,4M_{в.кр.}$	$1,4M_{в.ср.}$
Від тиску коліс крана	кН м	$M_{к.кр.}$	$M_{к.ср.}$	1,1	$1,1M_{к.кр.}$	$1,1M_{к.ср.}$
Від гальмування візка крана	кН м	$M_{т.к.р.}$	$M_{т.с.р.}$	1,4	$1,4M_{т.к.р.}$	$1,4M_{т.с.р.}$
Від гальмування моста крана	кН м	$M_{тн.кр.}$	$M_{тн.ср.}$	1,4	$1,4M_{тн.кр.}$	$1,4M_{тн.ср.}$

Складемо сполучення зусиль для фундаменту колони крайнього ряду. Найбільша повздовжня сила буде сумою усіх повздовжніх сил, що діють на фундамент від окремих видів навантаження, з врахуванням коефіцієнтів сполучень, кН:

$$N_{кр} = \sum N_{i,кр}^{ном} + 0,9N_{ск.кр} + 0,9F_{\max.кр} . \quad (3.62)$$

Для того, щоб знайти відповідне максимальне значення згинаючого моменту, складемо комбінацію навантажень, котрі дають максимальне позитивне і від'ємне значення  $M$ .

**Сполучення 1:** сила гальмування візка направлена вправо (в середину прольоту), вітер дує зліва (рис. 3.8, а). Вважаючи додатнім напрямком згинаючого моменту по годинниковій стрілці, отримаємо, кНм:

$$M_{кр.x} = -M_{ст.} + 0,9 (M_{в.кр.} + M_{к.кр.} + M_{т.,кр.}) , \quad (3.63)$$

$$M_{кр.y} = M_{тн.кр.} \quad (3.64)$$

**Сполучення 2:** Сила гальмування візка крана направлена вліво (з прольоту), вітер з правого боку, кНм:

$$M_{кр.x} = -M_{ст.} + 0,9 (-M_{в.кр.} + M_{к.кр.} - M_{т.,кр.}) , \quad (3.65)$$

$$M_{кр.y} = M_{тн.кр.} \quad (3.66)$$

В розрахунок приймається те сполучення, де абсолютне значення згинаючого моменту буде найбільшим. Для фундаменту середньої колони сама повздовжня сила буде діяти в тому випадку, коли є все (табл.3.4) види навантажень і мостові крани знаходяться в обох суміжних прольотах, кН:

$$N_{ср} = \sum N_{i,ср}^{ном} + 0,9 (N_{ск.ср} + 2F_{\max.ср}) . \quad (3.67)$$

Відповідні значення згинаючого моменту отримаємо тоді, коли сила гальмування візка крана і вітрове навантаження діють в сторону того прольоту, де знаходяться мостові крани з більшою вантажопідйомністю:

$$M_{ср.к} = 0,9 (M_{в.ср.} + M_{к.ср1} - M_{к.ср2} + M_{тн.ср1}) , \quad (3.68)$$

$$M_{cp.y} = M_{mn.cpl}, \quad (3.69)$$

де  $M_{k.cpl}$ ,  $M_{m.cpl}$ ,  $M_{mn.cpl}$  – моменти від вертикального тиску на колеса, гальмування візка і гальмування моста крана в прольоті, де знаходяться крани більшої вантажопідйомності;

$M_{k.cpl}$  – момент від тиску колеса крана в протилежному прольоті.

## Практична робота №4

**Тема:** Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту.

**Мета:** Навчитися встановлювати попередню мінімальну глибину закладання фундаменту, що влаштовується у відкритих котлованах.

**Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №1 і №2 і дані додатків А і Б;
3. Використовуючи дані, щодо інженерно-геологічних, кліматичних умов будівельного майданчика та конструктивних особливостей будівлі встановити глибину закладання фундаменту;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

### Короткі теоретичні відомості.

У відповідності до норм [5], глибина закладання фундаментів признається з урахуванням типу і конструктивних особливостей будівель і споруд, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика, рельєфу, діючих навантажень, глибини закладання фундаментів будівель і споруд, що примикають і глибини прокладання інженерних комунікацій, можливості пучення ґрунтів при промерзанні.

Основна вимога при визначенні глибини закладання фундаменту - забезпечення достатньо надійної роботи основи при розрахунку її по граничних станах.

Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту пов'язано перш за все з проектуванням економічних фундаментів і полягає у встановленні такої глибини закладання, яка задовольняє всім перерахованим умовам. Глибина закладання фундаментів для конкретного перетину признається рівною або більше мінімальної глибини, тобто мінімальна глибина закладання, будучи загальною для майданчика при проектуванні фундаментів, використовується для призначення глибини закладання конкретної ділянки фундаментів.

Мінімальна глибина закладання фундаментів в звичайних нескельних ґрунтах по конструктивних вимогам повинна бути не менше 0,5 м від поверхні землі або 0,4 м від підлоги підвалу.

В першу чергу необхідно встановити, який з найближчих до денної поверхні шар ґрунту може бути використаний як несучий. На основі даних інженерно-геологічних досліджень слід оцінити ґрунтові умови з точки зору однорідності і витриманості напластувань в межах плями будівлі, стисливості і міцності окремих пластів, можливих змін їх властивостей з часом в залежності від обставин (заморожування і відтавання ґрунту, динамічних впливів, зміни рівня ґрунтових вод і ін.).

Грунтовий (рослинний) шар ґрунту є сильно-стискуваним і його слід прорізати фундаментами.

Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше, ніж на 20...40 см. За наявності шарів або прошарків "слабких ґрунтів", наприклад, рихлих пісків, глинистих ґрунтів текучої консистенції або з високим коефіцієнтом пористості, заторфованих, насипних ґрунтів і т.п., на них, як правило, не закладають фундаменти. В окремих випадках при відповідному обґрунтуванні (за даними спеціальних досліджень) і вживанні необхідних заходів по зменшенню і вирівнюванню нерівномірних осідань будівлі і підвищенню міцності його конструкцій такі ґрунти використовують як основи.

Щоб уникнути ускладнення виробництва робіт відмітку підшови фундаменту рекомендується вибирати з таким розрахунком, щоб вона була, вище за рівень ґрунтових вод. Для піщаних ґрунтів рекомендується приймати глибину закладання на 0,5...1,0 м вище сталого рівня ґрунтових вод. При виробництві робіт додаткових заходів не вимагається. Якщо підшовка фундаменту закладається нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно передбачити спосіб осушення ґрунту, що виключає пошкодження основи водою, що поступає через дно траншеї або котловану.

**1. Глибина закладання фундаменту з умови можливості пучення ґрунтів при промерзанні** призначається з урахуванням глибини промерзання ґрунту в даному районі, наявності ґрунтових вод і схильності ґрунтів основи до пучення [1, 4].

Нормативна глибина промерзання ґрунту  $d_{fn}$  . приймається рівній середній з щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів за даними спостережень за фактичним промерзанням ґрунтів при очищеній від снігу поверхні за період не менше 10 років.

За відсутності таких даних дозволяється визначати глибину промерзання  $d_{fn}$  на основі теплотехнічних розрахунків, а для районів, де нормативна глибина промерзання не перевищує 2,5 м, по формулі:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.1)$$

де  $d_0$  - глибина промерзання при  $\sum T_M = 1$ , що приймається для суглинків і глин 0,23 м, супісків і дрібних пілуватих пісків 0,28 м, пісків гравелистих, крупних і середньої крупності 0,30 м; крупнообломочних ґрунтів - 0,34 м;

$M_t$  - безрозмірний коефіцієнт, чисельно рівний сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур, визначуваних по ДСТУ-Н Б В.1.1-27: 2010 (Будівельна кліматологія) або за даними спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва.

Після цього визначається розрахункова глибина промерзання ґрунту по формулі:

$$d_{fn} = K_h \cdot d_{fn} , \quad (4.2)$$

де  $K_h$  - коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі на промерзання ґрунту біля зовнішніх стін, що приймається по табл.4.1;

$d_{fn}$  - нормативна глибина промерзання, м.

Таблиця 4.1 – Значення коефіцієнта  $K_h$ ,

Конструктивні особливості будівлі	Середньодобова температура повітря в приміщенні, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Будівлі (споруди) без підвалів з підлогами, влаштованими:					
на ґрунті	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по ґрунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
по утепленому цокольному перекриттю	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
Будівлі (споруди) з підвалом або з технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

При температурі в приміщенні, що відмінна від табличного значення, приймається найближче менше значення  $K_h$ . Якщо фундамент виступає за зовнішню стіну більше 1,5 м, до отриманого коефіцієнта  $K_h$  додається 0,1 (при цьому  $K_h$  не повинен перевищувати 1,0). Для не опалювальних будівель  $K_h$  приймається 1,1, за винятком районів, де середньорічна температура негативна ( $K_h$  встановлюється розрахунком).

Глибина закладання фундаментів зовнішніх стін і колон опалювальних будівель призначається згідно табл. 4.2 по розрахунковій глибині промерзання  $d_f$  і залежно від виду ґрунту, його стану і відмітки горизонту ґрунтових вод.

Глибину закладання фундаментів внутрішніх стін і колон опалюваних будівель і споруд призначають без врахування промерзання ґрунтів, проте до введення будівлі або споруди в експлуатацію ґрунти повинні бути захищені від промерзання і від зволоження поверхневими водами.

Глибина закладання фундаментів стін і колон будівель, що мають не опалювальні підвали або підпілля, при ґрунтах, вказаних в табл. 4.2, п. 2-4, призначається від підлоги підвалу: а) для опалювальних будівель - не менше половини розрахункової глибини промерзання; б) для не опалювальних - не менше розрахункової глибини промерзання.

Таблиця 4.2 – Глибина закладання фундаментів з умов можливості пучення ґрунтів основи при промерзанні.

Види ґрунтів під підошою фундаменту	Рівень ґрунтових вод, м	
	$d_{\omega} \leq d_f + 2$	$d_{\omega} > d_f + 2$
1	2	3
Скельні, крупнообломочні з піщаним наповнювачем, піски гравелісті, крупні та середньої крупності	Не залежить від $d_f$	Не залежить від $d_f$
Піски дрібні та пилюваті	Не менше $d_f$	Те ж
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те ж	- " -
Те ж, при $I_L \geq 0$	- " -	Не менше $d_f$
Суглинки, глини, а також крупнообломочні ґрунти з пилюватоглинистим наповнювачем при показнику текучості ґрунту або наповнювача $I_L \geq 0,25$	- " -	Те ж
Те ж, при $I_L < 0,25$	- " -	Не менше $0,5 d_f$

Примітка. Якщо глибину закладання фундаменту допускається приймати незалежно від розрахункової глибини промерзання  $d_f$ , ґрунти, що відповідають цим випадкам, повинні залягати до глибини не менше  $d_{fn}$ .

Глибина закладання фундаментів зовнішніх, внутрішніх стін і колон безпідвальних не опалювальних будівель і споруд повинна призначатися не менше розрахункової глибини промерзання (табл. 4.2, ч 2-4), рахуючи від поверхні планування.

В окремих випадках для опалювальних будівель і споруд глибину закладання фундаментів зовнішніх стін і колон дозволяється зменшувати, якщо буде встановлена неможливість морозного пучення ґрунтів основи [4, 5, п.2.29,].

При будівництві на пучинистих ґрунтах для попередження їх пучення будівельний майданчик повинен бути захищений нагрітими канавами, ретельно спланований з влаштуванням поверхневих канав і лотків водовідведення, а якщо необхідно, і підземного дренажу.

При зведенні фундаментів на лесових просадкових ґрунтах глибина їх закладання повинна бути не менше 1 м. Окрім того, необхідно враховувати особливі вимоги [2, 5].

Якщо під окремими частинами будівлі фундаменти повинні бути закладені на різних відмітках (наприклад, за наявності підвалу під частиною

будівлі, похилому напластуванні несучого шару ґрунту, більш глибокому закладанні фундаменту будівлі, що примикає, або фундаментів машин і ін.), перехід від однієї глибини закладання фундаменту до іншої проводиться уступами. При щільних ґрунтах (якщо розрахунковий опір ґрунтів основи  $R > 0,25$  МПа) відношення висоти уступу до його довжини повинне бути не більше 1:1 і висота уступу не більше 1 м; при нещільних ґрунтах відношення висоти уступу до його довжини повинно бути не більше 1:2 і висота уступу не більше 0,5 м. При збірних фундаментах висота уступу може прийматися рівній висоті уніфікованого бетонного блоку (тобто 0,6 м), в цьому випадку довжина уступу повинна бути не менше 1,2 м.

У разі прибудови фундаменту до фундаменту існуючої будівлі підосва нового фундаменту не повинна закладатися вище старого. При цьому необхідно вжити заходів проти пошкодження основи під існуючим фундаментом. Кращим рішенням слід вважати таке, коли глибина закладання фундаменту проєктованої будівлі приймається рівній глибині закладання фундаменту існуючої будівлі (споруди).

За наявності фундаментів машин глибина закладання фундаментів будівлі призначається з урахуванням вимог технічних умов проєктування фундаментів під машини з динамічними навантаженнями.

Істотне значення має і навантаження, що передається на фундамент. При значних навантаженнях глибина закладання фундаменту приймається великою (проте прямої залежності тут немає).

Глибину закладання фундаменту слід приймати також з урахуванням висоти і конструкції споруди. Так, для димових труб і водонапірних башт висотою понад 20 м глибина закладання фундаменту приймається не менше 2 м, а для димових труб висотою 80...100 м — не менше 3...4 м.

При призначенні глибини закладання фундаменту також слід враховувати глибину закладання підвідних каналів і комунікацій. Підвідні канали і інженерні комунікації мають розташовуватися вище ніж підосва фундаменту, тобто навантаження від будівлі не повинно передаватися на елементи інженерних комунікацій.

В багатьох випадках глибина закладання фундаментів може бути зменшена завдяки застосуванню ґрунтових подушок або інших інженерних заходів.

**2. Глибина закладання фундаменту за інженерно-геологічними умовами** може бути визначена за формулою:

$$d_{f \text{ ієр}} = h_{\text{небўд}} + 0,3, \quad (4.3)$$

де  $h_{\text{небўд}}$  – глибина (потужність) залягання не будівельного ґрунту, м

**3. Глибина закладання фундаменту при врахуванні конструктивних особливостей споруджуваної будівлі** може бути визначена за формулою:

- для каркасної будівлі

$$d_{f \text{ констр}} = d_{нк} + d_{нк} , \quad (4.4)$$

де  $d_{нк}$  – відмітка низу колони (відстань від поверхні планування ґрунту до низу колони), м.;

$d_{нк}$  – конструктивна висота підшови фундаменту (відстань від дна стакану підколонника до його підшови), м.;

- для будівлі з несучими стінами

$$d_{f \text{ констр}} = d_{nn} + d_{нідл} + d_{нідг} + d_{фс} , \quad (4.5)$$

де  $d_{nn}$  – відмітка підлоги підвалу (відстань від поверхні планування ґрунту до підлоги підвалу), м.;

$d_{нідл}$  – висота твердого покриття підлоги підвалу, м.;

$d_{нідг}$  – висота підготовки під підлогу підвалу, м.;

$d_{фс}$  – висота фундаментної стрічки, м.;

В результаті загальної оцінки різних умов закладання фундаментів встановлюється можлива мінімальна глибина закладання, яка задовольняє усім умовам і приймається як вихідна при проектуванні фундаментів даної будівлі (споруди).

Визначення мінімальної глибини закладання фундаментів приведено в [5, 8, 11, 12].

## Практична робота №5

**Тема:** Проектування фундаменту неглибокого закладання.

**Мета:** Отримати практичні навички щодо проектування фундаменту неглибокого закладання (стрічкового, окремого під колону) у відкритих котлованах.

**Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №3, №4, а також дані з додатків А і Б;
3. Виконати проектування стрічкового або симетричного (асиметрично-стовбчастого) фундаменту не глибокого закладання для одного з типових перерізів (1-1) або (2-2). Прийняти стандартні залізобетонні вироби та розробити специфікацію;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

### Короткі теоретичні відомості.

При проектуванні повинна бути виявлена найекономічніша і разом з тим міцна і довговічна конструкція фундаменту, що забезпечує надійну роботу основи при допустимих її осіданнях. Найважливішою задачею при цьому є вибір найближчого до денної поверхні шару ґрунту, придатного в якості несучого шару основи. Тому проектування фундаментів починається з вивчення і оцінки властивостей ґрунтів будівельного майданчика з точки зору можливості їх використання як основи будівлі або споруди. При виборі несучого шару необхідно також враховувати конструктивні особливості будівлі або споруди, оскільки даний шар ґрунту може служити основою для будівлі одного типу, але може виявитися непридатним для іншого.

Основний метод розрахунку основ - розрахунок по деформаціях, тоді як розрахунок по міцності (несучої здатності) основи проводиться для оцінки стійкості відкосів при дії горизонтальних навантажень на фундамент і основу зі скельних або слабких ґрунтів.

Розрахунок фундаментів по деформаціях (по другому граничному стану) проводиться по формулі:

$$S \leq S_u, \quad (5.1)$$

де  $S$  - сумісна деформація основи і споруди визначувана розрахунком;

$S_u$  - граничне значення сумісної деформації основи і споруди.

Умова застосування розрахунку по деформаціях по формулі (5.1) середній тиск  $P$  під подошвою фундаменту не повинна перевищувати розрахункового опору ґрунту  $R$ , тобто повинна дотримуватися умова:

$$P \leq R. \quad (5.2)$$

Під розрахунковим опором ґрунту  $R$  розуміють такий найбільший се-

редній тиск під подошвою фундаменту, при якому ще має місце лінійна залежність між деформаціями і напруженнями і, відповідно, для обчислення його деформацій допустимо застосування розрахункових формул, заснованих на законі Гука (напівпростору, що лінійно-деформується).

Такому розумінню розрахункового опору ґрунтів відповідає середній тиск на подошві фундаменту, при якому під його краями утворюються зони пластичних деформацій на глибину 1/4 ширини фундаменту, що враховується з коефіцієнтами умов роботи і надійності.

Значення  $R$ , кПа, визначається по формулі Е.1 [5]:

$$R = \frac{\gamma_{C1}\gamma_{C2}}{K} \left[ M_{\gamma} \cdot K_z \cdot e_{\gamma II} + M_g \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_g - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot C_{II} \right], \quad (5.3)$$

де  $\gamma_{C1}$  і  $\gamma_{C2}$  - відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунтової основи і умов роботи будівлі або споруди у взаємодії з основою, що приймаються по табл. 5.1;

$K$  - коефіцієнт надійності, що приймається залежно від методу визначення розрахункових характеристик ґрунту (за даними безпосередніх випробувань ґрунтів будівельного майданчика  $K = 1$ ; за непрямыми даними, наприклад, при використанні табл. 2.6...2.8,  $K = 1,1$ ;

Таблиця 5.1 (3) – Значення коефіцієнтів  $\gamma_{C1}$ , і  $\gamma_{C2}$

Види ґрунтів	Коефіцієнт $\gamma_{C1}$	Коефіцієнт $\gamma_{C2}$ при відношенні довжин (відсіку) будівлі (споруди) до його вишини $L/H$	
		4 і більше	1,5 і менше
1. Піски гравелісті, крупні та середньої крупності	1,4	1,2	1,4
2. Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
3. Піски пилуваті:			
а) маловологі та вологі	1,25	1,0	1,2
б) насичені водою	1,1	1,0	1,2
4. Глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
5. Те ж, при $I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
6. Те ж, при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

При визначенні коефіцієнта  $m_2$  необхідно враховувати, що він в

табл. 5.1 приведений для будівель і споруд з жорсткою конструктивною схемою, тобто для таких будівель і споруд, конструкції яких пристосовані до сприйняття додаткових зусиль від деформацій основи (будівлі з жорстким каркасом, залізобетонними поясами, плитним фундаментом і ін.). Коли співвідношення  $L/H$  знаходяться в межах 1,5...4, значення  $\gamma_{c2}$  слід визначати інтерполяцією. Для будівель і споруд з гнучкою конструктивною схемою приймають  $\gamma_{c2} = 1,0$ .

$M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$  - коефіцієнти, що залежні від розрахункового значення кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II}$ , що приймаються по табл. 5.2;

Таблиця 5.2 (4) – Коефіцієнти  $M_\gamma$ ,  $M_g$ ,  $M_c$ , для визначення розрахункового опору ґрунту основи.

Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя $\varphi_{II}$ , град	Коефіцієнти		
	$M_\gamma$	$M_g$	$M_c$		$M_\gamma$	$M_g$	$M_c$
0	0	1,00	3,14	23	0,6	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	5,00	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

$K_z$  - коефіцієнт, що приймається рівним: при  $e < 10$  м –  $K_z = 1$ , при  $e \geq 10$  м –  $K_z = \frac{8}{e} + 0,2$ ;

$e$  - ширина підшви фундаменту, м (для суцільної круглої плити або правильного багатокутника  $e = \sqrt{A}$ , тут  $A$  - площа підшви фундаменту);

$\gamma_{II}$  – осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче за підшву фундаменту на глибину 1,4 м, кН/м<sup>3</sup>, визначається по аналогічній формулі (5.4). (за наявності підземних вод визначається з урахуванням зважуючої дії води);

$\gamma'_{II}$  - осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають вище за підшву фундаменту, кН/м<sup>3</sup>:

$$\gamma'_{II} = \frac{\sum \gamma_{III} h_i}{\sum h_i}, \quad (5.4)$$

де  $\gamma_{III} h_i$  - відповідно розрахункові значення питомої ваги і потужність окремих шарів ґрунту в межах від рівня планування до підшви фундаменту;

$C_{II}$  - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа;

$d_1$  - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування до низу фундаменту або приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу;

$$d_1 = h_s + h_{cf} \frac{\gamma_{cf}}{\gamma_{сII}}, \quad (5.5)$$

де  $h_s$  - товщина шару ґрунту вище за підшву фундаменту з боку підвалу, м;

$h_{cf}$  - товщина конструкції підлоги підвалу, м (приймається рівній 0.1...0,2 м);

$\gamma_{cf}$  - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу, кН/м<sup>3</sup> (для бетону приймаємо  $\gamma_{cf} = 24$  кН/м<sup>3</sup>);

$d_e$  - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для фундаментів у вигляді суцільної плити  $d_e = 0$  як для фундаменту без підвалу; для споруд з підвалом шириною  $B \leq 20$  м і глибиною понад 2 м приймається  $d_e = 2$  м, при ширині підвалу  $B > 20$  м  $d_e = 0$ ).

У випадку позacentровано-навантаженого фундаменту на додаток до умови (5.1) повинні виконуватися такі умови:

$$P_{\max} \leq 1,2R ; \quad (5.6)$$

$$P_{\max, \text{угл}} \leq 1,5R ,$$

де  $P_{\max}$  і  $P_{\max, \text{угл}}$  - найбільше напруження відповідно під краєм фундаменту і під кутом фундаменту при позацентровому навантаженні.

### Розрахунок фундаментів

Вирішивши питання про несучий шар ґрунту і мінімальну глибину закладання фундаменту, призначивши тип і конструкцію фундаменту, переходять до визначення розмірів фундаментів в окремих перетинах.

Розрахунок фундаменту полягає в наступному:

а) визначають розміри його підшови (на розрахункові навантаження для розрахунку по другому граничному стану, тобто нормативні навантаження, що приймаються з коефіцієнтом  $\gamma_f = 1$ );

б) розраховують конструкцію фундаменту (на розрахункові навантаження для розрахунку по першому граничному стану в курсовому проєкті дозволяється користуватися нормативними навантаженнями, помноженими на коефіцієнт  $\gamma_f = 1,2$ );

в) перевіряють тиск під підшовою фундаменту і проводять розрахунок деформацій (осідання, а в необхідних випадках і крену) по розрахунковим навантаженням для другого граничного стану.

При цьому слід пам'ятати, що розміри підшови і осідання фундаментів визначають на основне поєднання розрахункових навантажень, а тіло фундаменту - на основне і додаткове поєднання розрахункових навантажень.

Рекомендується такий порядок розрахунку фундаментів.

1. Призначають глибину закладання фундаменту з урахуванням конструктивних особливостей, беручи до уваги значення мінімальної глибини закладання фундаменту, визначеної раніше. При призначенні глибини закладання стрічкових збірних фундаментів в окремих перетинах в будівлі з підвалом слід враховувати, що ряди блоків мають висоту 0,6 м, тому зміна глибини закладання фундаментів по довжині будівлі повинна бути також кратна висоті блока.

2. Встановлюють попередній розмір ширини фундаменту. Ширину фундаменту можна прийняти мінімальною виходячи з габаритних розмірів несучої конструкції (при цьому ширина фундаменту повинна бути кратною 10 см).

3. З урахуванням розрахункових характеристик  $\varphi_{II}$ ,  $C_{II}$ ,  $\gamma_{II}$ ,  $\gamma'_{II}$  і отриманої ширини фундаменту  $b$  визначають розрахунковий опір  $R$  ґрунту по формулі (5.3).

4. Для визначення ширини фундаменту отримане значення підставля-

ють у формулу (5.7), (5.10) або (5.13). Методом послідовного приближення (2 - 3 спроби) знаходять таку ширину фундаменту, при якій значення  $R$  по формулі (5.3) і ті, що приймаються по формулах (5.7), (5.10) або (5.13) матимуть майже однакові значення (розбіжності не більше 5%). Після цього ширина фундаменту приймається з невеликим запасом (перше значення у більшу сторону кратно 10 см). При збірних фундаментах приймають найближчий більший типорозмір фундаментної подушки.

5. Призначають кількість і розміри уступів; підбирають блоки по каталогу у випадку збірного фундаменту. Для монолітних фундаментів розміри уступів підтверджують розрахунком.

Визначають середній тиск  $P$  під подошвою фундаменту від розрахункових навантажень (при  $\gamma_f = 1$ ) з урахуванням матеріалу фундаменту і питомої ваги ґрунту засипки.

7. Перевіряють дотримання умови  $P \leq R$ . Якщо ця умова не задовольняється, необхідно збільшувати ширину фундаменту або його глибину закладання. При  $\frac{R-P}{R} 100 > 10\%$  розміри подошви фундаменту рекомендується зменшити, якщо дозволяють розміри несучих конструкцій. В іншому випадку розміри фундаменту встановлюються конструктивно. В окремих випадках можна припустити перенапруження основи, але не більш ніж на 5%.

8. Обчислюють осідання фундаменту і порівнюють його з граничним; при цьому повинна виконуватися умова (5.1). Якщо ця умова не виконується, слід збільшити ширину фундаменту і знову обчислити осідання. Методика визначення осідань фундаментів приводиться в розділі "Розрахунок деформацій основ".

### ***Стрічкові фундаменти.***

Ширина подошви стрічкового фундаменту визначається по формулі:

$$b = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d}, \quad (5.7)$$

де  $N_{II}$  - вертикальне зусилля на верхньому обрізі фундаменту від розрахункових навантажень, кН;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту, кПа;

$\gamma_0$  - середнє розрахункове значення питомої ваги матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах, що приймається для розрахунків рівним 20 кН/м<sup>3</sup>;

$d$  - глибина закладання фундаменту від рівня планування зрізанням або підсипанням, м.

Значення  $N_{II}$  встановлюється шляхом збору нормативних наванта-

жень від ваги конструкцій і корисного навантаження на I м стіни для всіх характерних перетинів будівель окремо у відповідності до вимог [5].

Для спрощення розрахунків при курсовому проектуванні викладач призначає в завданні сумарні розрахункові навантаження на верхньому обрізі фундаменту (з методикою збору навантажень студенти знайомі, наприклад, за практичними заняттями або за проектами з дисципліни залізобетонні конструкції).

Навантаження, передаване на фундаменти, може бути центральним і позацентральним. У випадку роботи стін і стовпів на поперечні навантаження, позацентрове стискання і повздовжній вигин, при опиранні на жорсткі опори, приймають, що навантаження від стін і стовпів передається на фундаменти центрально (шарнірне опирання фундаменту на основу); при опиранні на пружні опори, коли перекриття і покриття зважаючи на значну відстань між поперечними стінами не можуть розглядатися як жорсткі опори, стіни і стовпи розглядаються як стійки рам, зароблені в ґрунт і шарнірно зв'язані покриттями. Вплив поперечних стін в цьому випадку не враховується.

В звичайних житлових і цивільних будівлях із залізобетонними перекриттями при відстані між поперечними стінами менше 20...30м навантаження від стін і стовпів або від стін підвалів, передаване на фундаменти, приймається центральним.

Оскільки у формулі (5.7) міститься два невідомих  $v$  і  $R$  рішення проводиться методом послідовного наближення.

Переконавшись, що прийняті розміри підосви фундаменту є достатніми, переходять до конструювання фундаменту.

При жорстких фундаментах (рис. 5.1) обмежуються тільки визначенням розмірів підосви фундаменту. Тіло фундаменту студент не розраховує, проте йому необхідно переконатися в тому, що фундамент жорсткий:

$$H_{\phi} = \frac{v - v_0}{2} ctg \alpha \quad (5.8)$$

і виконується умова:

$$v < v_{np} = v_0 + 2H_{\phi} tg \alpha, \quad (5.9)$$

де  $v$  - ширина підосви стрічкового фундаменту, м;

$v_{np}$  - гранична ширина жорсткого фундаменту, м;

$v_0$  - товщина цоколя (стіни 1-го поверху або стінки підвалу, м;

$H_{\phi}$  - висота жорсткого фундаменту, м;

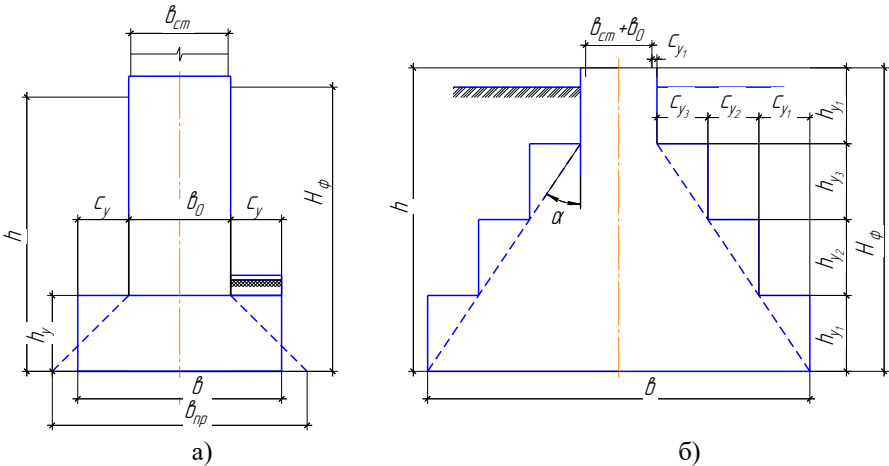
$\alpha$  - кут розповсюдження тиску в матеріалі фундаменту, м, (по відношенню до вертикалі), залежить від виду кладки фундаменту, змінюється в межах 25...45°. Для перевірки використовують значення  $Ctg \alpha$  приведені в табл. 5.3.

Якщо умова (5.8) не виконується, глибину закладання фундаменту слід збільшити, залишивши ширину  $B$  його підосви без зміни. Після цього назна-

чається кількість сходів і їх розміри. При цьому повинні бути дотримані мінімальні відносини висоти уступів стрічкових фундаментів  $h_y$  до їх ширини  $C_y$  (табл. 5.3) Значення  $h_y$  і  $C_y$  приймають кратними 5 см. Висота уступу назначається не менше 30...35 см з урахуванням кількості сходів і розмірів фундаменту.

Таблиця 5.3 – Мінімальні відношення  $h_y; C_y$  (ctg  $\alpha$ ) (для стрічкових фундаментів).

Марка (клас) розчину або бетону	Значення ctg $\alpha$ при тиску на ґрунт $P_{cp}$ , кПа	
	$\leq 200$	$> 200$
50 – 100 (В.1,5-В.7,5)	1,25	1,50
10 – 35	1,50	1,75
4	1,75	2,0



а) одноступінчастого; б) багаступінчастого  
Рисунок 5.1 – Конструкції жорстких фундаментів.

Ширину верхнього обріза приймають кратною 10 см, а якщо фундамент виконується монолітним, то на 10...15 см більше, ніж товщина цоколя або стіни 1-го поверху.

При проектуванні збірних стрічкових фундаментів з урахуванням товщини стіни і необхідної ширини підшви фундаменту призначаються стінні блоки подушки відповідно до діючих каталогів типових деталей. При виконанні пр. робіт допускається використання і інших каталогів, але при цьому обов'язково дається посилання на джерело або на каталог.

ДБН В.2.1-10-2009 рекомендує застосовувати переривисті збірні стрічкові фундаменти. Порядок розрахунку таких фундаментів дається в [5], а R по Е.1 [5].

### Фундаменти під колони

Окремий фундамент під колону (стовп) слід проектувати квадратним, симетричним щодо осі колони. При позacentровому навантаженні із значним ексцентриситетом  $e > \nu/30$  підшва фундаменту може прийматися прямокутної форми (близької до форми квадрата) або з неспівпаданням осі колони з серединою підшови (несиметричний фундамент).

Площа підшови центрально-навантаженого фундаменту  $A$  визначається по формулі:

$$A = \frac{N_{II}}{R - \gamma_0 d} \quad (5.10)$$

звідки сторона квадратного фундаменту:

$$\nu = \sqrt{A}. \quad (5.11)$$

Сторони прямокутного фундаменту при двухгілковому перетині колони визначаються з умови:

$$A = a \times \nu = (a_0 + a_k)(a_0 + \nu_k) \quad (5.12)$$

У формулах (5.10), (5.11), (5.12):

$N_{II}$  - розрахункове значення вертикального навантаження від колони, кН;

$a$  і  $\nu$  - відповідно більша і менша сторони підшови фундаменту (рис. 5.2), м;

$a_k$  і  $\nu_k$  - розміри перетину двухгілкової колони, м;

$a_0$  - рівномірне збільшення сторони підшови в порівнянні з перетином колони, м.

Розміри підшови фундаменту  $a$  x  $\nu$  встановлюють послідовним уточненням  $R$  і  $A$  по отриманих значеннях  $\nu$  і  $R$ . Їх приймають кратними 10 см.

При позacentрових навантаженнях з великим ексцентриситетом епюра реактивного тиску ґрунту на підшві фундаменту може бути трапецієвидною, трикутною при повному торканні фундаменту з ґрунтом і трикутною - при неповному торканні. При таких епюрах спостерігається крен фундаменту. Чим сильніше відрізняється форма епюри від прямокутної, тим більше крен фундаменту і його вплив на каркас будівлі.

У зв'язку з цим при розрахунку на основні і додаткові навантаження в залежності від їх характеру форма епюри реактивного тиску ґрунту має певні обмеження:

а) для фундаментів колон будівель з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і більше, а також для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю більше 15 т або при розрахунковому тиску на основу для всіх будівель і споруд  $R \leq 150$  кПа, слід приймати тільки трапецієвидну епюру  $P_{min} \geq 0,25 P_{max}$ ;

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна приймати трикутну епюру при повному торканні фундаменту з ґрунтом, тобто  $P_{min} \geq 0$ ;

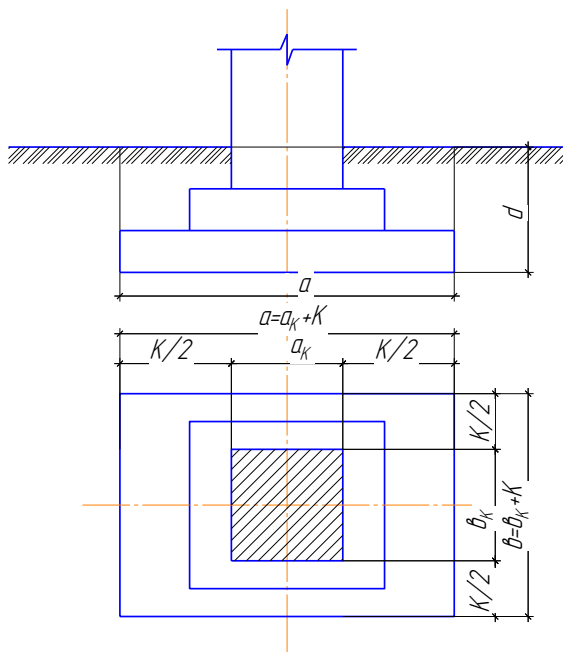


Рисунок 5.2 – Схема для визначення розмірів підшови прямокутного фундаменту.

в) для фундаментів колон, що не сприймають кранових навантажень, при розрахунку з урахуванням дії вітру, а також у всіх випадках, при врахуванні особливих впливів допускається трикутна епюра при неповному торканні підшови фундаменту з ґрунтом (але не менш ніж на 75% площі підшови фундаменту).

Для визначення площі підшови фундаменту при позацифровому навантаженні користуються формулою:

$$A = \frac{N_{II} K_0}{R - \gamma_0 d}, \quad (5.13)$$

де  $K_0$  - коефіцієнт, що враховує позацифрове прикладання навантаження;

$$K_0 = 1 + \frac{M_{II}}{3N_{II}}, \quad (5.14)$$

де  $M$  - сумарний момент;

$N_{II}$  - сумарне вертикальне навантаження.

Розмір  $l$  підшови фундаменту у напрямку дії моменту слід приймати

більшим.

При великих ексцентриситетах зазвичай приймають відношення довжини  $l$  підшви фундаменту до її ширини  $e$  від 1,1 до 1,5 (для розрахунку задаються співвідношенням  $n = \frac{l}{e}$ ).

При визначенні ширини фундаменту по формулі (5.13) приймають  $A = ne^2$ , звідки  $e = \sqrt{\frac{A}{n}}$ . Остаточні розміри фундаменту призначають крайніми 10 см. після того, як при повторних обчисленнях одержують  $A$ , відмінне від попереднього значення не більше ніж на 5%.

Часто застосовують наступний прийом визначення розмірів фундаменту. Спочатку визначають ширину підшви фундаменту без врахування дії моменту по формулах (5.10) і (5.11). Далі перевіряється умова  $e \leq \frac{e}{30}$ , де

$$e = \frac{\mu}{N}.$$

Якщо ця умова задовольняється, приймемо квадратний фундамент розмірами  $e \times e$ . Якщо  $e > \frac{e}{30}$  обчислюють коефіцієнт  $K_0$  по формулі (5.14) або по формулі  $K_0 = 1 + \frac{5}{e} \left( e - \frac{e}{30} \right)$ , а потім довжину фундаменту  $l = K_0 e$ .

При конструюванні частіше всього вісь колони співпадає з віссю фундаменту (рис. 5.3). Проте у ряді випадків при великому ексцентриситеті і дії одностороннього моменту з метою поліпшення роботи фундаменту (наближення епюри відпору ґрунту до прямокутної) вісь фундаменту по відношенню до осі колони зміщують на значення  $e_\phi$  в сторону дії моменту (рис. 5.3).

Призначивши розміри  $l$  і  $e$  підшви і ступені фундаменту, необхідно знайти фактичний тиск під підшвою фундаменту і порівняти його з допустимими. При цьому повинні бути задоволені умови:

а) по середньому тиску

$$P_{cp} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot e} \leq R; \quad (5.15)$$

б) по крайовому тиску

$$P_{max} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot e} + \frac{M_{III} + Q_{III} h_\phi}{e l^2} \leq 1,2R \quad (5.16)$$

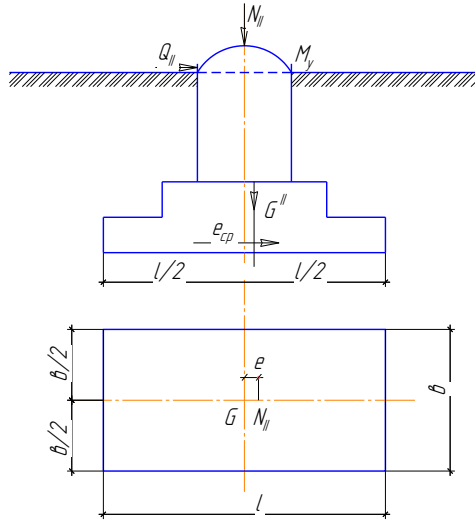


Рисунок 5.3 – Позацентрово-навантажений фундамент з великим ексцентриситетом.

в) по кутовому тиску (за наявності моментів в двох напрямках)

$$P_{\max y2} = \frac{G_{II} + N_{II}}{l \cdot e} + \frac{M_{III} + Q_{III} h_{\phi}}{6l^2} + \frac{M_{eII} + Q_{eII} h_{\phi}}{6l^2} \leq 1,5R \quad (5.17)$$

Тут  $G_{II}$  – розрахункове навантаження від ваги фундаменту, обчисленого за прийнятими розмірами, і ґрунту на його уступах;

$M_{III}$ ,  $M_{eII}$ ,  $Q_{III}$ ,  $Q_{eII}$  - відповідно розрахункові моменти і поперечні сили, що діють на верхньому обрізі фундаменту у напрямі сторін  $l$  або  $b$  кН м; кН.

Значення  $R$  у формулах (5.15...5.17) визначають по прийнятій величині  $e$ .

При наявності кранових навантажень або при  $R < 150$  кПа повинні бути дотримані також вказані додаткові вимоги до співвідношення  $P_{\max}$  і  $P_{\min}$  ( $P_{\min} \geq 0,25 P_{\max}$ ).

Конструювання монолітних фундаментів для окремо стоячих колон виконується так само, як і для стрічкових.

Для уступів жорстких фундаментів колон і стовпів з бутової кладки необхідно дотримуватися умови  $\frac{h_y}{C_y} \geq 2$ , а з бетону -  $\frac{h_y}{C_y} \geq 1,75$ .

Мінімальна сторона перетину стовпа приймається: з бетону - 40 см,

бутобетону і буту - 50...60 см. Висота ступенів повинна бути не менше 30...35 см.

Розрахунок конструкції залізобетонного фундаменту полягає у визначенні його загальної висоти і висот окремих ступенів і в розрахунку фундаменту на вигин з підбором перетинів арматури. Такий розрахунок проводиться на розрахункові навантаження для першого граничного стану.

При закладанні фундаменту нижче за горизонт ґрунтових вод, що володіють агресивністю по відношенню до залізобетону, потрібна перевірка ширини розкриття тріщин, значення якої не повинне перевищувати 0,1 мм.

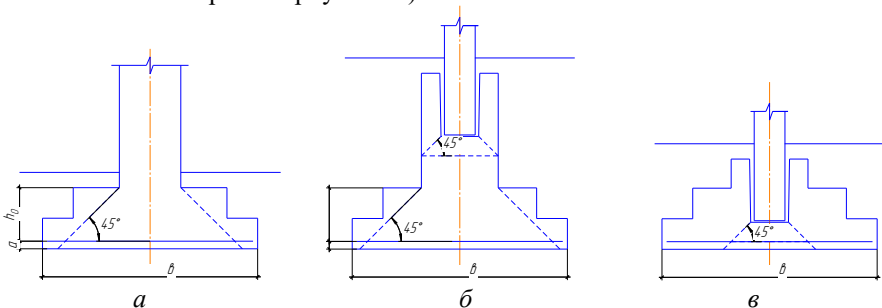
Висоту залізобетонного фундаменту і висоти його ступенів можна визначити по формулі:

$$H_0 = h_0 + a, \quad (5.18)$$

де  $h_0$  - корисна висота перетину;

$a$  - відстань від центру арматури до підшви фундаменту (товщина захисного шару бетону).

При призначенні висоти фундаменту під колони слід враховувати, що при фундаментах під збірні колони верх фундаменту приймають на відмітці - 0,15 м і - 0,05 м при фундаментах під монолітні колони (за наявності фундаментних балок - в рівні верху балки).



- а) монолітні спряження плитної частини з колоною;
- б) монолітні спряження плитної частини з високим підколонником;
- в) монолітні спряження плитної частини з низьким підколонником.

Рисунок 5.4 – Схема утворення піраміди продавливання.

Товщина захисного шару бетону приймається для монолітних фундаментів не менше 35 мм за наявності бетонної підготовки і 70 мм за відсутності такої. В збірних фундаментах товщина захисного шару призначається не менше 30 мм.

Мінімальна висота корисного перетину фундаменту  $h_0$  з квадратною підшвою знаходиться з умови міцності його бетону на продавливання ко-

лоною в припущенні, що продавлювання відбувається по поверхні піраміди (рис.5.5), бічна сторона якої починається біля колони і нахилена під кутом 45°:

$$F_1 \leq \alpha R_{et} h_0 U_m, \quad (5.19)$$

де  $F_1$  - розрахункове значення продавлюючої сили;

$\alpha$  - коефіцієнт, що приймається рівним для бетону:

важкого - 1,0;

дрібнозернистого - 0,85;

легкого - 0,80;

$R_{et}$  - розрахунковий опір бетону розтягуванню для залізобетонних конструкцій, який приймають по ДБН В.2.6-98:2009 «Бетонні та залізобетонні конструкції» залежно від класу бетону. Для монолітних і збірних фундаментів клас бетону по міцності на стискання рекомендується призначати не нижче В 12,5;

$U_m$  - середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди, що утворюється при продавлюванні в межах корисної висоти перетину фундаменту.

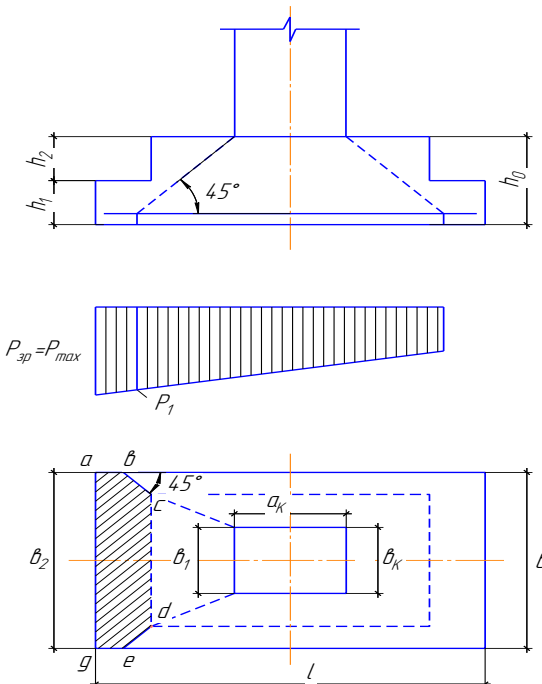


Рисунок 5.5 – Схема для розрахунку фундаменту на продавлювання.

Значення продавлюючої сили  $F_I$ , приймається рівним силі, діючій на піраміду продавлювання, за вирахуванням навантажень, прикладених до більшої основи піраміди продавлювання і, що чинять опір продавлюванню:

$$F_I = N_I - A_p P, \quad (5.20)$$

де  $N_I$  - розрахункова повздовжня сила, діюча в перетині колони біля верху фундаменту. При виконанні курсового проекту можна приймати  $N_I = 1,2N_{II}$ ;

$A_p$  - площа основи піраміди продавлювання;

$$A_p = (a_k + 2h_0)(e_k + 2h_0) \quad (5.21)$$

$P$  - середній тиск на ґрунт без урахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах:

$$P = \frac{N_I}{A}, \quad (5.22)$$

де  $A$  - площа підшви фундаменту ( $A = l \cdot e$ ).

По формулі (5.19), як правило, виконується перевірка висоти фундаменту, прийнятої по конструктивних міркуваннях. Визначити  $h_0$  по цій формулі не можна. Для цього користуються наближеною формулою:

$$h_0 = -\frac{a_k + e_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_I}{\alpha R_{et} + P}}. \quad (5.23)$$

Розрахунок на продавлювання центрально-навантажених прямокутних, а також позакентровано-навантажених фундаментів, також проводиться по формулі (5.19), але при цьому значення  $F_I$  і  $U_m$  визначаються по формулам:

$$F_I = A_1 P_1; \quad (5.24)$$

$$U_m = \frac{e_1 + e_2}{2}, \quad (5.25)$$

де  $A_1$ , - площа багатокутника  $abcd$  (рис.5.5);

$e_1$  і  $e_2$  – відповідно верхня і нижня сторони однієї грані піраміди продавлювання ( $e_1 = e_k$ ,  $e_2 = e_k + 2h_0$ );

$P_1$  - найбільший тиск на ґрунт від розрахункового навантаження без врахування ваги фундаменту і ґрунту на його уступах ( $P_1 \leq P_{max}$ ).

По цим формулам можна також визначити висоти ступенів фундаменту з умови розрахунку на продавлювання по їх контуру.

Остаточні розміри фундаменту по висоті (у тому числі і висота ступенів) приймаються кратними 50 мм.

Площа перетину робочої арматури  $A_s$  в обох напрямках визначається з розрахунку на вигин консольного виступу плитної частини фундаменту в

перетинах на грані колони (підколонника) і по гранях ступенів від дії тиску ґрунту.

Площа перетину арматури на всю ширину (довжину) фундаменту

$$A_s = \frac{\mu_i}{0,9h_iR_s}, \quad (5.26)$$

де  $\mu_i$  – згинаючий момент в даному перетині консольного виступу;

$h_i$  - робоча висота даного перетину від верху ступені до центру арматури;

$R_s$  - розрахунковий опір арматури.

Для визначення згинаючих моментів у фундаментах колон (рис.5.6) використовують формули:

в напрямку  $l$  (більшого розміру підшови)

$$\mu_{li} = \frac{C_i^2 b}{6} (2P_{\max} + P_i); \quad (5.27)$$

в напрямку  $b$  (меншого розміру підшови)

$$\mu_{bi} = \frac{C_i^2 l}{6} (2P_{\max} + P_i), \quad (5.28)$$

де  $C_i$  - довжина консолі від краю фундаменту до даного перетину;

$P_{\max}$  - максимальний крайовий тиск на ґрунт

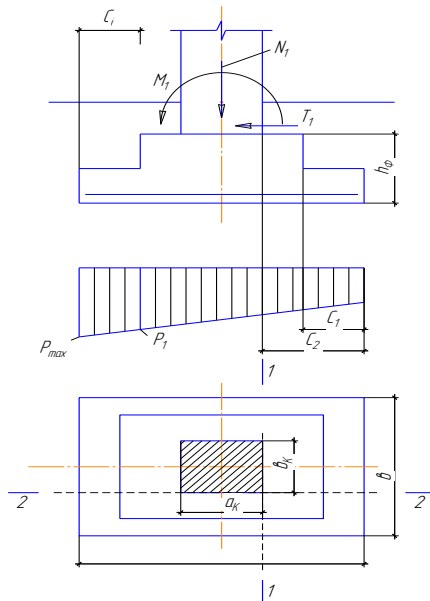


Рисунок 5.6 – Схема для розрахунку фундаменту на згинання.

$$P_{\max} = \frac{N_I}{bl} + \frac{M_{II} + Q_{II}h_{\phi}}{\frac{6l^2}{6}}, \quad (5.29)$$

де  $P_i$  - тиск на ґрунт в розрахунковому перетині:

$$P_i = \frac{N_I}{bl} + \frac{M_{II} + Q_{II}h_{\phi}}{\frac{6l^2}{6}} K_i', \quad (5.30)$$

$$K_i' = 1 - 2c_i l. \quad (5.31)$$

При декількох ступенях розрахунок виконують для всіх перетинів, а площа перетину арматури приймається по більшому значенню  $A_s$ .

Для армування фундаментів використовують окремі стержні діаметром більше 10 мм з гарячекатаної сталі періодичного профілю класу АІІ з  $R_s = 280$  МПа. Стержні вкладаються на відстані 10...20 см.

В курсовому проєкті розрахунок підколонника не виконують, а його конструкцію і армування приймають як для типових рішень.

При викреслюванні ескізів слід враховувати, що рекомендується під монолітними фундаментами влаштовувати бетонну підготовку товщиною 100 мм з бетону.

При проєктуванні збірних фундаментів обмежуються лише вибором необхідного типу фундаменту по каталогу. Якщо в каталозі фундамент необхідних розмірів відсутній, його необхідно розрахувати і конструювати монолітним. Бетонна підготовка під збірними фундаментами не влаштовується. У разі потреби вона виконується з піску середньої крупності шаром 100 мм.

### ***Особливості проєктування збірних стрічкових фундаментів.***

Збірні фундаменти можуть зводитися на всіх ґрунтах, де можливе влаштування звичайних фундаментів. Застосування збірних фундаментів забезпечує значне скорочення термінів будівництва, об'ємів робіт, а у багатьох випадках і зниження вартості.

Великі переваги збірні фундаменти мають в порівнянні з монолітними при будівництві в північних районах країни, оскільки дозволяють вести роботи в зимовий час без влаштування тепляків.

Особливо ефективні збірні фундаменти при будівництві на водонасичених і слабких ґрунтах, коли тривале стояння відкритих траншей і котлованів може привести до обповзання, випучування і пошкодження основи.

Найбільш часто застосовуються збірні стрічкові фундаменти в житловому, цивільному і сільському будівництві, коли навантаження на фундамент передається безпосередньо стінами. Під колонами будівель і споруд збірні фундаменти застосовуються значно рідше, ніж монолітні, при порівняно невеликих навантаженнях у вигляді одноблочних фундаментів, коли площа підшови не перевищує 4 м<sup>2</sup>, а маса - 5 т.

В стрічкових фундаментах зазвичай застосовують залізобетонні плити по ДСТУ, ГОСТ. Марки плит позначаються літерою  $\Phi$  і числом, що характеризує ширину плити в дециметрах.

Проект фундаменту із збірних блоків повинен передбачати їх перев'язку не менше ніж на 30 см, а також перев'язку в кутках і в місцях перетину і спряження стінок.

За наявності уступів по довжині підосви збірного фундаменту необхідно передбачати заходи проти видавлювання ґрунту з-під вище розташованих «башмаків». Це досягається влаштуванням підбетонки або вкладанням стінових блоків в поперечному напрямку (рис. 5.7).

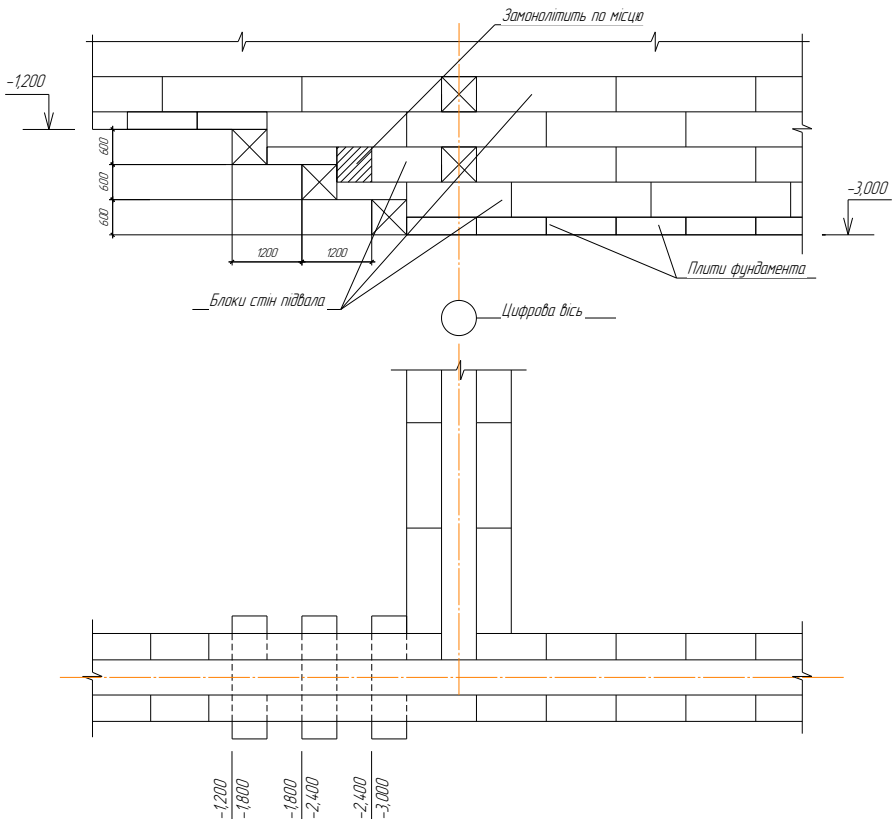


Рисунок 5.7 – Конструювання уступів.

Рекомендується застосовувати полегшені конструкції збірних фундаментів, наприклад ґратчасті «башмаки», порожністі блоки стін підвалів і ін. Застосування таких тонкостінних конструкцій забезпечує значне зниження

вартості фундаментів.

Гратчасті «башмаки» збірного фундаментукладаються на підготовку з бетону завтовшки 150 мм або з крупного піску шаром 200 мм. При піщаних ґрунтах гратчасті «башмаки» можуть застосовуватися без підготовки.

При основі з пластичного глинистого ґрунту під збірними фундаментами передбачається влаштування ущільненої піщаної подушки завтовшки 100 мм.

Розміри підшови збірних фундаментів визначаються так, як і монолітних. Отримані по розрахунку розміри підшови округляються до розміру ширини найближчої типової плити фундаменту. Можливе при цьому перенапруження на підшві фундаменту не повинне перевищувати 5% в порівнянні з розрахунковим тиском на основу.

Зводиться фундаменти повинні починаючи із знижених ділянок.

При влаштуванні збірних фундаментів на сильно стискуваних і слабких основах (при модулі деформації  $E < 10$  МПа в проєкті необхідно передбачити армований шов поверх «блоків-башмаків» і армований пояс над останнім рядом фундаментних стінових блоків по всьому периметру.

Для зовнішніх і внутрішніх стін передбачається на одному рівні армований шов завтовшки 3...5 см з цементного розчину марки М50 і 4...5 повздовжніх стержнів діаметром не менше 10 мм з монтажною арматурою через 30...40 см або з бетону класу не нижче В 12,5.

При неможливості влаштування поясів на одному рівні вони повинні перекривати один одного на різних відмітках на довжину не менше подвійної різниці відміток.

У випадку влаштування збірних фундаментів на лесових просадкових ґрунтах армовані пояси заввишки 15 см з подвійним армуванням влаштовуються над «башмаками» і поверх фундаменту (під цоколем).

При сильно стискуваних і лесових просадкових ґрунтах для підвищення просторової жорсткості збірного фундаменту в кутах і перетинах стін, окрім перев'язки блоків, передбачаються також додаткові зв'язки з металевих сіток, з арматури  $\varnothing 8...10$  мм, що закладаються в шви між блоками фундаменту. Сітки закладаються на подвійну товщину стінок підвалу (фундаменту).

Застосування переривчастих збірних стрічкових фундаментів дозволяє економічно проєктувати стрічкові фундаменти за рахунок підвищення  $R$  на 10...30%. Переривчасті фундаменти не рекомендується застосовувати при глинистих ґрунтах з  $I_f > 0,5$  і при просадочних лесових ґрунтах другого типу по просадковості, а також в сейсмічних районах.

При конструюванні переривчастих стрічкових фундаментів блок-подушки розташовуються на деякій відстані одна від одної (ця відстань визначається розрахунком), а фундаментна стіна виконується аналогічно звичайним стрічковим фундаментам.

## Практична робота №6

**Тема:** Проектування пальових фундаментів.

**Мета:** Отримати практичні навички щодо проектування пальового фундаменту.

**Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №3, №4, а також дані з додатків А і Б;
3. Залежно від варіанту, виконати проектування пальового фундаменту з розтвірком у вигляді стрічки під несучу стіну, або пальового фундаменту під колону каркасної одноповерхової промислової будівлі для одного з типових перерізів (1-1) або (2-2). Прийняти стандартні залізобетонні вирази та розробити специфікацію;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

### Короткі теоретичні відомості.

При проектуванні пальових фундаментів використовують норми ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Пальові фундаменти [5, 6].

Область застосування пальових фундаментів.

Пальові фундаменти застосовують:

- при неможливості або економічній недоцільності влаштування неглибоких фундаментів у відкритих котлованах через слабку несучу здатність ґрунту і можливих великих осіданнях;
- при можливості пошкодження верхніх шарів ґрунту унаслідок розмиву водою, струсів і інших причин;
- для забезпечення стійкості споруд (наприклад, підпірних стін) при дії горизонтальних зусиль;
- для підвищення стійкості ґрунтового масиву на глибинний зсув;
- з метою скорочення об'єму земляних робіт і підвищення показника індустріалізації робіт по зведенню фундаментів;
- при необхідності підняти низ фундаменту над поверхнею землі.

Застосування пальових фундаментів також залежить від їх виду:

а) забивні залізобетонні, дерев'яні і сталеві, занурювані в ґрунт без його виїмки за допомогою молотів, віброзанурювачів, вібротискуючих і тискуючих пристроїв, а також залізобетонні палі-оболонки, занурювані віброзанурювачами без виїмки або з частковою виїмкою ґрунту і не заповнювані бетономною сумішшю;

б) палі-оболонки залізобетонні, що заглиблюються віброзанурювачами з

виймоку грунту і заповнювані частково або повністю бетонною сумішшю;

в) набивні бетонні і залізобетонні, що влаштовуються в ґрунті шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені в результаті примусового віджимання (витіснення) ґрунту;

г) бурові залізобетонні, що влаштовуються в ґрунті шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю або встановлення в них залізобетонних елементів;

д) гвинтові.

Так, забивні залізобетонні палі і палі-оболонки застосовуються в будь-яких ґрунтах, що дозволяють проводити їх занурення. Забивні дерев'яні палі для постійних споруд допускається застосовувати за умови закладання голів палі на 0,5 м нижче за найнижчий рівень ґрунтових вод в період будівництва і експлуатації.

Бурунабивні палі можна застосовувати в будь-яких ґрунтах, за винятком глинистих текучої консистенції, торфів і мулів (в таких ґрунтах бурунабивні палі можуть застосовуватися тільки із застосуванням обсадних труб). Бурові палі рекомендується застосовувати за наявності поблизу споруджуваних об'єктів будівель і споруд, для яких небезпечні динамічні навантаження, що виникають при забиванні палі.

Якщо основою служить скеля, а вище залягає глинистий ґрунт, застосування бурових бетонних паль-стійок [8, 9, 10, 12] може виявитися більш доцільним, оскільки при забивних палях цей ґрунт не ущільнюється, а витісняються в сторони і вгору і може захопити за собою раніше забиті палі, відірвавши їх від скелі. У такому разі при подальшому їх навантаженні відбудуться значні нерівномірні осідання, небезпечні для будівлі або споруди.

Бурунабивні палі застосовують також при трудношах, пов'язаних із забиванням палі на велику глибину (до 20 м і більше), наприклад для прорізання товщі просадочного ґрунту. Бурунабивні палі (без обсадних труб) влаштовують в стійких маловологих ґрунтах. В нестійких ґрунтах, коли стінки пробуреної порожнини обпливають, для влаштування бурунабивних палі застосовують глинистий розчин. З метою підвищення несучої здатності бурунабивних палі їх можна влаштовувати з уширеною п'ятою.

Гвинтові палі застосовуються переважно при роботі на висмикуючі зусилля в будь-яких ґрунтах, що дозволяють їх загвинчування, за винятком торфів, мулів і глинистих ґрунтів текучої консистенції.

Вид пального фундаменту повинен вибиратися за даними техніко-економічного порівняння різних варіантів фундаментів.

### **Порядок проектування пального фундаменту**

Зазвичай дотримуються такої послідовності проектування палових фундаментів:

1. За даними геологічного розрізу і характеристик ґрунтів встановлюють тип пального фундаменту (з висячих палі або з паль-стояків).

2. Вибирають матеріал і спосіб влаштування паль і призначають їх основні розміри з врахуванням геологічних даних і наявності будівельного обладнання, значення і характеру навантаження.

3. Визначають несучу здатність одиночної палі, а також кількість паль у фундаменті.

4. Складають креслення пальового фундаменту з вказуванням кількості паль і їх розташування (розміри розтвірка повинні бути мінімальними і відповідати необхідній кількості паль).

5. Призначають розміри розтвірка по висоті і виконують необхідні для цього розрахунки.

6. Розраховують пальовий фундамент по деформаціям.

### Конструкції пальових фундаментів

Поперечний перетин паль приймається залежно від характеру їх роботи, значення розрахункових навантажень і необхідності якнайкращого використання матеріалу паль.

Поперечний перетин залізобетонних паль призначається відповідно до діючого ДСТУ, а дерев'яних - відповідно до сортаменту лісу.

Максимальна довжина залізобетонних паль залежно від їх поперечного перетину і способу армування приведена в табл.6.1, 6.2.

Таблиця 6.1 – Типові конструкції паль.

Тип палі	Ширина грані або діаметр палі, см	Довжина палі, м	Вихідна робоча документація
1	2	3	4
Цільні суцільного квадратного перетину з ненапруженою арматурою	20	3 - 6	ГОСТ 19804.1-79
	25	4,5 – 6	
	30	3 - 12	
	35	8 - 16	
	40	13 - 16	
Те ж, з поперечним армуванням стовбура з напруженою арматурою	20	3 - 6	ГОСТ 19904.2-79
	25	4,5 – 6	
	30	3 - 15	
	35	8- 20	
	40	13 - 20	
Те ж, без поперечного армування стовбура	25	5 – 6	ГОСТ 19804.4-78
	30	3 - 12	
Збірні квадратного суцільного перетину з поперечним армуванням	30	14 – 20	Серія 1.011.1-7
	35	14 – 24	
	40	14 - 28	

Продовження таблиці 6.1.

1	2	3	4
Цільні квадратного перетину з круглою площиною	25, 30, 40	3 - 8	ГОСТ 19804.3-80
Цільні порожнисті круглі палі і палі оболонки	40, 50, 60 80, 100, 120, 160	4 - 18 6 - 12	ГОСТ 19804.5-83
Збірні порожнисті круглі палі і палі-оболонки	40 50 60 80, 100, 120, 160	14 - 26 14 - 30 14 - 40 14 - 48	ГОСТ 19804.6-83
Палі-колони: квадратного перетину	20 30 35 40	5 - 8 5 - 12 5 - 16 8 - 16	Інв.№112857 інституту Фундамент-проект, серія 3.015-6
Двохконсольні	20 30	5 - 6,5 5 - 7,5	Серія 1.821-1-2
Порожнисті круглі	40, 50 60, 80	5 - 18	Інв.№13185 ін-ту Фундамент-проект, серія 3.015-5

Дерев'яні палі застосовуються Ø 18...32 см, довжиною до 9 м. При більшій довжині застосовуються зрошені або пакетні дерев'яні палі з дотриманням вимог норм [6].

Клас бетону для виготовлення залізобетонних паль повинен бути не нижчим В15 і призначається відповідно до типових креслень залізобетонних паль. Для заздалегідь напружених паль і паль-оболонок клас бетону приймається не нижче 22,5. Клас бетону встановлюється залежно від довжини паль.

Таблиця 6.2 – Номенклатура і типорозміри буронабивних паль.

Тип палі	Спосіб виготовлення	Діаметр палі (уширення), мм	Клас бетону	Довжина палі, м	Обладнання
1	2	3	4	5	6
БСС	Обертвим бурінням в стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловин	500 (1200)	В15	10-30	Верстати СО-2
		500 (1400)			
		500 (1600)	В20		
		600 (1600)			
		800 (1800)	В15-В20		Верстати СО-1200
1000	В15				
1200	В15				

Продовження таблиці 6.2.

1	2	3	4	5	6
БСВ <sub>Г</sub>	Обертним бурінням в нестійких ґрунтах з закріпленням стінок свердловин глинистим розчином	600 (1600)	B15-B20	10-20	Верстати УРБ-ЗАМ
БСВ <sub>О</sub>	Обертальним і ударно-канатним бурінням в нестійких ґрунтах з закріпленням стінок свердловин трубами, залишеними в ґрунті	600 (1600) 800 (1800)	B15-B20	10-30	Верстати УРБ-ЗАМ, УКС
БСИ	Те ж, з видаленням інвентарних обсадних труб	880 980 1080 1180	B15	10-50	Установка СП-45 і верстати закордонних фірм
БСС <sub>М</sub>	Обертальним бурінням в сухих стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини	400 500	B15	2-4	Ямобури

За наявності агресивних ґрунтових вод в проекті повинні передбачатися відповідні заходи.

Похилі пальі застосовуються при значних горизонтальних навантаженнях, при яких згинаючі зусилля, що виникають в палях, перевищують їх розрахунковий опір на вигин, обчислених з урахуванням дії вертикальних навантажень. Нахил паль не повинен бути більше ніж 1:3.

Для паль-стійок, що прорізають слабкі ґрунти і за відсутності защемлення їх в міцному ґрунті рекомендується частину паль забивати з нахилом, оскільки завжди можливі горизонтальні зусилля, яким слабкі ґрунти зазвичай створюють низький опір.

При обпиранні паль-стійок на скелю кінці залізобетонних паль для уникнення пошкоджень слід підсилювати, а дерев'яні тільки злегка затесувати або зовсім не затесувати.

Мінімальна відстань між осями забивних висячих паль повинна складати  $3d$  ( $d$  - діаметр або сторона перетину паль), а паль-стійок  $1,5d$ .

Відстань в світлі між стовбурами буронабивних паль без розширень і паль-оболонок, приймається не менше 1 м, а для паль з розширеннями відстань між останніми в світлі повинна бути в глинистих ґрунтах з

$I_L \leq 0,25 - 0,5$  м, в інших деяких ґрунтах - 1 м.

Довжина паль визначається по глибині забивання їх в ґрунт з урахуванням закладання верхньої частини в розтвірок. Довжина дерев'яних паль збільшується на 20 см (запас на розмочування голови паль при забиванні).

Спряження залізобетонних паль з розтвірком допускається приймати як шарнірним (вільне обпирання розтвірка на палі), так і жорстким. Вільне обпирання повинно виконуватися шляхом закладання голови палі в розтвірок на глибину 5-10 см. Закладання випусків арматури в розтвірок при цьому необов'язкове.

Жорстке спряження пального розтвірка з палями слід передбачити у випадку, коли:

а) стовбури паль розташовуються в слабких ґрунтах (рихлих пісках, глинистих ґрунтах з  $I_L > 1$  (мулах, торфах і ін.);

б) в місці спряження навантаження, передаване на палю, прикладене з ексцентриситетом, що виходить за межі її ядра перетину (фундамент сприймає великі моментні навантаження);

в) на палю діють горизонтальні навантаження, значення переміщень від яких при вільному обпиранні виявляється більш граничним для проєктованої будівлі;

г) у фундаменті є похилі або збірні вертикальні палі;

д) палі працюють на висмикуючі навантаження.

Жорстке спряження слід передбачити із закладанням голови палі в розтвірок на глибину, рівну довжині анкеровки арматури, або із закладанням в розтвірок випусків арматури на довжину їх анкеровки відповідно до вимог ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Зміни 1. Зазвичай ця величина приймається рівній 20-25 діаметрам поперечного перетину робочої арматури палі (25...40) см.

Звіс залізобетонного розтвірка (відстань від краю розтвірка до найближчої грані палі) в фундаментах будівель повинна бути не менше 10 см (понад допустимого при забиванні відхилення паль від проєктного положення до  $0,15d$ ). У фундаментах мостових опор відстань від краю плити розтвірка до найближчої грані повинна бути не менше 25 см.

Мінімальна глибина закладання в розтвірку дерев'яних паль 25 см (але не менш  $d$ ).

Висота залізобетонного розтвірка визначається по розрахунку і повинна бути не менше 40 см. Клас бетону на стиснення для збірного розтвірку повинен бути не нижче В15, а для монолітного - не нижче В13,5. Товщина захисного шару бетону для повздовжньої арматури залізобетонних паль і розтвірка - не менше 30 мм.

При будівництві на пучинистих ґрунтах необхідно передбачити заходи, що запобігають або зменшують вплив сил морозного пучення ґрунту на розтвірок. Такими заходами є закладання підшови розтвірка нижче за розрахункової глибини промерзання ґрунту або влаштування зазора не менше 0,2 м,

причому його збереження повинно бути передбачено на весь час експлуатації будівлі.

Під розтвірками слід передбачати влаштування підготовки з бетону ( $\geq 10$  см) або щебеня ( $\geq 20$  см).

### **Розрахунок одиночних паль**

#### ***Палі-Стійки***

Несуча здатність  $F_d$ , (кН) палі-стійки (забивної, палі-оболонки, набивної або бурової, що працює на вертикальне навантаження, визначається виходячи з розрахункового опору матеріалу палі як центрально стисненого елемента (без урахування повздовжнього вигину) по відповідних нормах проектування (залізобетонних або дерев'яних конструкцій), а також виходячи з розрахункового опору ґрунтів основи, приймаючи менше з двох отриманих значень:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (6.1)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається:  $\gamma_c = 1,0$ ;

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі або площа поперечного перетину нижнього кінця палі, м<sup>2</sup>;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стійки, кПа;

а) для забивних паль, що спираються нижніми кінцями на скельні і крупнообломочні ґрунти з піщаним заповненням, а також на глинисті ґрунти твердої консистенції,  $R = 20\,000$  кПа;

б) для набивних, бурових паль і палі-оболонки (заповнених бетоном), закладених в скельний ґрунт не менше ніж на 0,5 м:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left( \frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (6.2)$$

де:  $R_{c,n}$  - нормативне (середнє арифметичне) значення межі міцності на

одноосне стискання скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;

$l_d$  - розрахункова глибина закладання палі-оболонки і набивної або бурової палі, м;

$d_f$  - зовнішній діаметр закладеної в скельний ґрунт частини палі-оболонки або набивної палі, м;

$\gamma_g$  - коефіцієнт надійності по ґрунту, приймається 1,4;

в) для палі-оболонки, що рівномірно спираються на поверхню незруйнованого вивітрюванням скельного ґрунту, прикритого шаром нескільких ґрунтів, що не розмиваються, товщиною не менше трьох діаметрів оболонки, по формулі:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \quad (6.3)$$

Перетин залізобетонної палі повинен також задовольняти по міцності і тріщиностійкості, розрахованої як такої, що згинається на зусилля, що виникають при підйомі її на копер і при транспортуванні:

а) при підйомі палі на копер - за одну точку, віддалену від голови палі на  $0,294 l$ ;

б) при транспортуванні палі краном з допомогою траверси - за дві точки, віддалені від кінців на  $0,207l$  ( $l$  – довжина палі).

При цьому навантаження визначається в залежності від власної маси палі з коефіцієнтом динамічності  $\gamma = 1,25$  (коефіцієнт перевантаження до власної ваги не враховується).

В пальових фундаментах з високим розтвірком розрахунковий опір палі як центрально-стисненого елемента визначається з врахуванням повздовжнього вигину в межах вільної довжини палі.

### ***Висячі забивні палі всіх видів і палі-оболонки, занурювані без виїмки ґрунту***

Несуча здатність  $F_d$  (кН) забивної висячої палі (квадратної, прямокутної і порожнистої круглої діаметром до 0,8 м) і палі-оболонки, занурюваної без виїмки ґрунту, працюючих на стискуване навантаження, визначається як сума розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і на її бічній поверхні:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (6.4)$$

де  $\gamma_{cr}, \gamma_{cf}$  - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і

на бічній поверхні палі, що враховують спосіб занурення (табл.6.5);

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; для звичайних забивних палі значення приймається по табл.6.3, кПа;

$A$  - площа обпирання на ґрунт палі,  $m^2$ , що приймається за площею поперечного перетину палі брутто або за площею поперечного перетину або за площею палі-оболонки нетто;

$u$  - зовнішній периметр поперечного перетину палі, м;

$f_i$  - розрахунковий опір  $i$ -го шару ґрунту основи на боковій поверхні палі; приймається для звичайних забивних палі по табл.6.4, кПа;

$h_i$  - товщина  $i$ -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м.

Несуча здатність висячої палі, що працює на стискання, для розробки робочих креслень уточнюється по результатам випробувань палі.

Таблиця 6.3 (Н.2.1\*) – Значення розрахункових опорів під нижнім кінцем забивних паль і паль –оболонок, що занурюють без виймання ґрунту.

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахунок опору $R$ під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, занурюваних без виїмки ґрунту, кПа						
	Піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	-	середньої крупності	дрібних	пилуватих	
	Пилувато-глинистих ґрунтів при показнику плинності $I_L$ рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	$\frac{4800}{4500}$	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

\* Тут і далі біля номера таблиці в дужках вказаний відповідний номер таблиці по ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд Зміна №1.

Примітка. В чисельнику - значення для піщаних ґрунтів, в знаменнику – для пилувато-глинистих.

При користуванні табл.6.8 і 6.5 треба враховувати наступне:

1. Глибину розташування вістря палі і середню глибину розташування шару ґрунту при плануванні території зрізанням, підсипанням, намиванням до 3м слід приймати від рівня природного рельєфу, в при зрізанні, підсипанні, намиванні більше 3 м - від умовної відмітки, розташованій на 3 м вище за рівень зрізання або на 3 м вище рівня підсипання або намивання.

Таблиця 6.4 (Н.2.2) – Розрахункові опори ґрунтів на бічній поверхні.

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори $f_i$ на боковій поверхні забивних паль і паль-оболонок, КПа									
	піщаних ґрунтів середньої щільності									
	крупних і середньої крупності	Дрібних	Пилуватих							
				глинистих ґрунтів при $I_L$ рівному						
	0,2	0,3	0,4	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	
6	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	

Таблиця 6.5 (Н.2.3) – Коефіцієнти умов роботи ґрунту, що враховуються незалежно один від одного при розрахунку несучої здатності забивних висячих паль.

Способи занурення забивних паль і паль-оболонок, занурених без виїмки і види ґрунтів	під нижнім кінцем $\gamma_{CR}$	на боковій поверхні $\gamma_{CF}$
1	2	3
1. Занурення суцільних і порожніх з закритим нижнім кінцем паль механічними (підвісними), пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавлуванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче забою свердловини при її діаметрі:		
а) повному стороні квадратної палі	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6

Продовження таблиці 6.5. (Н.2.3)

1	2	3
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 при умові дозавивання паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброванурення паль-оболонок віброзанурення і вібровдавлювання 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 плинності $I_L = 0,5$ :		
супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
в) пилувато-глинисті з показником плинності $I_L \leq 0$	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, від 0,4 до 0,8 м.	0,7	1,0
6. Занурення любым способом порожнистих паль круглого перерізу з закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням в нижньому кінці палі камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пилувато-глинистих ґрунтах з показником плинності $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, рівному:		
а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунтів	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках і супісках	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Занурення втисненням паль:		
а) в піски пилуваті	1,1	0,8
б) в піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0

Продовження таблиці 6.5. (Н.2.3)

1	2	3
в) в пілувато-глинисті ґрунти з показником плинності $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) те ж, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Примітка. Коефіцієнти  $\gamma_{cr}$  і  $\gamma_{cf}$  по поз.4 табл.6.5 для пілувато-глинистих ґрунтів з показником плинності  $0,5 < I_L < 0$  визначаються інтерполяцією.

2. Для проміжних глибин забивання паль - проміжних значень показники плинності  $I_L$  глинистих ґрунтів значення  $R$  і  $f_i$  визначають інтерполяцією.

3. Табличними значеннями розрахункових опорів  $R$  можна користуватися при умові, якщо заглиблення палі в ґрунт, що не розмивається і не зрізається, для мостів і гідротехнічних споруд - не менше 4 м, для будівель і інших споруд - не менше 3 м.

4. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності для яких визначений за даними статичного зондування, значення  $R$  збільшують на 100%, а  $f_i$  - на 30%.

При визначенні ступеня щільності ґрунту іншими методами  $R$  збільшують на 60%, але не більше ніж до 20 000 кПа, а  $f_i$  на 30%.

5. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль шари ґрунтів розчленовують на однорідні розрахункові шари товщиною не більше 2 м.

6. Для супісків при числі пластичності  $I_L \leq 0,04$  і  $e < 0,8$   $R$  і  $f_i$  слід визначати як для пілуватих пісків середньої щільності.

7. Розрахункові опори  $f_i$  (табл.6.4) супісків і суглинків з  $e < 0,5$  і глин з  $e < 0,6$  слід збільшувати на 15% при будь-яких значеннях  $J_L$ .

**Пірамідальні, трапецієвидні і ромбоподібні палі**

Несуча здатність пірамідальної, трапецієвидної і ромбоподібної паль, що прорізають піщані і пілувато-глинисті ґрунти  $F_d$  (кН), з нахилом бічних граней  $i_p < 0,025$  визначається по формулі:

$$F_d = \gamma_c \left[ R \cdot A + \sum h_i \cdot (u_i \cdot f_i + u_{0,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot K_L \cdot \xi_r) \right], \quad (6.5)$$

де  $\gamma_c$ ,  $R$ ,  $A$ ,  $h_i$ ,  $f_i$  - те ж, що і у формулі (6.4);

$u_{0,i}$  - сума розмірів сторін в середині  $i$ -го шару, м, які мають нахил до вертикальної осі палі;

$i_p$  - нахил бічних граней в долях одиниці;

$E_i$  - модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту, кПа;

$K_L$  - коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту і, що приймається по табл. 6.6 (Н.2.4);

$\xi_r$  - реологічний коефіцієнт, що приймається  $\xi_r = 0,8$ .

Якщо палі ромбоподібні підсумовування опорів ґрунту на бічній поверхні ділянок із зворотним нахилом не проводиться.

Розрахунок пірамідальних паль з нахилом бічних граней  $i_p > 0,025$  допускається проводити по формулі (6.5), приймаючи значення  $i_p = 0,025$ .

Таблиця 6.6 (Н.2.4) – Значення коефіцієнтів  $K_L$  для розрахунку пірамідальних паль

Грунти	Значення коефіцієнта $K_L$
Піски і супіски	0,5
Суглинки	0,6
Глини при $I_p = 0,18$	0,7
Глини при $I_p = 0,25$	0,9

Примітка. Якщо  $0,18 < I_p < 0,25$  визначається інтерполяцією.

#### **Висячі набивні і бурові палі і палі-оболонки, заповнювані бетоном**

Несуча здатність по ґрунту основи  $F_g$ , кН набивних і бурових паль (у тому числі і паль з розширеною п'ятою), а також паль-оболонки, занурюваних з виїмкою ґрунту і заповнюваних бетоном, що працюють на вертикальне стискаюче навантаження, визначається по формулі:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{c,R} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum h_i \cdot f_i \cdot \gamma_{cf}), \quad (6.6)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи палі; приймається у всіх випадках  $\gamma_c = 1$ , за виключенням, обпирання палі на покривні глинисті ґрунти зі ступенем вологості  $S_r < 0,9$  і лесових ґрунтів, для яких  $\gamma_c = 0,8$ ;

$A$  - площа перетину палі, приймається рівній площі поперечного перетину палі, палі-оболонки або розширення (для паль з розширеною п'ятою в місці найбільшого його діаметра),  $m^2$ ;

$\gamma_{cf}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що залежить від способу утворення свердловини і умов бетонування, що приймається по табл.6.7;

$\gamma_{cR}$  - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; приймається у всіх випадках  $\gamma_{cR} = 1$ , за винятком паль з камуфлетними уширеннями, для яких  $\gamma_{cR} = 1,3$ , і палі з розширеннями, що бетонуються підводним способом, для яких  $\gamma_{cR} = 0,9$ ;

$R$  - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі.

Для паль, влаштовуваних шляхом занурення інвентарних труб з закритим нижнім кінцем, віброштампованих, одержуваних в пробитих свердловинах і набивних, методом виштамповування в ґрунті свердловин з подальшим заповненням їх бетоном, приймається по табл. 6.3 (Н.2.1) [6] для паль, влаш-

товуваних в пілувато-глинистих ґрунтах - по табл. 6.8 (Н.3.3) [6];

для крупнообломочних ґрунтів з піщаним заповнювачем піщаних ґрунтів в основі паль, влаштовуваних з повним видаленням ґрунтового ядра – по формулі (6.7); а палі-оболонки, занурювані зі збереженням ґрунтового ядра з вказаних ґрунтів на висоту 0,5 м і більше - по формулі (6.8):

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h); \quad (6.7)$$

$$R = \alpha_4(\alpha_1\gamma_1'd + \alpha_2\alpha_3\gamma_1h), \quad (6.8)$$

де  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$  - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються по табл. 6.9

залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя  $\varphi_I$  ґрунту основи;

$\gamma_1'$  - питома вага ґрунту в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води),  $\text{кН/м}^3$ ;

$\gamma_I$  - усереднена питома вага ґрунтів, розташованих вище за нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води),  $\text{кН/м}^3$ ;

$d$  - діаметр набивної і бурової паль, палі-оболонки або розширення (для паль з розширеною п'ятою), м;

$h$  - глибина закладання нижнього кінця палі або її розширення, рахуючи від природного рельєфу або планувальної відмітки при зрізі, а для опор мостів - від дна водоймища з урахуванням розмиву.

#### ***Висячі палі, що працюють на витягувальне навантаження***

Несуча здатність висячої набивної, набивної палі і палі-оболонки, що працює на витягування, визначається для попередніх розрахунків фундаментів по формулі:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (6.9)$$

де  $\gamma_c$  - коефіцієнт умов роботи; для паль, довжиною до 4 м,  $\gamma_c = 0,6$  і для паль завдовжки більше 4 м,  $\gamma_c = 0,8$ ;

$u, \gamma_{cf}, f_i, h_i$  - те ж, що у і формулах 6.4 і 6.6.



Продовження таблиці 6.9.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0,8 і менше	0,84	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примітка. Для проміжних значень  $\varphi_1$ ,  $h/d$  і  $d$  значення коефіцієнтів  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  і  $\alpha_4$  визначається інтерполяцією.

### Визначення розрахункового навантаження на палі

Одиночну палю у складі фундаменту і зовні нього по несучій здатності ґрунтів основи розраховують, виходячи з умови:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_K} = P, \quad (6.10)$$

де  $F_d$  - розрахункова несуча здатність основи одиночної палі, обчислювана по формулам (6.1), (6.4), (6.5.), (6.6), звана несучою здатністю палі;

$\gamma_K$  - коефіцієнт надійності, приймається  $\gamma_K = 1,4$ , якщо несуча здатність палі визначається розрахунком;

$N_I$  - розрахункове навантаження передаване на палю;

$P$  - допустиме розрахункове навантаження на палю.

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль співпадав з віссю прикладання рівнодіючої навантажень.

Довжина палі призначається в залежності від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, в малостискувані ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари ґрунту. Заглиблення паль в крупнообломочні ґрунти, гравелісти, крупні і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з консистенцією  $I_L \leq 0,1$  повинні складати не менше 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти - не менше 1,0 м.

### Розрахунок пальових фундаментів

Пальові фундаменти і їх основи розраховуються по першому і другому граничних станах.

По першому граничному стану (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку по I-му граничному стану), по міцності, розраховуються всі види паль і розтвірки; по стійкості - основи пальових фундаментів будівель і споруд, що піддаються регулярно діючим горизонтальним навантаженням, а також у разі розташування їх основ на відкосах і основах пальових фундаментів з паль-стійок.

По другому граничному стану (на зусилля від розрахункових навантажень для розрахунку по II-му граничному стану), по деформаціях, розраховуються пальові фундаменти з висячих паль.

При діючому на пальовий фундамент навантаженні розтвіроч розподіляє

його рівномірно між всіма палями.

Кількість паль у фундаменті визначається по формулі:

$$n = \frac{N_l \cdot \gamma_M}{P}, \quad (6.11)$$

де  $\gamma_M$  - коефіцієнт, що враховує дію моменту і горизонтальної сили.

Величина  $n$  округляється у бік збільшення до цілого числа.

Розміщення паль під будівлею або спорудою визначається конфігурацією її в плані і залежить від величини і характеру навантаження, ґрунтових умов і ін.

Розрахункове навантаження  $N$  на палю в пальовому фундаменті, нормальне до площини підшви розтвірку визначається по формулі:

$$N = \frac{N_l}{n} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum x_i^2}, \quad (6.12)$$

де  $N_l$ ,  $M_{lx}$ ,  $M_{ly}$  - відповідно розрахункова стискаюча сила, кН, і розрахункові моменти, кНм, відносно головних осей в площині підшви пальового розтвірку палі;

$n$  - кількість паль в пальовому фундаменті;

$x_i$ ,  $y_i$  - відстані від головних осей пальового фундаменту в плані до осі кожної палі, м;

$x$ ,  $y$  - відстані від головних осей пальового фундаменту в плані до осі палі, для якої обчислюється нормальне навантаження, м.

Для круглих і кільцевих розтвірків з палями, розташованими по концентричних колах, розрахункове навантаження визначається по формулі:

$$N = \frac{N_l}{n} \pm \frac{2 \cdot M_l \cdot r}{\sum r_i^2}, \quad (6.13)$$

де  $r_i$  - відстань від центру споруди (розтвірку) до центру кожної палі;

$r$  - відстань від центру споруди (розтвірку) до центру палі, для якої обчислюється навантаження.

При короткочасно діючих навантаженнях (вітер і т.п.) допускається перевантаження крайніх паль фундаменту в розмірі до 20%. Обов'язкове дотримання наступних вимог:

$$N_{CP} \leq P; \quad (6.14)$$

$$N_{\max} \leq 1,2 P; \quad (6.15)$$

$$N_{\min} \geq 0. \quad (6.16)$$

Якщо  $N_{\min} < 0$ , тобто на палю передається витягаюче навантаження, останнє не повинне перевищувати витягаюче зусилля, що допускається для палі:

$$N_{\min} \leq \frac{F_{du}}{\gamma_K} = P_{du} \cdot \quad (6.17)$$

Палі бажано розмістити в плані так, щоб центр пальового фундаменту на рівні нижніх кінців паль співпадав з віссю прикладання рівнодіючих навантажень.

Якщо різниця зусиль в палях при епюрах із змінним ексцентриситетом не перевищує 40%, можна припустити рівномірний розподіл паль в плані. При значному ексцентриситеті палі розташовують по центрам ваги ділянок трапецієвидної епюри напружень.

Довжина паль призначається залежно від ґрунтових умов будівельного майданчика. Нижні кінці паль заглиблюються, як правило, в малостискувані ґрунти, прорізаючи більш слабкі шари. Заглиблення паль в крупнообломочні ґрунти, гравелісти, крупні і середньої крупності піщані ґрунти, а також глинисті ґрунти з конистенцією  $I_L < 0,1$ , повинні складати не менше 0,5 м, а в інші нескельні ґрунти - не менше 1,0 м.

Розрахунковий опір пальового фундаменту з паль-стійок визначається як сума несучих здатностей всіх паль, що входять фундамент.

Фундамент з паль-стійок і його основа по деформаціях (по осіданнях) не розраховуються.

Розрахунок пальового фундаменту з висячих паль і його основи проводиться:

а) по несучій здатності окремих паль, що створюють фундамент;

б) по деформаціях (по осіданнях) основи всього пальового фундаменту, що розглядається як умовний суцільний масив на натуральній основі, що включає ґрунт і палі. При цьому контури умовного масиву визначаються: зверху - поверхнею планування ґрунту; знизу - горизонтальною площиною в рівні нижніх кінців паль, з боків - вертикальними площинами, що відстають

від зовнішніх граней паль крайніх рядів на відстані  $l \cdot \operatorname{tg} \frac{\varphi_{CPH}}{u}$  (рис. 6.1).

Середньозважене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, визначається по формулі:

$$\varphi_{CPH} = \frac{\varphi_{1H} \cdot l_1 + \varphi_{2H} \cdot l_2 + \dots + \varphi_{nH} \cdot l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n}, \quad (6.18)$$

де  $\varphi_{1H}$ ,  $\varphi_{2H}$ , ...,  $\varphi_{nH}$  - відповідно, кут внутрішнього тертя ґрунтів в межах довжини палі;

$l_1$ ,  $l_2$ , ...,  $l_n$  - відповідно товщина кожного шару уздовж бічної поверхні палі.

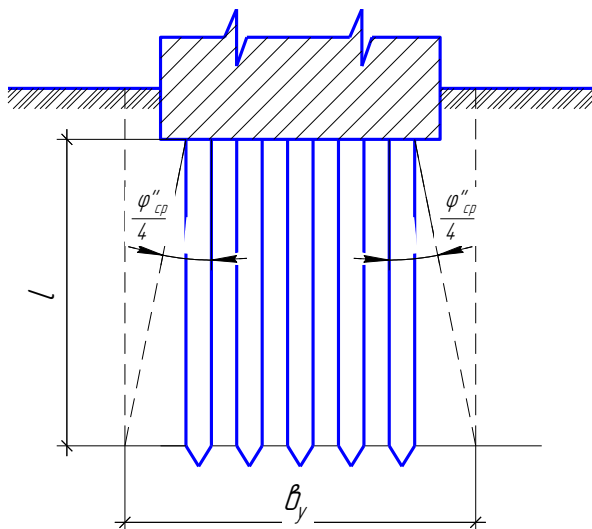


Рисунок 6.1 – Схема для визначення розмірів умовного пальового фундаменту.

### Проектування пальових розтвірків

Глибина закладання підшви пальового розтвірку призначається з урахуванням тих же вимог, які пред'являються до фундаментів будівель і споруд на природній основі.

Залізобетонні розтвірки (балки, плити) розраховуються по діючих нормах проектування залізобетонних конструкцій. При рядовому розташуванні паль під стінами будівель розтвірок розраховується як обв'язувальна балка, що спирається на палі.

Більш докладні дані щодо проектування пальових розтвірків і приклади їх розрахунку містяться в [6, 7, 8, 9, 10, 12].

У ряді випадків розрахунок пальових фундаментів може виконуватися з урахуванням роботи розтвірку.

### Особливості проектування пальових фундаментів за наявності шарів ґрунту, що сильно стискаються

За наявності прошарків або лінз ґрунту, що сильно стискається (наприклад, торфу), щоб уникнути значних і нерівномірних осідань фундаменту необхідно передбачати забивання паль на деяку глибину (не менше 2 м) в підстиляючий більш міцний і однорідний ґрунт. В цьому випадку в розрахунках несуча здатність паль визначається опором основи з ґрунтів, розташованих нижче сильно стиснутих прошарків і лінз із слабого ґрунту.

Якщо висячі палі забиваються так, що проходять свіжий насип, звалище

сміття, що містить органічні речовини, або шари ґрунту, в яких ще не закінчився процес консолідації (наприклад, після привантаження насипом) по бічній поверхні цих паль діятиме негативне тертя, що дає на них додаткове навантаження. Це додаткове навантаження повинне враховуватися при розрахунку паль. Проте воно не може перевищувати стовпа ґрунту, що осідає між палями, або добутку бічної поверхні палі (в межах осідаючого шару) на питому граничну силу тертя цього ґрунту або сміття.

Вказане відноситься також до випадку, коли при зануренні паль відбуватиметься випучування ґрунту через переущільнення глинистого ґрунту при забиванні паль або при зануренні паль з підмивом через заторфований шар ґрунту, коли він під дією напірної води розбухатиме і підніматиме вище розташовані шари.

В подальшому осідаючі шари ґрунту даватимуть додаткове навантаження на палі через прояв негативного тертя на їх бічній поверхні.

## Практична робота №7

**Тема:** Визначення осідань методом пошарового сумування.

**Мета:** Отримати практичні навички щодо обрахунку осідання фундаменту методом пошарового сумування.

**Завдання:**

1. Ознайомитись з короткими теоретичними відомостями;
2. Для виконання практичної роботи у якості вихідних даних слід приймати результати п.р. №5 і №6, а також дані додатків А і Б;
3. Виконати розрахунок величини осідання для одного з типових перетинів (1-1) або (2-2). Побудувати епюру напружень ґрунтової основи, встановити величину стискуваної товщі;
4. Скласти звіт з даної роботи;
5. Висновок.

### Короткі теоретичні відомості.

Метод пошарового підсумовування рекомендується ДБН В.2.1-10-2009 для розрахунку осідань фундаментів шириною менше 10м, а також за відсутності в межах стискуваної товщі ґрунтів з модулем деформації  $E > 100$  МПа.

В цьому методі розрахункова схема основи прийнята у вигляді лінійно-деформованого напівпростору з умовним обмеженням глибини товщі, що стискається. При розрахунку осідання фундаменту методом пошарового підсумовування зроблені наступні допущення:

1. Враховуються тільки осьові максимальні стискуючі напруження, тобто деформації ґрунту визначаються при неможливості його бічного розширення;
2. В кожному горизонтальному перетині (елементарному шарі) вертикальні напруження приймаються розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, рівною середньому значенню додаткового вертикального напруження  $\sigma_{zP,i}$  в межах кожного шару;
3. В межах кожного горизонтального шару по висоті повинна бути однакова стисливість ґрунту, що характеризується модулем деформації ґрунту  $E$ ;
4. Деформації основи враховуються в межах стискуваної товщі, нижньою межею якої служить умова:

$$\sigma_{zP} = 0,2 \cdot \sigma_{zg}, \quad (7.1)$$

де  $\sigma_{zP}$  - додаткове вертикальне напруження на глибині  $Z = H_c$  по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;

$\sigma_{zg}$  - вертикальне напруження від власної ваги ґрунту;

$H_c$  - глибина стискуваної товщі.

Примітка. Якщо встановлена нижня межа стискуваної товщі закінчується-

ся в шарі ґрунту з модулем деформації  $E < 5$  МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче цієї межі, то шар слабого ґрунту включається в стискувану товщу. В цих випадках межа стискуваної товщі знижується і характеризується співвідношенням:

$$\sigma_{ZP} = 0,1 \cdot \sigma_{Zg} . \quad (7.2)$$

5. Осідання основи  $S$  приймається рівним сумі деформацій окремих шарів ґрунту в межах товщі, що стискається:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i ; \quad (7.3)$$

$$S_i = \frac{G_{zp,i} h_i}{E_i} \beta , \quad (7.4)$$

де  $S_i$  – деформації в межах одного горизонтального шару, см;

$\beta = 0,8$  - коефіцієнт, що коректує спрощену схему розрахунку;

$n$  - кількість шарів, на які розбита товща основи, що стискається;

$G_{zp,i}$  - середнє значення додаткового вертикального напруження в  $i$ -му шарі ґрунту, рівне напівсумі вказаних напружень на верхній  $Z_{i-1}$  і нижній  $Z_i$  межах шару по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту:

$$G_{zp,i} = \frac{G_{Z_{i-1}P} + G_{Z_iP}}{2} , \quad (7.5)$$

$h_i, E_i$  – відповідно товщина і модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту.

Розрахунок осідання фундаменту рекомендується вести в такій послідовності:

1. Скласти схематичний ескіз фундаменту з геологічним розрізом (рис.7.1).

2. Зліва від осі фундаменту побудувати епюру напружень від власної ваги ґрунту, причому її побудову слід починати від планувальної відмітки при зрізанні і від природного рельєфу при плануванні підсипанням. Ордината епюри напружень від власної ваги ґрунту  $G_{zg}$  обчислюється в характерних площинах (на нижній межі шарів, під підшовою фундаменту, на рівні ґрунтових вод, в ряді горизонтальних перетинів поблизу нижньої межі стискуваної товщі) по формулі, кПа:

$$G_{zg} = \sum \gamma_i h_i , \quad (7.6)$$

де  $\gamma_i$  – питома вага ґрунту, кН/м<sup>3</sup>;  $h_i$  - товщина шару ґрунту, м.

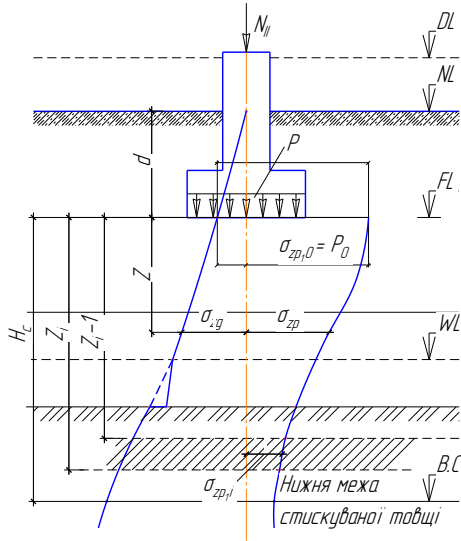


Рисунок 7.1 – Схема до розрахунку осідання методом пошарового підсумовування

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче рівня ґрунтових вод, необхідно визначити питому вагу ґрунту з врахуванням зважуючої дії води  $\gamma_{se}$  по формулі:

$$\gamma_{se} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (7.7)$$

де  $\gamma_s$  - питома вага ґрунту,  $\text{кН/м}^3$ ;  
 $\gamma_w$  - питома вага води  $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ ,  
 $e$  - коефіцієнт пористості ґрунту.

До водотривких ґрунтів можна віднести скельні нетріщинуваті і глинисті ґрунти (суглинки і глини) з консистенцією  $I_L < 0,5$ .

Напруження від власної ваги на покрівлю цих шарів визначається по формулі:

$$G_{zg} = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w h_w, \quad (7.8)$$

де  $h_w$  - висота стовпа води, м.

3. Основа розділяється на окремі горизонтальні шари, товщину яких можна приймати не більше  $0,4\epsilon$  ( $\epsilon$  - ширина фундаменту). Якщо в межах розбитих шарів потрапляють два шари ґрунту, ці ділянки розглядаються окремо (виділяють два розрахункових шари).

4. По осі фундаменту (справа) будують епюру додаткових напружень  $G_{zp}$ . Додатковий тиск нижче підшви фундаменту по глибині:

$$G_{zp} = \alpha P_0 ; \quad (7.9)$$

$$P_o = P - G_{zg,o} , \quad (7.10)$$

де  $\alpha$  - коефіцієнт, що враховує зміну додаткового тиску по глибині;

$P$  - середній тиск під підшвою фундаменту від розрахункових навантажень при розрахунку по II групі граничних станів, кПа;

$G_{zg,o}$  - напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту

від ваги вище розташованих шарів, кПа;

$P_o$  - додатковий тиск на основу, кПа.

Коефіцієнт  $\alpha$  залежить від форми фундаменту, що враховується параметром  $\eta$ , і відносного заглиблення даного горизонтального перетину  $\xi$ . Значення  $\eta$  і  $\xi$  визначаються наступним чином:

для прямокутних фундаментів  $\eta = \frac{l}{b}$  ( $l$  - довжина,  $b$  - ширина фунда-

менту);  $\xi = \frac{2Z}{b}$  ( $b$  - ширина,  $Z$  - глибина даного перетину від підшви фунда-

менту); для круглих фундаментів значення  $\alpha$  приймаються в залежності від

$\xi = \frac{Z}{r}$  ( $r$  - радіус фундаменту). Для фундаментів, що мають підшву у фор-

мі правильного багатокутника з площею  $A$ , значення  $\alpha$  приймаються такими,

як для круглих фундаментів приведеного радіуса  $r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ .

Для зручності обчислення осідання фундаменту рекомендується вести в табличній формі (табл.7.1).

Ця таблиця складається в такій послідовності:

1. В гр.2 обчислюють значення глибини залягання даного перетину  $Z$  від підшви фундаменту.

2. В гр.3 обчислюють відповідні значення коефіцієнта  $\xi$  і по ним з табл.4.2 випишують відповідні коефіцієнти  $\alpha$ . При необхідності  $\alpha$  визначають інтерполяцією.

3. В гр.6 обчислюють значення додаткових напружень по формулі 7.9.

4. В гр.5 записують значення напружень від власної ваги ґрунту, визначувані по формулі (7.5). Отримані значення зпівставляються з даними гр.6 для встановлення нижньої межі стискуваної товщі. Значення  $G_{zg}$  можна обчислювати тільки для характерних точок.

Обчислення закінчуються при виявленні нижньої межі стискуваної товщі:  $\sigma_{zp} \leq 0,2 \cdot \sigma_{zg}$ .

5. Середнє значення додаткового напруження, визначуваного за даними гр.6, заносять в гр.7 (зі зміщенням на пів рядка).

6. Товщина окремих шарів основи визначається як різниця глибин сусідніх точок (гр.2) і заносять в гр.8.

7. Визначають значення модулів деформації для кожного шару і заносять ці дані в гр.9.

8. Обчислюють значення осідань окремих шарів по формулі (7.4) і заносять в гр.10.

9. Визначають повне осідання основи підсумовуванням даних гр.10.

Отримані значення сумарного осідання зпівставляють зі значенням граничного осідання  $S_U$  (табл.7.3).

Таблиця 7.1 – Визначення осідання основи

Номер точки	Z, м	$\xi$	$\alpha$	$\sigma_{zg}$ , кПа	$\sigma_{zp}$ , кПа	$\sigma_{zp,i}$ , кПа	$h_i$ , см	$E_i$ , кПа	$S_i$ , см	Номер шару
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11

Таблиця 7.2 – Значення коефіцієнта  $\alpha$ .

$\xi = 2 \cdot Z / \epsilon$ $\xi = Z / r$	Круглий фундамент	Прямокутний фундамент з відношенням сторін $\eta = l / \epsilon$						Стрічковий фундамент при $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0,0	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

Продовження таблиці 7.2.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
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	0,105

Примітка. Для проміжних значень  $\xi$  і  $\eta$  коефіцієнт  $\alpha$  визначається по інтерполяції.

ДОДАТКИ.

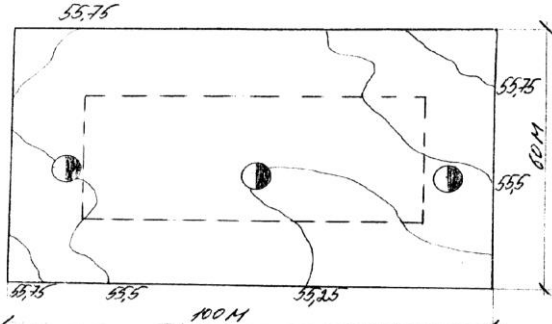
Додаток А. Вихідні дані до практичної роботи №1.

Таблиця А0 – Завдання до практичної роботи № 1.

Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови	Останні дві цифри залікової книжки	Інженерно-геологічні умови
01	A1	26	A8	51	A6	76	A4
02	A2	27	A9	52	A7	77	A5
03	A3	28	A1	53	A8	78	A6
04	A4	29	A2	54	A9	79	A7
05	A5	30	A3	55	A1	80	A8
06	A6	31	A4	56	A2	81	A9
07	A7	32	A5	57	A3	82	A1
08	A8	33	A6	58	A4	83	A2
09	A9	34	A7	59	A5	84	A3
10	A1	35	A8	60	A6	85	A4
11	A2	36	A9	61	A7	86	A5
12	A3	37	A1	62	A8	87	A6
13	A4	38	A2	63	A9	88	A7
14	A5	39	A3	64	A1	89	A8
15	A6	40	A4	65	A2	90	A9
16	A7	41	A5	66	A3	91	A1
17	A8	42	A6	67	A4	92	A2
18	A9	43	A7	68	A5	93	A3
19	A1	44	A8	69	A6	94	A4
20	A2	45	A9	70	A7	95	A5
21	A3	46	A1	71	A8	96	A6
22	A4	47	A2	72	A9	97	A7
23	A5	48	A3	73	A1	98	A8
24	A6	49	A4	74	A2	99	A9
25	A7	50	A5	75	A3	00	A1

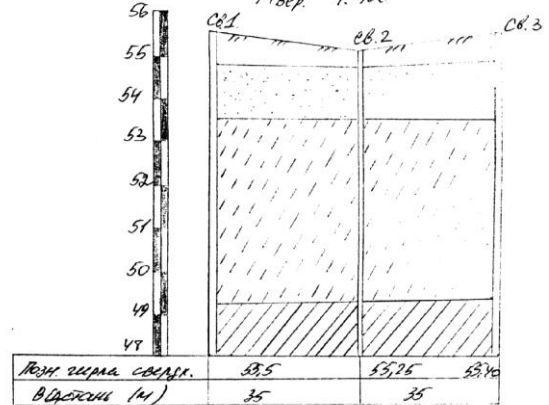
A1.

Схема розташування точок виробок на ділянці №1:1000



Примітки: Граніть всієї тов. виходячи зустрічає на позначці 41,25 м

інженерно-геологічний розріз  
Масш. 1:1000  
Мвер. 1:100

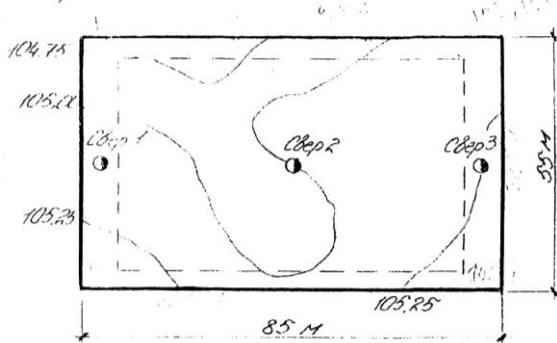


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик гранітів

N M/m	Найменування грунтів	Товщина шару, м			$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	$\rho_l$ т/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	$\varphi_{01}^a$	C <sub>1</sub> , кПа	E, МПа	k <sub>ф</sub> , м
		свер.1	свер.2	свер.3									
1	Граніть, рослинний шар	0,75	0,65	0,55		1,75							
2	Рісок криваний	1,15	1,20	1,40	2,65	1,89	0,11			40	1	40,0	40
3		4,20	4,05	3,80	2,69	1,9	0,23	0,3	0,23	26	6	10,0	1,1
4	(пробірка)	7,05	7,35	7,55	2,71	1,87	0,24	0,34	0,26	2,2	2,2	15	0,8

A2.

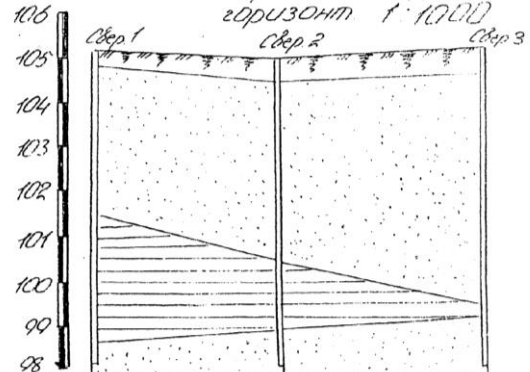
Схема розташування технічних виробок на планці М 1:1000.



Примітка: Грунтові води техн. виробками зустрінуті на позн. 91.25 м

Інженерно-геологічний розріз

М вертикал 1:100  
горизонт 1:1000



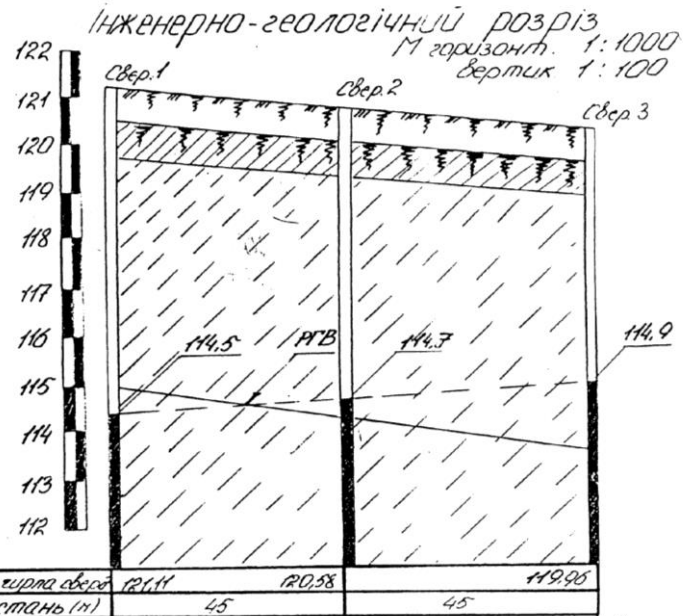
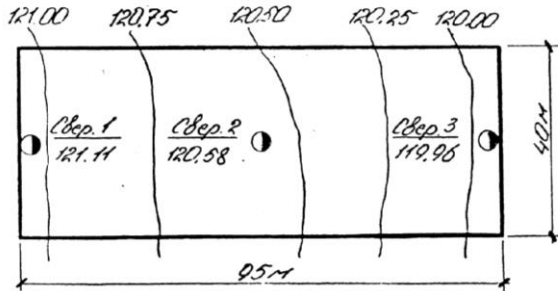
Познач. шари свер	105.10	105.20	105.25
Відстань (м)	40		40

Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ґ/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	$\rho$ т/м <sup>3</sup>	W	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	$\varphi_{II}$	C <sub>II</sub> кПа	E МПа	K <sub>ф</sub> м/куб
		свер 1	свер 2	свер 3									
1	ґрунт. рослинний шар	0.30	0.30	0.55		1.76							
2	Пісок підвіганий	3.35	4.00	5.10	2.05	1.70	0.12			26	0.2	11.0	3.7
3		2.75	1.50	0.30	2.72	1.87	0.22	0.44	0.22	18	4.7	18.11	0.06
4	Пісок арідний (продвідено)	0.70	0.95	0.80	2.64	1.85	0.19			30	-	23.17	8.5

A3.

Схема розташування технічних виробок на плані М1:1000

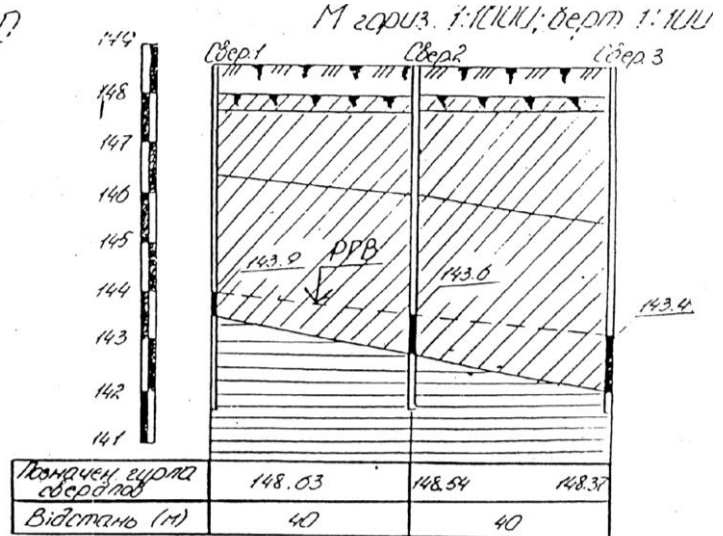
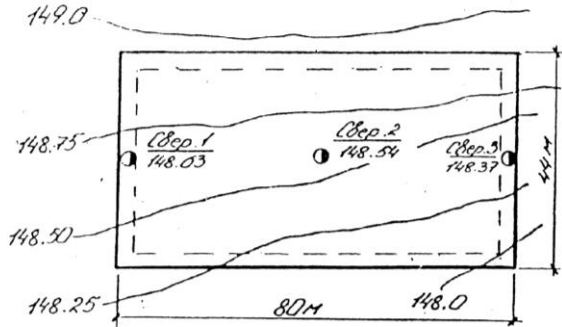


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ґрун	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho$ т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	C <sub>II</sub> кПа	$\varphi_{II}$ град	E МПа	K <sub>р</sub> м/год
		Свер.1	Свер.2	Свер.3									
1	Вуглясто-родинний шкар	0,6	0,7	0,7									
2	Пилчастий сугилюк	0,7	0,6	0,7									
3	РІ	4,9	5,1	5,3	1,73	2,09	0,13	0,21	0,15	9	21	7 · 10 <sup>-3</sup>	
4	ЗІ (аросідено)	6,1	6,0	6,3	1,90	2,06	0,26	0,26	0,20	26	18	3 · 10 <sup>-5</sup>	

A4.

план розробки  
виробок на ділянці М:1:1000

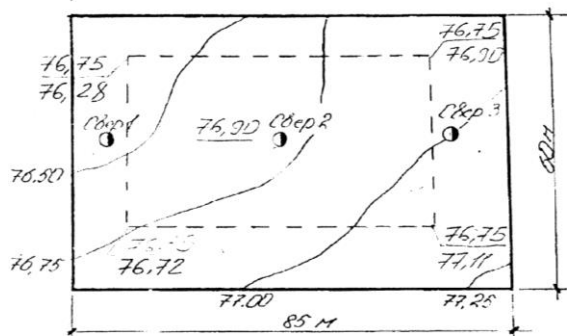


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

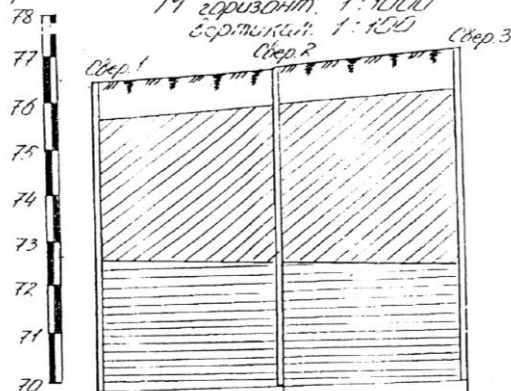
N ш/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho$ т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	W	W <sub>л</sub>	W <sub>p</sub>	C <sub>ii</sub>	$\varphi_{ii}$	E МПа	K <sub>фр</sub> м/год
		Свер.1	Свер.2	Свер.3									
1	Глинясто-сасинякий шар	0,5	0,5	0,0	10,8								
2	Піщякопінний шар	0,4	0,45	0,5	16,0								
3	3,7	3,2	3,5	4,0	17,0	2,09	0,13	0,35	0,10	34	19	18	7·10 <sup>-5</sup>
4	4,3	4,1	4,5	4,4	20,0	2,08	0,10	0,28	0,18	50	22	27	0·10 <sup>-5</sup>
5	0,0 (продіем)	5,1	5,1	4,0	1,91	2,75	0,35	0,41	0,20	35	18	17	9·10 <sup>-6</sup>

A5.

Схема розміщення технічних виробок на ділянці М1:1000



Інженерно-геологічний розріз  
М горизонт. 1:1000  
Вертикаль. 1:100



Примітка: підземні води технічними виробками не виявлені

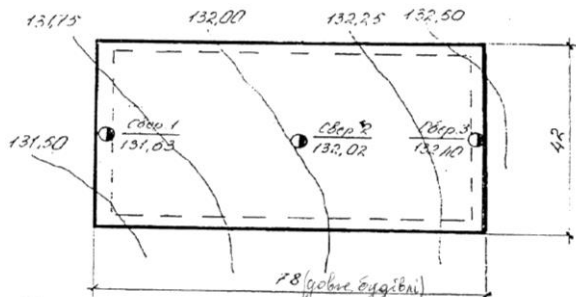
Помічення шарів свердлов	76.45	76.70	77.00
Відстань (м)	34	34	

Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	$\rho$ т/м <sup>3</sup>	$w$	$w_l$	$w_p$	$\varphi''$	$c_u$ кПа	$E$ МПа	КФ м/сут
		Свер.1	Свер.2	Свер.3									
1	ґрунт рослини шар	0,80	0,75	0,80		1,12							
2		3,10	3,45	3,90	2,71	1,86	0,16	0,26	0,24	23	22	20,0	0,5
3	(покладено)	8,46	8,70	8,50	2,72	1,94	0,30	0,40	0,20	19	56	19,0	0,08

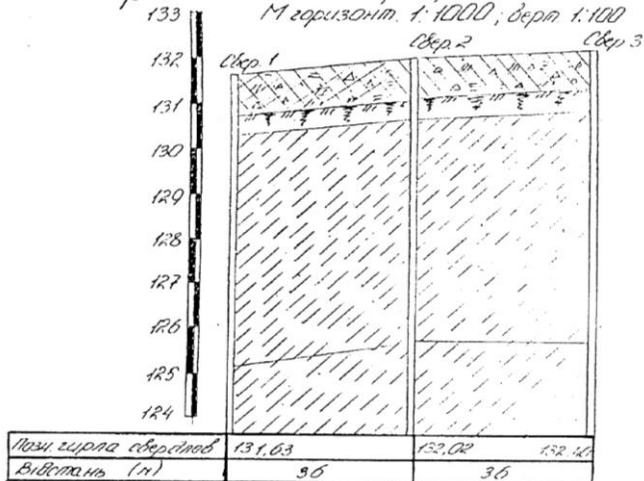
A6.

Схема розташування технічних виробок на ділянці М1:1000



Примітка: Ґрунтові води технічними виробками не зустрінуті.

Інженерно-геологічний розріз  
М горизонт. 1:1000; верт. 1:100

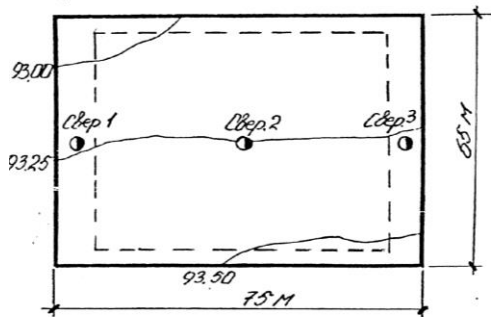


Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho$ т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	$\varphi_{II}$	C <sub>II</sub> кПа	E МПа	K <sub>p</sub> м/год
		Свер. 1	Свер. 2	Свер. 3									
1	Насипний шар	0,8	0,9	0,8									
2	Ґрунтово-рослинний шар	0,4	0,4	0,5									
3	24	5,2	5,0	5,1	1,79	2,71	0,12	0,17	0,11	21	26	42	7 · 10 <sup>-10</sup>
4	29 (підлога)	4,0	4,1	4,5	2,00	2,71	0,17	0,19	0,14	20	22	41	2 · 10 <sup>-10</sup>

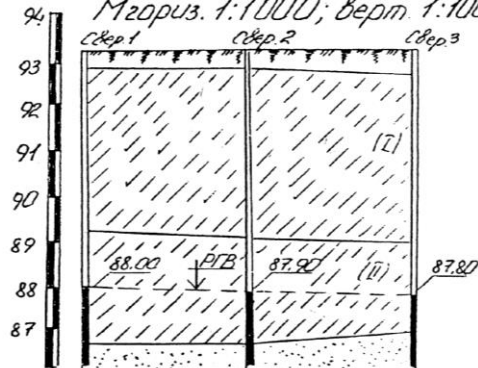
А7.

Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000



Інженерно-геологічний розріз

Мгориз. 1:1000; верт. 1:100



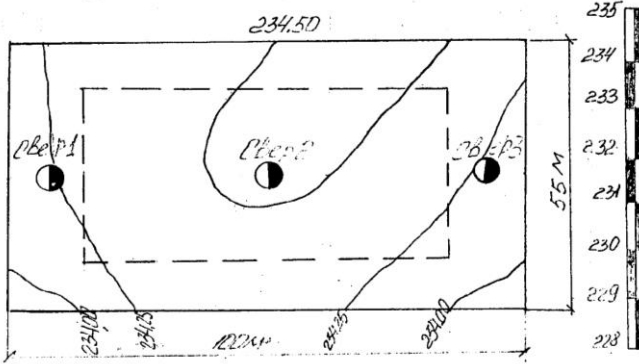
Позначення шара сверст	93.20	93.25	93.30
Відстань (м)	34	34	

Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

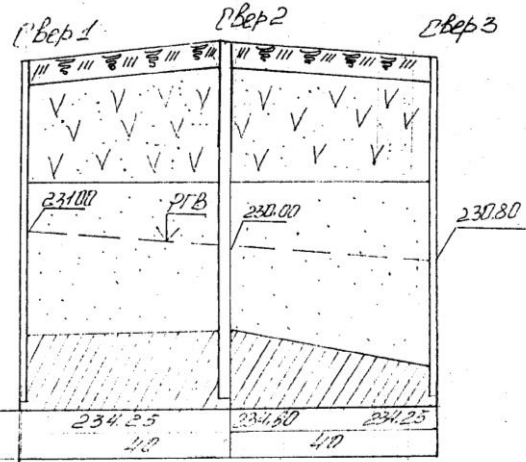
N п/п	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	$\rho$ т/м <sup>3</sup>	w	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	$\varphi_n^\circ$	c <sub>n</sub> кПа	E МПа	K <sub>ф</sub> м/сут
		Свер.1	Свер.2	Свер.3									
1	ґрунт. розл. шар	0,40	0,45	0,55		1,81							
2	(I)	3,50	3,05	3,75	2,70	1,92	0,20	0,22	0,20	26	7,0	13,0	1,8
3	(II)	2,55	2,40	2,00	2,08	1,84	0,26	0,28	0,22	21	2,5	7,0	1,4
4	Пісок сеп. крупн. (продст.)	6,50	6,55	6,75	2,64	1,93	0,24			34	1,0	30,0	18,7

A8.

Схема розміщення  
технічних бурових АК  
Зіставні М 1:1000



Технічний-геологічний  
розріз  
М 20:1000

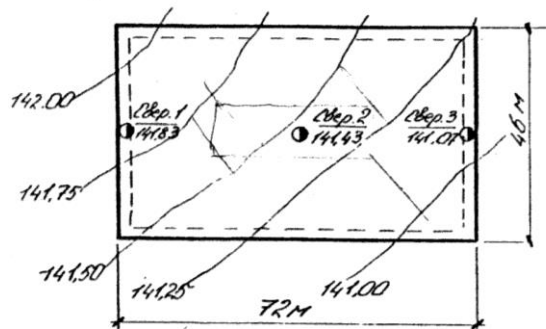


Розрахункові величини  
об'ємно-механічних характеристик  
грунтів.

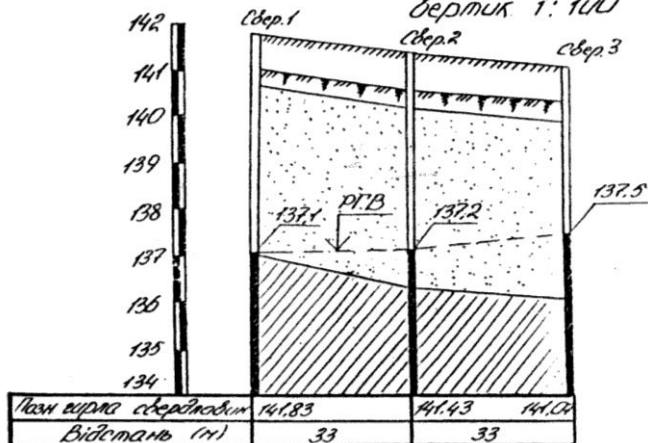
N №	Найменування грунтів	Товщина шару, м			$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	$\rho$ т/м <sup>3</sup>	W	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	$\psi_u$	C <sub>u</sub> кПа	E МПа	K <sub>н</sub> Мг/см <sup>2</sup>
		Свер1	Свер2	Свер3									
1	Грунт розсипаний звод	0,25	0,40	0,45		1,68							
2	Пісок зчупаний звод звод	2,05	2,40	2,00	2,66	1,60	0,20			21		15	105
3	Пісок пухлякий	3,30	2,80	3,15	2,63	1,84	0,24			26	25	200	47
4	Глина	7,45	4,80	6,15	2,41	1,88	0,28	0,38	0,24	35	18	4,2	2,4

A9.

Схема розташування технічних виробок на ділянці М 1:1000



Інженерно-геологічний розріз  
М горизонт. 1:1000  
Вертик. 1:100



Розрахункові величини фізико-механічних характеристик ґрунтів

N №	Найменування ґрунтів	Товщина шару (м)			$\rho$ т/м <sup>3</sup>	$\rho_s$ т/м <sup>3</sup>	W	w <sub>L</sub>	w <sub>p</sub>	C <sub>n</sub> кПа	$\varphi_n$	E МПа	K <sub>ф</sub> м/сут
		свер.1	свер.2	свер.3									
1	Культурний шар	0,7	0,8	0,7									
2	ґрунтово-рослинний шар	0,3	0,3	0,4									
3	2	3,7	3,9	3,8	1,75	2,07	0,11	-	-	3	29	15	0,1
4	4б (пхч.сено)	5,1	5,2	6,0	1,97	2,73	0,29	0,35	0,20	30	19	10	1,10 <sup>-5</sup>

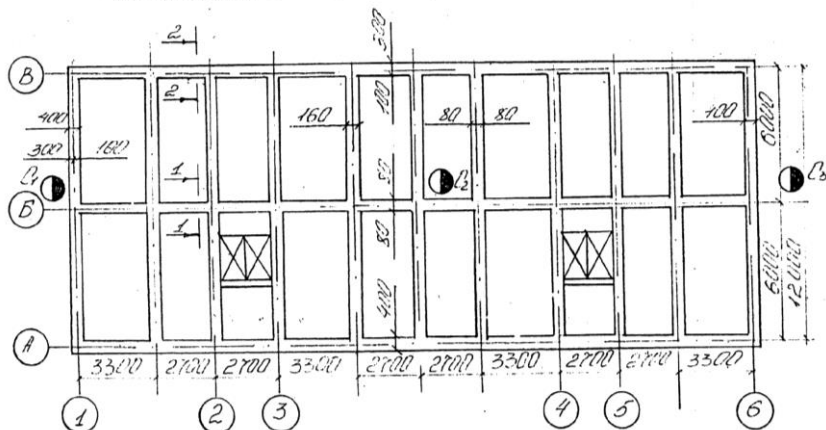
Додаток Б. Вихідні дані до практичної роботи №3.

Таблиця Б0 – Завдання до практичної роботи № 3.

Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі	Останні дві цифри залікової книжки	Місто будівництва, Конструктивна схема будівлі
01	Київ; Б1	26	Ужгород; Б11	51	Умань; Б6	76	Бердянськ; Б1
02	Харків; Б2	27	Житомир; Б12	52	Хмільник; Б7	77	Приморськ; Б2
03	Донецьк; Б3	28	Суми; Б13	53	Токмак; Б8	78	Алушта; Б3
04	Луганськ; Б4	29	Херсон; Б14	54	Первомайськ; Б9	79	Докучаєвськ; Б4
05	Полтава; Б5	30	Немирів; Б15	55	Дніпрорудне; Б10	80	Дебальцеве; Б5
06	Запоріжжя; Б6	31	Червоноград; Б1	56	Керч; Б11	81	Рубіжне; Б6
07	Кривий Ріг; Б7	32	Нововолинськ; Б2	57	Ілчівськ; Б12	82	Глухів; Б7
08	Дніпро; Б8	33	Дубно; Б3	58	Припять; Б13	83	Ковель; Б8
09	Миколаїв; Б9	34	Знам'янка; Б4	59	Чорнобиль; Б14	84	Кременець; Б9
10	Одеса; Б10	35	Котовськ; Б5	60	Шростка; Б15	85	Шепетівка; Б10
11	Кропивницький; Б11	36	Яремча; Б6	61	Глухів; Б1	86	Нетішин; Б11
12	Вінниця; Б12	37	Мукачеве; Б7	62	Конотоп; Б2	87	Немирів; Б12
13	Кременчук; Б13	38	Чоп; Б8	63	Ніжин; Б3	88	Славута; Б13
14	Черкаси; Б14	39	Каховка; Б9	64	ІваноФранківськ; Б4	89	Ладижин; Б14
15	Чернігів; Б15	40	Очаків; Б10	65	Гайсин; Б5	90	Теплодар; Б15
16	Хмельницький; Б1	41	Жовті води; Б11	66	Трускавець; Б6	91	Южне; Б1
17	Вінниця; Б2	42	Миргород; Б12	67	Берегове; Б7	92	Цюрюпінськ; Б2
18	Львів; Б3	43	Васильків; Б13	68	Герца; Б8	93	Ізмаїл; Б3
19	Славутич; Б4	44	Бориспіль; Б14	69	Коломия; Б9	94	Сніжне; Б4
20	Сімферополь; Б5	45	Бердичів; Б15	70	Чортків; Б10	95	Алчевськ; Б5
21	Ялта; Б6	46	Судак; Б1	71	Ржищів; Б11	96	Старобільськ; Б6
22	Севастополь; Б7	47	Генічеськ; Б2	72	Олександрія; Б12	97	Люботин; Б7
23	Луцьк; Б8	48	Сміла; Б3	73	Макіївка; Б13	98	Богодухів; Б8
24	Рівне; Б9	49	Зміїв; Б4	74	Маріуполь; Б14	99	Городок; Б9
25	Тернопіль; Б10	50	Чугуїв; Б5	75	Новоазовськ; Б15	00	Калуш; Б10

Б1.

Додаток до завдання



а) Вичи про вагу конструкцій будівлі:

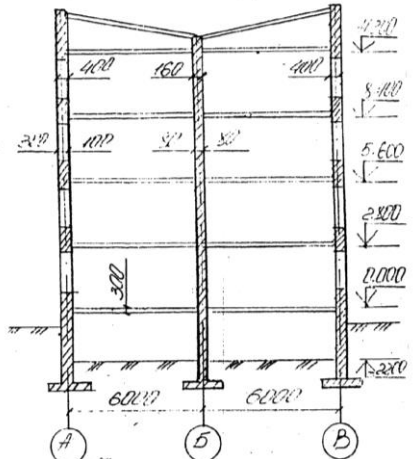
1. Покрыття -  $2.10 \text{ кН/м}^2$
2. Чердачне перекриття -  $2.35 \text{ кН/м}^2$
3. Між поверхове перекриття -  $2.20 \text{ кН/м}^2$
4. Почевь стінава забітціня (40см) -  $5.60 \text{ кН/м}^2$
5. Почевь стінава вичітвіччя (16см) -  $4.00 \text{ кН/м}^2$
6. Вікніні дракні -  $0.30 \text{ кН/м}^2$
7. Перегородки -  $0.45 \text{ кН/м}^2$  (на  $1 \text{ м}^2$  перекриття)

б) Тимчасові навантаження:

1. На між поверхове перекриття -  $1.50 \text{ кН/м}^2$
2. Снігове навантаження - (за даними та СНиП II-6-74)

5-ти поверховий житловий будинок

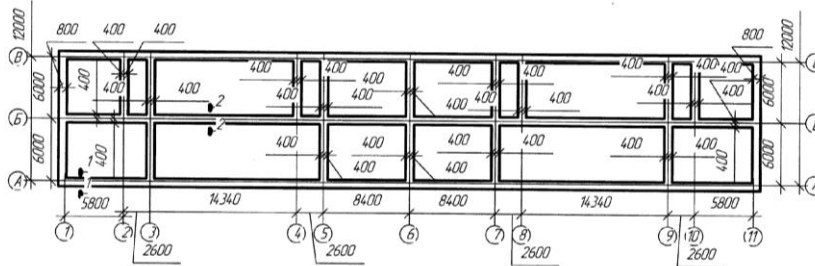
Розріз I-I



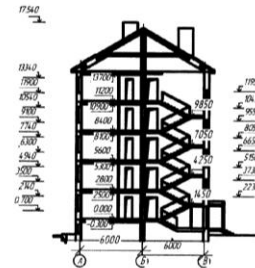
Приймаємо: промізність стіни 20%.  
Внутрішніх 5%.

Б2.

Додаток до завдання №



П'ятиповерховий  
житловий будинок  
Розріз 1-1



а) Відомості про вагу конструкцій будівлі

1. Покрівля (1м<sup>2</sup> горизонтальна проекція) - 0,5кН/м<sup>2</sup>
2. Горизне перекриття - 3,3 кН/м<sup>2</sup>
3. Міжповерхове перекриття - 2,8 кН/м<sup>2</sup>
4. Цегляна стіна (51 см) - 9,6 кН/м<sup>2</sup>
5. Цегляна стіна (38 см) - 6,5 кН/м<sup>2</sup>
6. Віконні блоки - 0,25 кН/м<sup>2</sup>
7. Перегородки - 0,65 кН/м<sup>2</sup> (перекриття)

а) Відомості про вагу конструкцій будівлі

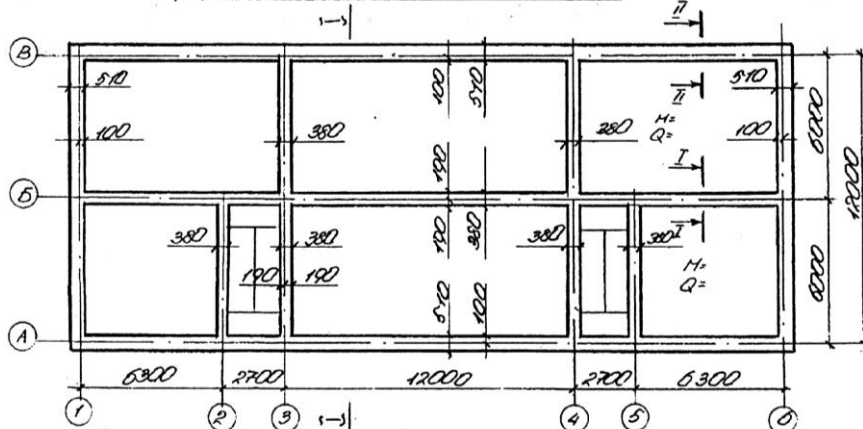
1. На горіщі перекриття - 0,85кН/м<sup>2</sup>
  2. На поверх. перекриття - 1,95 кН/м<sup>2</sup>
- (з коефіцієнтом η по п.3.9. СНиП 2.0107-85)  
3. Снігове - (по даним СНиП 2.0107-85)

Примітки

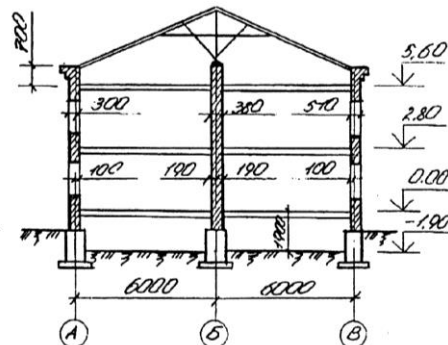
Прорізність:  
зовнішніх стін - 29%  
внутрішніх стін - 10%

Б3.

Додаток до завдання №2



2-х поверховий житловий будинок  
Розріз I-I



а) Відомості про вагу конструкцій будівлі

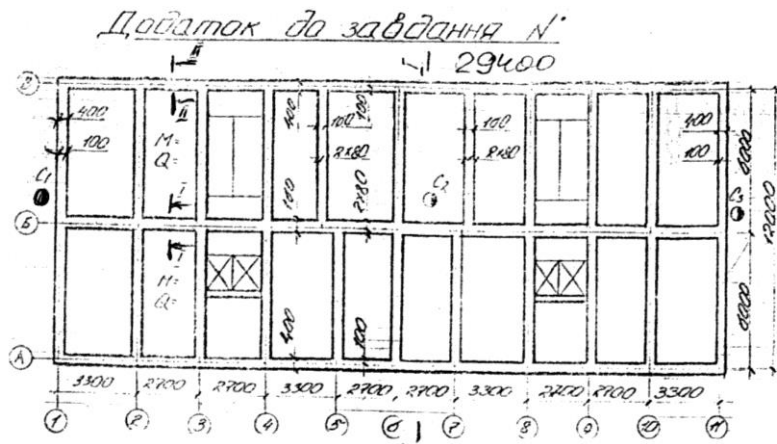
- |   |                                  |
|---|----------------------------------|
| 1. Покрівля (г <sub>н</sub> ² горизонт. проєкція) | - 0,70 кН/м²                     |
| 2. Горіщне перекриття                             | - 3,2 кН/м²                      |
| 3. Міжповерхові перекриття                        | - 3,0 кН/м²                      |
| 4. Цегляна стіна (51 см)                          | - 9,6 кН/м²                      |
| 5. Цегляна стіна (38 см)                          | - 6,3 кН/м²                      |
| 6. Віконні блоки                                  | - 0,25 кН/м²                     |
| 7. Перегородки                                    | - 0,7 кН/м² (на 1 м² перекриття) |

б) Тимчасові навантаження

- |                                      |                                |
|--------------------------------------|--------------------------------|
| 1. На горіщі перекриття              | - 0,8 кН/м²                    |
| 2. На поверх. перекриття             | - 1,8 кН/м²                    |
| (з коеф. η по п.3.9 СНиП 2.01.07-85) |                                |
| 3. Снігове                           | - (по таблиці СНиП 2.01.07-85) |

Примітки  
Прорізність  
зовнішніх стін - 24%  
внутрішніх стін - 10%

Б4.

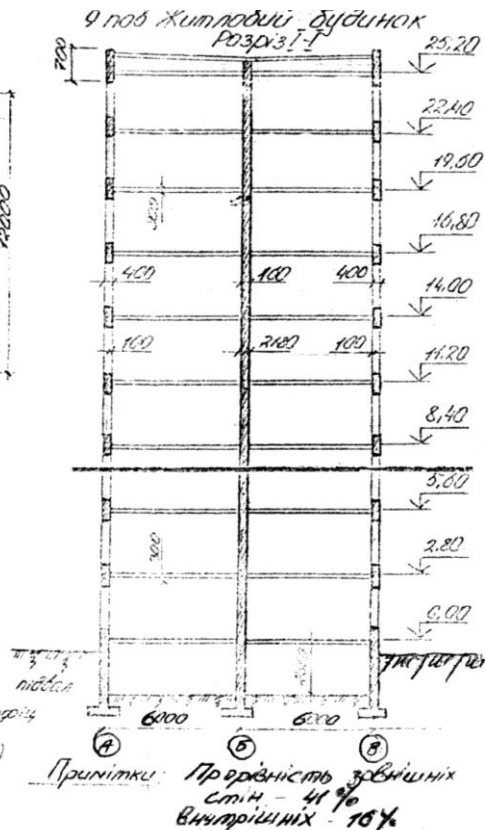


а) Ціни про базу конструкції будівлі

1. Покриття - 2,40 кн/м<sup>2</sup>
2. Горизонтальне перекриття - 2,50 кн/м<sup>2</sup>
3. Під поверхове перекриття - 0,20 кн/м<sup>2</sup>
4. Панель стінова зовнішня (40см) - 0,40 кн/м<sup>2</sup>
5. Панель стінова внутрішня (10см) - 4,20 кн/м<sup>2</sup>
6. Віконні блоки - 0,25 кн/м<sup>2</sup>
7. Перегородки - 0,80 кн/м<sup>2</sup> (на г-м перекриття)

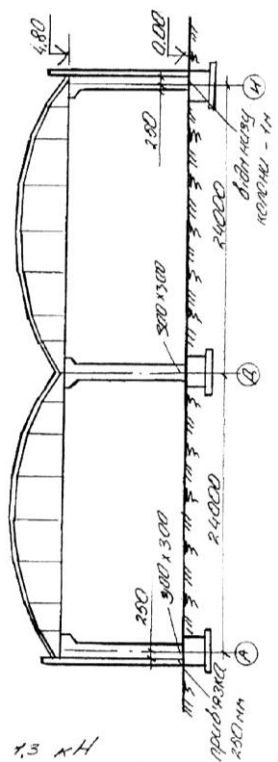
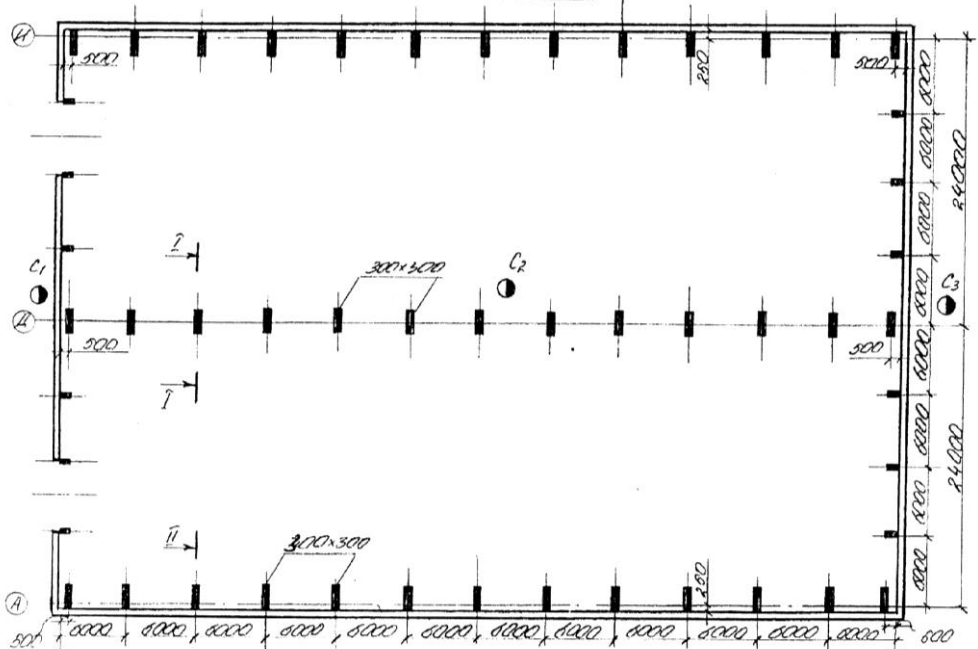
б) Тимчасові навантаження

1. На між поверхове перекриття - 1,50 кн/м<sup>2</sup> (з коэфіц. по п. 3.9 СНиП 2.01.07-85)
2. Стінова (по даним т.4 СНиП 2.01.07-85)



Б5.

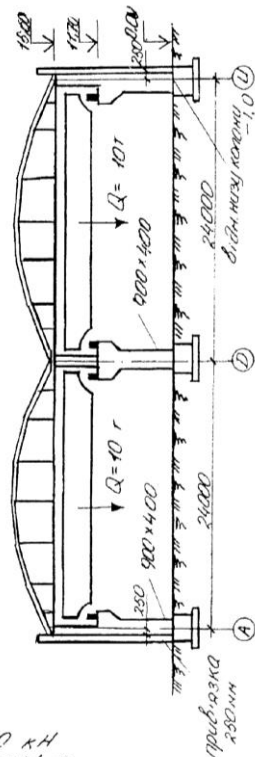
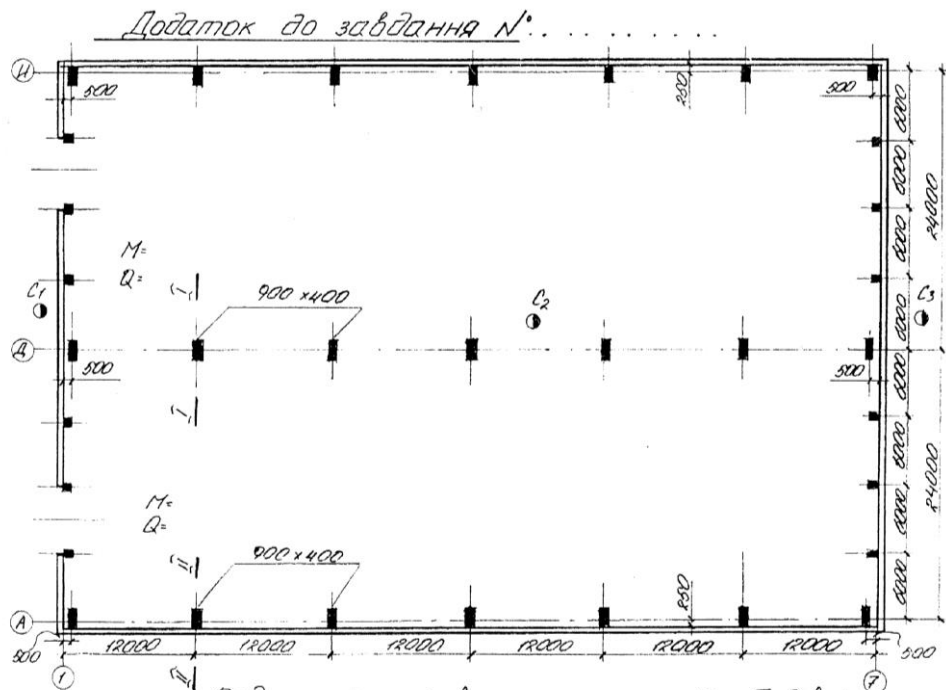
Додаток до зведення №2



Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |   |  |
|---|--|
| 1. Покриття (плити 3x6 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м <sup>2</sup> | 4. Середня колона - 1,3 кН                             |
| 2. Ферма з.б. - 14,2 кН                                   | 5. Стінові панелі - 220 ÷ 250 кН/м <sup>2</sup>        |
| 3. Крайня колона - 1,3 кН                                 | 6. Остаклення біконного блоку - 0,35 кН/м <sup>2</sup> |

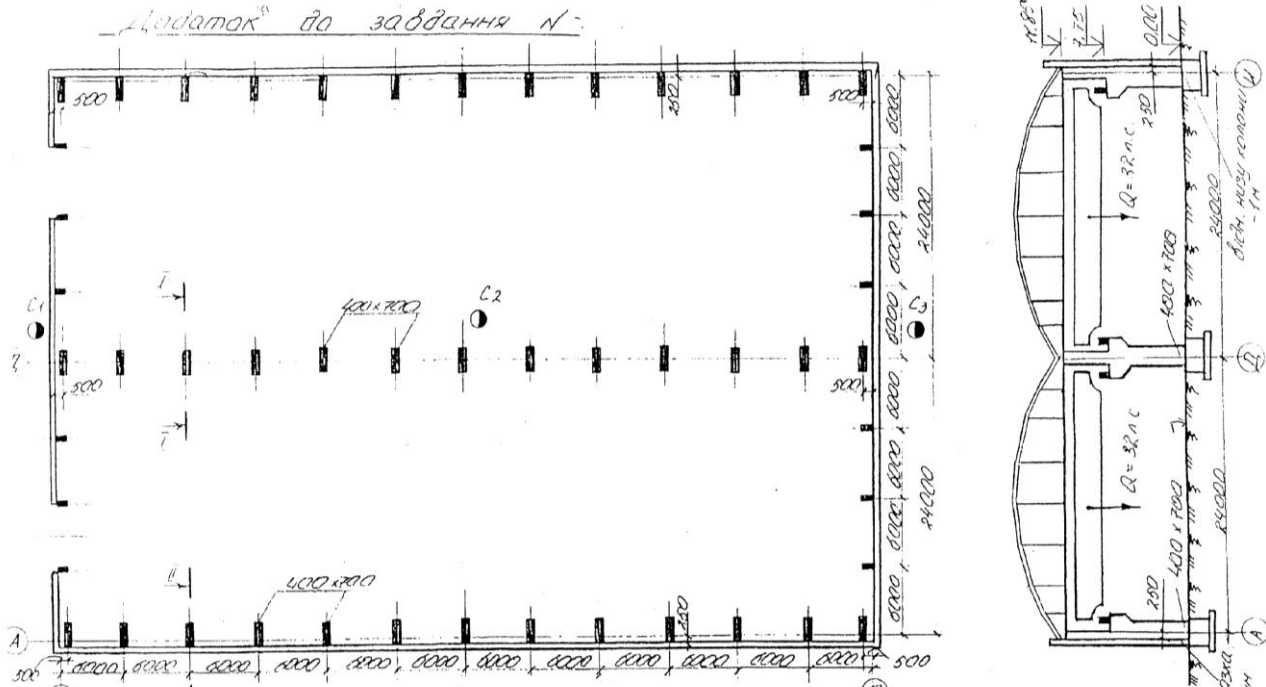
Б6.



Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |  |   |
|--|---|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м <sup>2</sup> | 5. Підкріпова балка (12 м) - 96,0 кН                    |
| 2. Ферма ж.б. - 142 кН                                     | 6. Літійові панелі - 2,20 ÷ 2,50 кН/м <sup>2</sup>      |
| 3. Крайня колона - 132 кН                                  | 7. Детілювання віконного блоку - 0,55 кН/м <sup>2</sup> |
| 4. Середня колона - 140 кН                                 | 8. Тиск коліс крану (8-440 см) - 2,20 кН                |

Б7.

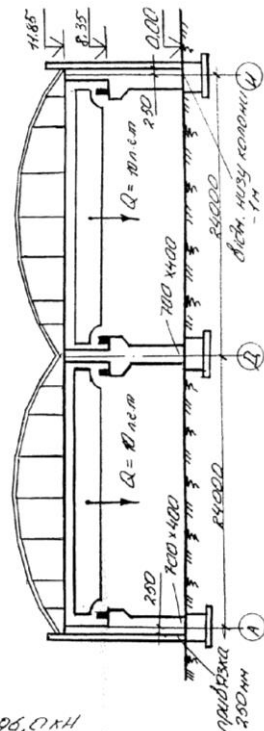
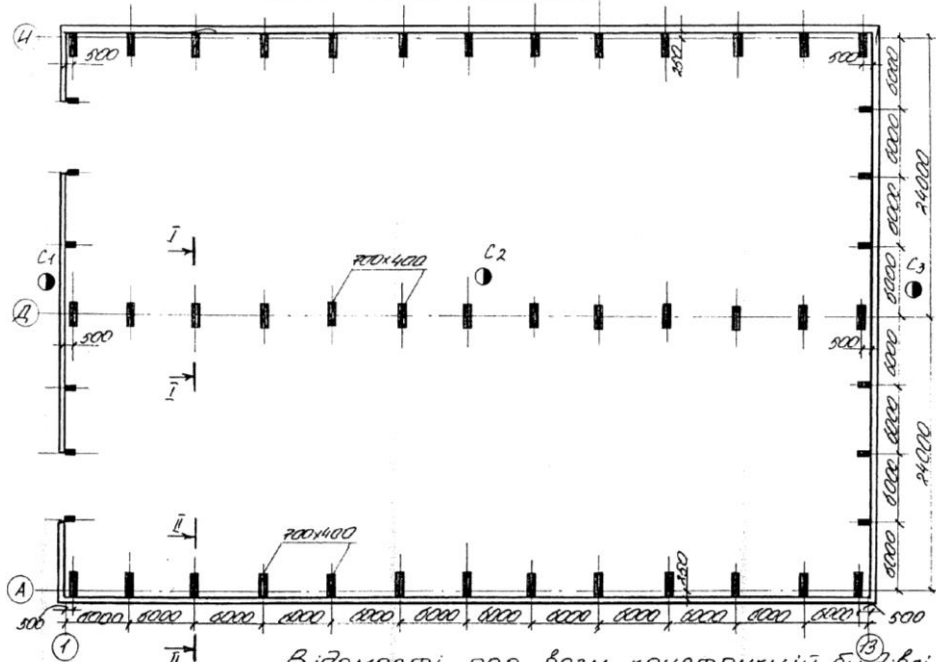


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |   |   |
|---|---|
| 1. Покрытие (плиты 3x6 м) - 3,00 = 3,40 кН/м <sup>2</sup> | 5. Подкрановая балка (6м) - 96,0 кН                     |
| 2. Ферма з.б. - 142 кН                                    | 6. Стінові панелі - 220 + 250 кН/м <sup>2</sup>         |
| 3. Крайня колона - 84,0 кН                                | 7. Остеклення віконного блоку - 0,555 кН/м <sup>2</sup> |
| 4. Середня колона - 22,0 кН                               | 8. Тиск коліс краю (6*440 см) - 220 кН                  |

Б8.

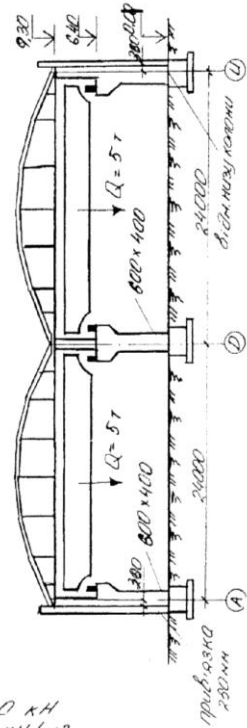
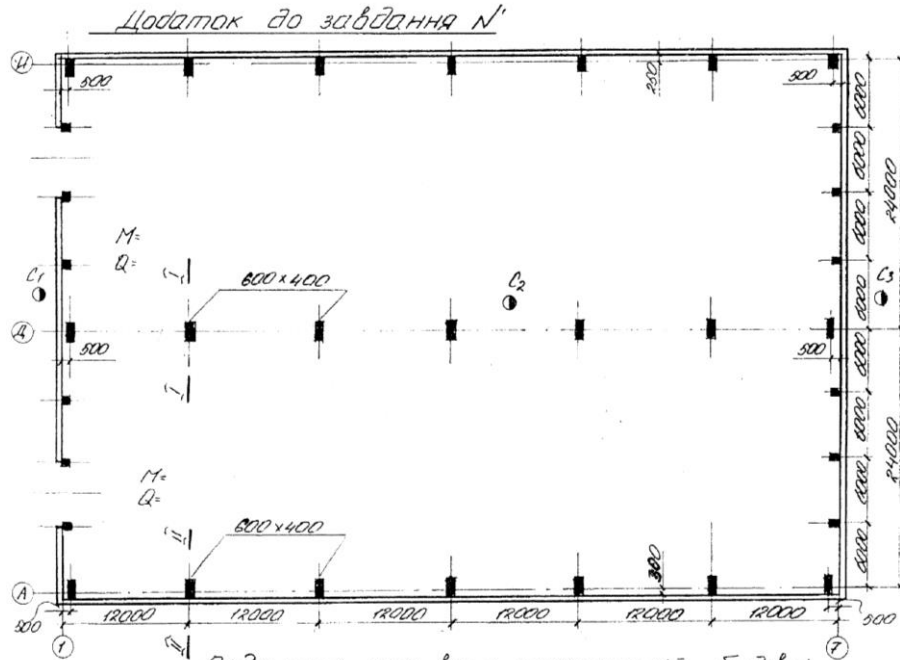
Додаток до завдання №:



Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |  |  |
|--|--|
| 1. Покриття (палити з х.б.м) - 3,00 = 3,40 кН/м <sup>2</sup> | 5. Підкресова балка (б.м) - 96,0 кН                    |
| 2. Ферма - 3.б. - 142 кН                                     | 6. Стінові панелі - 220 ÷ 250 кН/м <sup>2</sup>        |
| 3. Крайня колона - 74,0 кН                                   | 7. Остеклення віконного блоку - 0,85 кН/м <sup>2</sup> |
| 4. Середня колона - 93,0 кН                                  | 8. Тиск коліс крану (б = 440 см) - 220 кН              |

Б9.

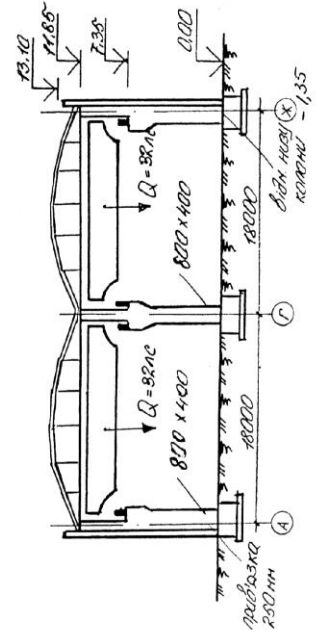
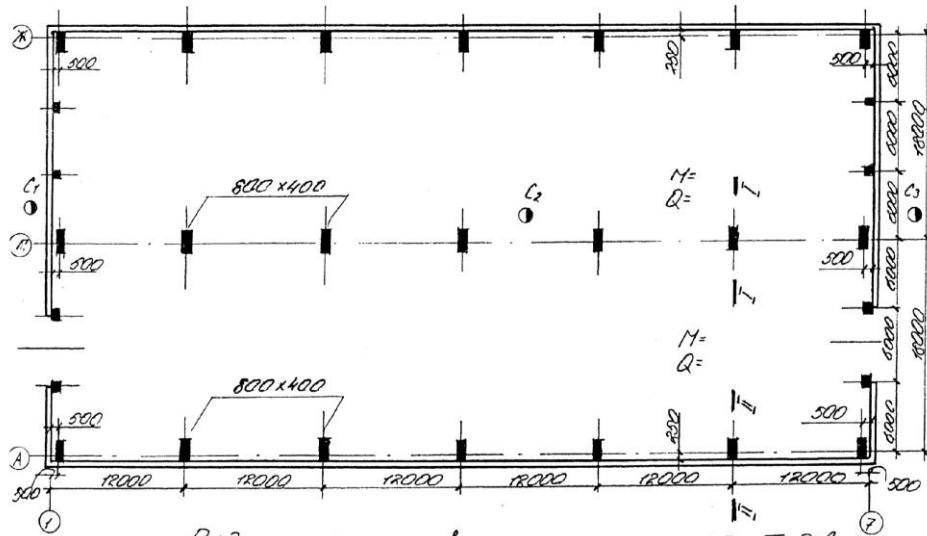


Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |  |   |
|--|---|
| 1. Покриття (плити 3x12 м) - 3,00 ÷ 3,40 кН/м <sup>2</sup> | 5. Підкрондова балка (12 м) - 96,0 кН                   |
| 2. Ферма - 142 кН  | 6. Стінові панелі - 2,20 ÷ 2,50 кН/м <sup>2</sup>       |
| 3. Крайня колона - 52 кН                                   | 7. Вистікнення віконного блоку - 0,55 кН/м <sup>2</sup> |
| 4. Середня колона - 70 кН                                  | 8. Тиск коліс краю (в 440 см) - 220 кН                  |

Б10.

Додаток до завдання №



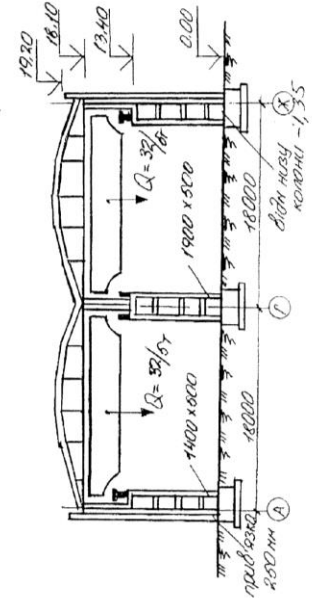
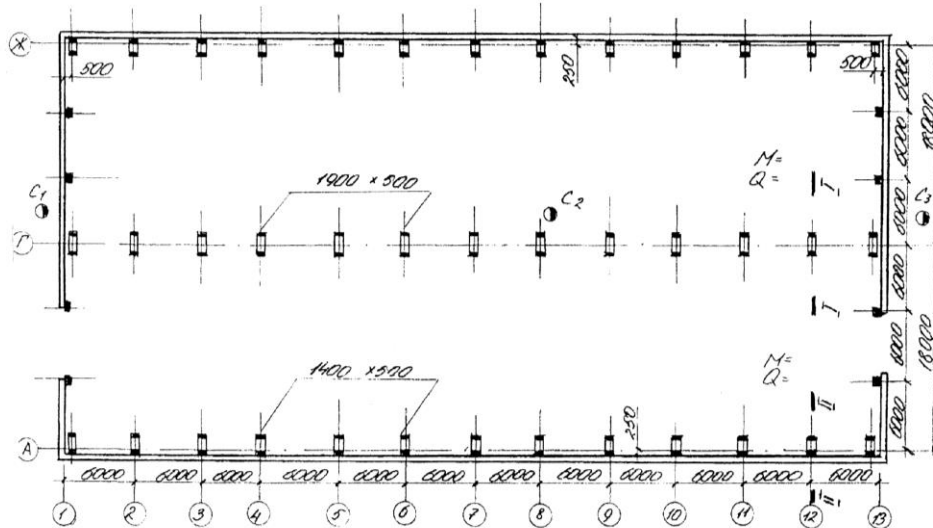
Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |  |  |
|--|--|
| 1. Покриття (плити $3 \times 12 \text{ м}$ ) - $3,00 \div 3,40 \text{ кН/м}^2$ | 5. Підкранова балка (12 м) - 115 кН                        |
| 2. Ферма ж.б (18 м) - 92 кН  | 6. Стінова панель - $2,20 \div 2,50 \text{ кН/м}^2$        |
| 3. Крайня колона - 90,0 кН   | 7. Ветіклення в'язного блоку - $0,55 \text{ кН/м}^2$       |
| 4. Середня колона - 98,0 кН  | 8. Тиск коні кранці ( $\delta = 570 \text{ см}$ ) - 280 кН |



Б12.

Додаток до завдання №.

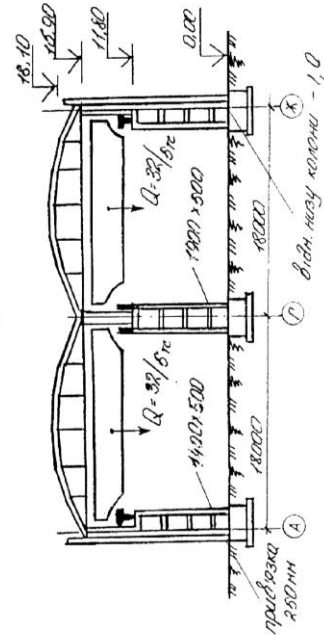
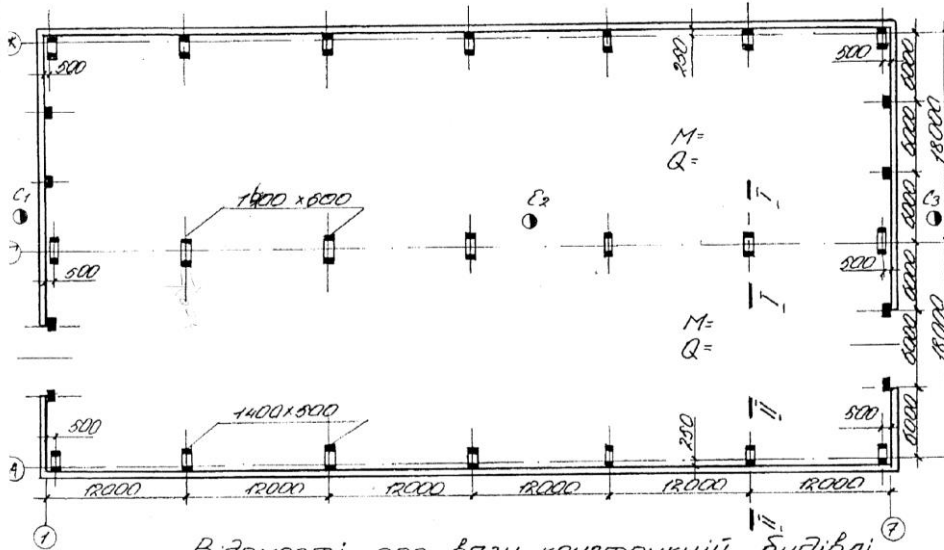


Відомості про вагу конструкції будівлі

- |   |  |
|---|--|
| 1. Покриття (плити 3x6 м) - 2,8-3,2 кН/м <sup>2</sup> | 5. Підкранова балка (8 м) - 115 кН                     |
| 2. Ферма 3/5 (18 м) - 80 кН                           | 6. Стінові панелі - 2,00 = 2,30 кН/м <sup>2</sup>      |
| 3. Крайня колона - 185 кН                             | 7. Остигнення віконного блоку - 0,45 кН/м <sup>2</sup> |
| 4. Середня колона - 183 кН                            | 8. Тиск коліс крану (8 = 510 см) - 200 кН              |

Б13.

Додаток до завдання №.



Відомості про вагу конструкцій будівлі

- |  |  |
|--|--|
| 1. Покриття (плити $3 \times 12 \text{ м}$ ) - $3,00 \div 3,40 \text{ кН/м}^2$ | 5. Підкріпюча балка (12 м) - 115 кН                        |
| 2. Ферма ж.б (18 м) - 92 кН  | 6. Стінові панелі - $2,20 \div 2,50 \text{ кН/м}^2$        |
| 3. Крайня колона - 149 кН  | 7. Сетіклення віконного блоку - $0,55 \text{ кН/м}^2$      |
| 4. Середня колона - 195 кН   | 8. Тиск коліс крану ( $\delta = 510 \text{ см}$ ) - 280 кН |





Додаток В – Довідникові дані по мостовим кранам.

Таблиця В1 – Довідникові дані по мостовим кранам.

Q, т	Навантаження на головний гак, кН	Проліт будівлі, l, м	Розміри, мм				Максимальний тиск коліс, кН		Вага візка, G <sub>1</sub> , кН	Вага крану, з візком G, кН	Тип кранового рельсу	Висота рельсу h <sub>0</sub> , мм	Висота підкранової балки, h <sub>0</sub> , мм, при кроці колон, м	
			H <sub>k</sub>	B <sub>l</sub>	B <sub>2</sub>	K	F <sub>k1</sub> <sup>n</sup>	F <sub>k2</sub> <sup>n</sup>						
32/5	314	24	2750	300	6300	5100	260(315)		85	343(510) 402(608) 554(715)	КР-70	120	1000	1500
		30	2750		6300	5100	280(345)							
		36	2750		6300	5600	320(380)							
50/12,5	490	24	3150	300		5600	380(470)		132	475(676) 583(774) 716(843)	КР-80	130	1000	1500
		30			6860		415(505)							
		36					455(525)							
80/20	785	24	3700	400		4350	353(387)	373(397)	323 (382)	1029(1137) 1176(1284) 1274(1431)	КР-100	150	1000	1600
		30	4000		9100		373(418)	402(427)						
		36	4000				392(436)	422(446)						
100/20	980	24	3700				410(446)	439(456)	363 (412)	1107(1186) 1303(1382) 1401(1431)	КР-120	170	1000	1600
		30	4000	400	9350	4600	449(476)	469(485)						
		36	4000				469(495)	489(505)						
125/20	1225	24					436(479)	446(508)	382 (441)	1156(1235) 1303(1431) 1500(1578)	КР-120	170	1000	1800
		30	4000	400	9350	4600	466(508)	476(538)						
		36					485(528)	495(567)						
160/32	1570	24					295(310)	304(320)	461 (549)	1284(1617) 1676(1813) 1823(2009)	КР-120	170	1000	1800
		30	4800	500	10500	1500	311(330)	321(340)						
		36					331(366)	350(370)						
200/32	1960	24	4800				358	368	549	1637 1833 2029	КР-120	170	1000	1800
		30	4800	500	10800	1500	378	387						
		36	5200				397	407						

Примітка: цифри в дужках відносяться до кранів особливого режиму роботи (7К, 8К).

## Література

1. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Ґрунти. Класифікація.
2. Навантаження і впливи ДБН В. 1.2 – 2: 2006. – [Чинний з 2007-01-01]. – Київ : Мінбуд України., 2006. – 75 с.
3. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. Зміною №1 ДБН В.1.2-14- 2009. – [Чинний з 2012–04–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2012 – 41 с
4. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Будівельна кліматологія. Київ Мінрегіонбуд України 2011.
5. Основи та фундаменти споруд ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2009– 07–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
6. Основи та фундаменти споруд. Зміна №1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с.
7. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний з 2011-06-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 75 с.
8. М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. Підручник. Полтава. 2004. 560 с.
9. Основания и фундаменты. Ч. 2. Основы геотехники: Учебник / [Авторы: Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов, Р.А. Мангушев и др. ] / Под редакцией Б.И. Далматова. – Москва : Изд-во АСВ; СПбГАСУ, 2002. –392 с.
10. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов зданий и сооружений. Учебное пособие. М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, – 2006., – 248с.
11. Приклади розрахунку основ і фундаментів сільських будівель споруд: Навч. Посібник/ М.Л.Зоценко, А.В.Яковлев. – К.: НМК ВО. -1992.
12. Берлинов М.В. Основания и фундаменты: Учеб. для строит. спец. вузов.- 3-е изд., стер.- М.: Высш. шк., 1999.- 319 с.
13. Краны мостовые электрические однобалочные опорные ГОСТ 22045-89.– [Утвержден от 1991-01-01]. –Министерством тяжелого, энергетического и транспортногo машиностроения СССР, 1991. – 31 с.

## Зміст

	Стор.
Практична робота №1 Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика.....	...3
Практична робота №2 Призначення трьох конкурентоспроможних варіантів основ і фундаментів.....	...12
Практична робота №3 Визначення навантажень на рівні уступу фундаменту.....	...18
Практична робота №4 Встановлення мінімальної глибини закладання фундаменту.....	...40
Практична робота №5 Проектування фундаменту неглибокого закладання.....	...46
Практична робота №6 Проектування пальових фундаментів.....	...65
Практична робота №7 Визначення осідань методом пошарового сумування.....	...85
ДОДАТКИ.....	...91
Додаток А Вихідні дані до практичної роботи №1.....	...92
Додаток Б Вихідні дані до практичної роботи №3.....	...102
Додаток В Довідникові дані по мостовим кранам.....	...118
Література.....	...119

Навчально-методичне видання

## **ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

Методичні вказівки до виконання практичних робіт

для студентів спеціальності 192  
«Будівництво та цивільна інженерія»  
усіх форм навчання

Електронне видання

© ЦНТУ, Кропивницький, пр. Університетський, 8  
© С.О. Карпушин, І.О. Скриннік