

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 1

ЗАТВЕРДЖЕНО

Науково-методичною радою
Державного університету
«Житомирська політехніка»
12 вересня 2024 р., протокол № 05

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ для проведення практичних занять з навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти»

для здобувачів вищої освіти освітнього ступеня «бакалавр»
спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»
факультет гірничої справи, природокористування та будівництва
кафедра гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.

Схвалено на засіданні кафедри
гірничих технологій та будівництва
ім. проф. Бакка М.Т.
27 серпня 2024 р., протокол № 08

Розробники:

к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.
БАШИНСЬКИЙ Сергій
д.т.н., професор кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.
ГАСІЙ Григорій
к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.
ПРИПОТЕНЬ Юлія

Житомир
2024

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	<i>Випуск 1</i>	<i>Зміни 0</i>	<i>Екземпляр № 1</i>	<i>Арк 83 / 2</i>

УДК 69

Методичні рекомендації для проведення практичних занять з навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти» (для здобувачів вищої освіти освітнього ступеня «бакалавр» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво»).

Укладачі – к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т. БАШИНСЬКИЙ Сергій, д.т.н., професор кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т. ГАСІЙ Григорій, к.т.н., доцент кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т. ПРИПОТЕНЬ Юлія – Житомир: Державний університет «Житомирська політехніка», 2024. – 82 с.

Рецензенти:

ОСТАФІЙЧУК Неля – ст. викладач кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т.

ШЛАПАК Володимир – к.т.н., доцент кафедри маркшейдерії.

Відповідальний за випуск: завідувач кафедри гірничих технологій та будівництва ім. проф. Бакка М.Т. – к.т.н., доц. БАШИНСЬКИЙ Сергій.

Методичні рекомендації розроблені для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» освітньо-професійна програма «Промислове та цивільне будівництво» освітнього ступеня «бакалавр» денної та заочної форм навчання і містять детальні рекомендації для проведення практичних занять з навчальної дисципліни «Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти».

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 3

ЗМІСТ

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА. ВИБІР ВИДУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ.....	6
1. Матеріали інженерно-геологічних вишукувань	6
2. Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів.	6
3. Визначення розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів.....	8
4. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням.....	8
5. Побудова геологічного розрізу ґрунтового масиву. Оцінювання інженерно-геологічних умов за даними про ґрунти окремих шарів	10
Завдання 1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика	11
1. Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів.	12
2. Визначення розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів	15
3. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням.....	18
4. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельної ділянки	19
5. Висновки та рекомендації.....	19
ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА ФУНДАМЕНТИ	21
1. Загальні положення	21
2. Конструктивне оцінювання будівлі або споруди. Призначення вантажних площ. Проектування складу конструкцій та визначення ваги 1 м² покриттів і перекриттів. Збір навантажень на фундаменти	24
Завдання 2. Збір навантажень на фундаменти	27
ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ.....	33
1. Види та конструкції фундаментів мілкового закладання, область їхнього застосування	33
2. Основні розрахункові положення та послідовність проектування фундаментів мілкового закладання	37
3. Визначення глибини закладання фундаменту	38
Завдання 3. Визначити глибину закладання стрічкового фундаменту мілкового закладання	41
4. Визначення розмірів підшви фундаментів мілкового закладання.....	42
Завдання 4. Визначити розміри підшви стрічкового фундаменту мілкового закладання під центрально навантаженою зовнішню стіну.....	45
5. Проектування переривчастих фундаментів.....	47
Завдання 5. Визначити необхідні розміри підшви переривчастого стрічкового фундаменту мілкового закладання	49
6. Перевірка міцності слабкого ґрунту підстеляючого шару основи	51
7. Розрахунок сумісних осідань основ і фундаментів і порівняння їх із гранично допустимими значеннями	52
Завдання 6. Перевірка розмірів підшви стрічкового фундаменту	56
Завдання 7. Визначити сумісне осідання основи і стрічкового фундаменту.....	58

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 4

Завдання для ПРАКТИЧНИХ	63
Додатки.....	69
Таблиця А. Різновиди великоуламкових ґрунтів і пісків за гранулометричним складом	69
Таблиця Б. Різновиди пісків за щільністю будови	69
Таблиця В. Різновиди ґрунтів за ступенем водонасичення	69
Таблиця Г. Різновиди глинистих ґрунтів за числом пластичності.....	69
Таблиця Ґ. Різновиди глинистих ґрунтів за показником текучості.....	70
Таблиця Д. Умовний розрахунковий опір R_0 великоуламкових ґрунтів.....	70
Таблиця Е. Умовний розрахунковий опір R_0 пісків.....	70
Таблиця Є. Умовний розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідних) ґрунтів	71
Таблиця Ж. Умовний розрахунковий опір R_0 глинистих просідних ґрунтів	71
Таблиця З. Умовні графічні позначення основних найменувань ґрунтів	71
Таблиця И. Об'ємна вага будівельних матеріалів і вага 1 м^2 конструкцій (гідро-, тепло- і звукоізоляційних, вирівнювальних, опоряджувальних)	72
Таблиця І. Коефіцієнти надійності за граничним навантаженням γ_f для постійних навантажень від ваги будівельних конструкцій і ґрунтів.....	73
Таблиця Ії. Характеристичні та квазіпостійні значення рівномірно розподілених змінних навантажень на плити перекриттів, сходи й підлоги на ґрунтах.....	73
Таблиця Й. Характеристичні значення снігових навантажень для міст України	74
Таблиця К. Значення коефіцієнта надійності γ_{fm} за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від заданого середнього періоду повторюваності T	75
Таблиця Л. Значення коефіцієнта надійності γ_{fe} за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від частки часу η , упродовж якої можуть порушуватись умови другого граничного стану	75
Таблиця М. Номенклатура збірних бетонних фундаментних блоків для стін підвалів	75
Таблиця Н. Номенклатура збірних залізобетонних фундаментних плит для стрічкових фундаментів	76
Таблиця О. Групи фундаментних плит за несучою здатністю.....	77
Таблиця П. Характеристики полегшених фундаментних плит із кутовими вирізами	77
Таблиця Р. Глибина закладання фундаментів залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод	77
Таблиця С. Значення коефіцієнта k_h впливу теплового режиму будівлі або споруди на глибину промерзання ґрунту біля фундаментів стін і колон	78
Таблиця Т. Середньомісячні температури зовнішнього повітря за зимові місяці	78
Таблиця У. Значення коефіцієнтів γ_{c1} і γ_{c2}	80
Таблиця Ф. Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , і M_c залежно від величини кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II}	80
Таблиця Х. Значення коефіцієнта α до формул (51) і (59)	81

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	<i>Випуск 1</i>	<i>Зміни 0</i>	<i>Екземпляр № 1</i>	<i>Арк 83 / 5</i>

Таблиця Ц. Граничні деформації основи	82
ЛІТЕРАТУРА	83
1. Нормативна література	83
2. Стандарти	83
3. Підручники	83

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 6

ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ БУДІВЕЛЬНОГО МАЙДАНЧИКА. ВИБІР ВИДУ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

1. Матеріали інженерно-геологічних вишукувань

Аналіз інженерно-геологічних умов (ІГУ) ділянки будівництва входить до складу інженерно-геологічних вишукувань, здійснених вишукувальною організацією відповідно до технічного завдання генерального проектувальника, і є невід'ємним і відповідальним етапом проектування основ і фундаментів.

Аналіз ІГУ будівельної ділянки містить у собі:

- визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів і встановлення повних назв ґрунтів окремих шарів (інженерно-геологічних елементів ІГЕ), що складають ґрунтовий масив;
- визначення розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів;
- побудову геологічного розрізу (профілю) ґрунтового масиву по зазначених завданнях на проектування свердловинах;
- оформлених у вигляді висновків і рекомендацій якісну характеристику ґрунтової товщі та оцінювання придатності використання ґрунтів окремих шарів як природної основи.

При цьому проектом повинно бути передбачене зрізання родючого шару ґрунту (так званого ґрунтового-рослинного шару) для подальшого його використання з метою благоустрою району забудови або рекультивації сільськогосподарських угідь. У випадку наявності в основі слабких ґрунтів намічають варіанти й способи покращання ґрунтових властивостей (ущільненням, закріпленням, заміною з улаштуванням ґрунтових подушок і т. п.), якщо ефективність влаштування штучних основ виявиться технічно й економічно обґрунтованою.

Зміст, обсяг і точність інженерно-геологічних вишукувань встановлюються відповідними будівельними нормами і стандартами залежно від складності геологічних умов та особливостей проєктованих будівель і споруд.

2. Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів.

Встановлення повних назв ґрунтів

Числові значення основних фізичних (щільність ґрунту природної будови ρ , щільність твердих мінеральних частинок ґрунту ρ_s , вологість ґрунту у природному заляганні W , межі розкочування W_p і текучості W_L ; ґрунту), міцнісних (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення ґрунту c) і деформаційних (модуль деформації ґрунту E , відносна деформація просідання ґрунту ε_{sl} , при тисках $\sigma = 100; 200$ і 300 кПа) характеристик рекомендується подавати в табличній формі.

Для встановлення повних назв ґрунтів кожного шару (за винятком ґрунтового-рослинного) визначають похідні фізичні характеристики:

а) для великоуламкових ґрунтів, пісків і глинистих ґрунтів:

щільність сухого ґрунту (скелету) природної будови ρ_d ,

$$\rho_d = \frac{\rho}{1 + W} \quad (1)$$

об'ємна вага ґрунту γ ,

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (2)$$

де $g = 9,81 \approx 10$ м/с² – прискорення вільного падіння;

об'ємна вага сухого ґрунту (скелету) природної будови γ_d ;

$$\gamma_d = \rho_d \cdot g \quad (3)$$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 7

питома вага ґрунту γ_s ,

$$\gamma_s = \rho_s \cdot g \quad (4)$$

питома вага ґрунту у зваженому у воді стані γ_{sb} ,

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (5)$$

де $\gamma_w \approx 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

e – коефіцієнт пористості ґрунту

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1 + W)}{\rho} - 1 \quad (6)$$

(тут числове значення W підставляють у частках одиниці (ч. о.));

коефіцієнт водонасичення ґрунту S_r ,

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} \quad (7)$$

де $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$ – густина води (тут числове значення W підставляють у частках одиниці (ч. о.));

б) додатково лише для глинистих ґрунтів:

число пластичності ґрунту I_p ,

$$I_p = W_L - W_p \quad (8)$$

показник текучості ґрунту I_L ,

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} \quad (9)$$

показник текучості замоченого до повного водонасичення (коли $S_r = 0,9$) ґрунту $I_{L,sat}$,

$$I_{L,sat} = \frac{W_{sat} - W_p}{I_p} = \frac{0,9e\rho_w \cdot 100 - W_p}{\rho_s} \quad (10)$$

де

$$I_{L,sat} = \frac{S_r e \rho_w}{\rho_s} \cdot 100 = \frac{0,9e\rho_w}{\rho_s} \cdot 100 \quad (11)$$

(тут числове значення W_p підставляють у відсотках).

Формулюванню повних назв ґрунтів окремих шарів передуює встановлення їхніх різновидів за певними класифікаційними показниками:

а) великоуламкових ґрунтів і пісків:

- за гранулометричним складом (див. табл. А);
- за щільністю будови, що характеризується коефіцієнтом пористості ґрунту e (лише для пісків; див. табл. Б);
- за ступенем водонасичення, що характеризується коефіцієнтом водонасичення ґрунту S_r , (див. табл. В);

б) глинистих ґрунтів:

- за числом пластичності ґрунту I_p (див. табл. Г);
- за показником текучості ґрунту I_L (див. табл. Д);
- за відносною деформацією просідання ε_{sl} ; (якщо $\varepsilon_{sl} < 0,01$, то різновид ґрунту – непросідний; якщо ж $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$ – просідний);

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 8

в) заторфованих ґрунтів і торфів – за відносним вмістом органічної речовини (якщо її менше, ніж 50% за масою, то це заторфований ґрунт, якщо ж більше, ніж 50% за масою – торф).

У результаті повна назва ґрунту являє собою сукупність встановлених класифікаційних ознак (різновидів) і може бути, наприклад, такою:

для великоуламкових ґрунтів – *гравійний ґрунт, насичений водою;*

для пісків – *пісок дрібний, середньої щільності, малого ступеня водонасичення;*

для глинистих ґрунтів – *глина тугопластична непродісна або суглинок твердий просідний.*

3. Визначення розрахункових фізико-механічних характеристик ґрунтів

У табл. 11 і 12 (розділ Завдання для практичних) наведені нормативні значення фізико-механічних характеристик ґрунтів:

- щільності ґрунту природної будови $\rho \equiv \rho_n$;
- кут внутрішнього тертя ґрунту φ_n ;
- питоме зчеплення ґрунту c_n .

У розрахунках застосовують розрахункові значення фізико-механічних характеристики ґрунтів:

- за I-ою групою граничних станів (ГГС), тобто за несучою здатністю – ρ_I, φ_I, c_I .
- за II-ою групою ГГС, тобто за деформаціями – $\rho_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$.

Відповідно до п. 8.3.5 чинних ДБН В.2.1-10-2018 [1] розрахункові значення характеристик ґрунтів визначають за виразом

$$X = X_n / \gamma_g \quad (12)$$

де X_n – нормативне значення характеристики; γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, який приймають згідно з п. В.1 у довідковому додатку В ДБН [2].

Для розрахунків за I-ою ГГС приймають:

а) при визначенні ρ_I , для будь-яких ґрунтів $\gamma_{g(\rho)} = 1,05$;

б) при визначенні φ_I :

для пісків $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$;

для глинистих ґрунтів $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$;

в) при визначенні c_I для будь-яких ґрунтів $\gamma_{g(c)} = 1,5$.

Для розрахунків за II-ою ГГС при визначенні $\rho_{II}, \varphi_{II}, c_{II}$ приймають $\gamma_g = 1$.

Відзначимо ще одну важливу міцнісну характеристику ґрунту – його умовний розрахунковий опір R_0 , що має бути зафіксований для кожного із ґрунтів і встановлюється з табл. Б.6...Б.9 по назві відповідних ґрунтів і числових значень їхніх фізичних характеристик.

4. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Ґрунти, що під сумісною дією зовнішнього навантаження та власної ваги або лише від власної ваги при замочуванні водою або будь-якою іншою рідиною схильні зазнавати додаткову вертикальну деформацію, називають просідними, а додаткову деформацію при замочуванні – просіданням. За гранулометричним складом такі ґрунти відносять до глинистих – супісків, суглинків і глин. Характеризуються вони відносною деформацією просідання ε_{sl} , початковим тиском просідання p_{sl} і початковою вологістю просідання W_{sl} .

При проектуванні основ, складених лесовими просідними ґрунтами, підвищення їхньої вологості може відбуватись за двома схемами: замочуванням ґрунтів зверху із зовнішніх джерел 1 (або) знизу при піднятті рівня ґрунтових вод; поступовим накопиченням вологи в ґрунті внаслідок інфільтрації поверхневих вод і екранування поверхні. Іноді підвищення вологості просідних ґрунтів може відбуватись одночасно внаслідок, наприклад, замочування ґрунтів зверху та поступового накопичення вологи в ґрунті.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 9

Згідно з нормами проектування основ розрахунковий стан просідних ґрунтів за вологістю може бути таким: при можливості їхнього замочування – повне водонасичення ($S_r \geq 0,8$); при неможливості їхнього замочування – усталене значення вологості W_{eg} , яке приймають рівним природній вологості W , якщо $W \geq W_p$, і вологості на межі розкочування W_p , якщо $W < W_p$.

Визначення ґрунтових умов за просіданням провадять із використанням матеріалів лабораторних досліджень. При цьому можливе просідання s_{sl} від власної ваги замоченого до коефіцієнта водонасичення $S_r = 0,8$ ґрунту при нашаруванні лесових ґрунтів товщиною H_{sl} (рис. 1) обчислюють згідно з розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування у такій послідовності:

1. Розділяють просідну товщу H_{sl} на окремі елементарні шари товщиною $h_i = 1 \dots 2$ м.

2. Визначають питому вагу замоченого ґрунту $\gamma_{sat} = \rho_{sat} \cdot g$ (тут $g = 9,81$ м/с² – прискорення вільного падіння), для чого, при коефіцієнті водонасичення $S_r = 0,8$ і коефіцієнті пористості e , розраховують вологість замоченого ґрунту

$$W_{sat} = \frac{S_r e \rho_w}{\rho_s}$$

(тут ρ_s – щільність твердих частинок ґрунту; $\rho_w = 1$ г/см³ – густина води) і його щільність

$$\rho_{sat} = \frac{\rho_s (1 + W_{sat})}{1 + W}$$

(тут W – природна вологість ґрунту).

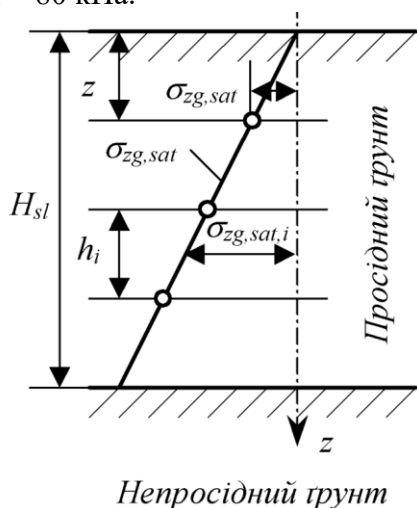
3. Обчислюють напруження від власної ваги замоченого ґрунту на межі елементарних шарів

$$\sigma_{zg,sat} = \gamma_{sat} \cdot h$$

і будують епюру $\sigma_{zg,sat}$.

4. Визначають початковий тиск просідання p_{sl} , для чого будують графік залежності відносних просідань ґрунту від тисків $\varepsilon_{sl} = f(p)$ (рис. 2), отриманих за результатами компресійних випробувань і наведених у завданні на проектування. За p_{sl} приймають точку перетину кривої $\varepsilon_{sl} = f(p)$ з ординатою $\varepsilon_{sl} = 0,01$.

Якщо крива $\varepsilon_{sl} = f(p)$ проходить вище цієї лінії і її не перетинає, то слід приймати умовно $p_{sl} = 80$ кПа.



Непросідний ґрунт

Рис. 1. Схема до визначення ґрунтових умов за просіданням

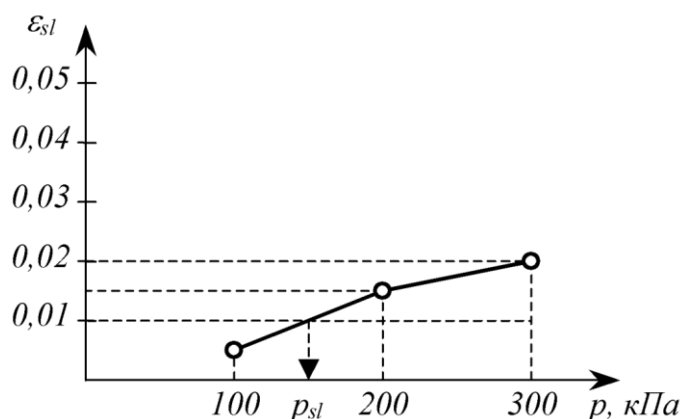


Рис. 2. Залежність $\varepsilon_{sl} = f(p)$ для визначення початкового тиску просідання p_{sl}

Якщо $\sigma_{zg,sat} < p_{sl}$, то ґрунт при цьому тиску в розглядуваному елементарному шарі вважають непросідним. Якщо $\sigma_{zg,sat} \geq p_{sl}$, то з графіка $\varepsilon_{sl} = f(p)$ визначають значення $\varepsilon_{sl,i}$, що відповідає тиску $\sigma_{zg,sat,i}$ у середині кожного елементарного шару.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 10

5. Обчислюють можливе просідання s_{sl} від власної ваги замоченого ґрунту при нашаруванні лесових просідних ґрунтів товщиною H_{sl} , за формулою

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n s_{sl,i} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i} \quad (13)$$

де n – кількість елементарних шарів, на яку поділена зона просідання товщиною H_{sl} ; $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна деформація просідання ґрунту i -го шару при дії у середині його напружень від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg,sat,i}$; h_i – товщина i -го елементарного шару ґрунту; $k_{sl,i}$ – коефіцієнт умов роботи ґрунту i -го елементарного шару основи, який у цьому випадку приймають $k_{sl,i} = 1$.

5. Побудова геологічного розрізу ґрунтового масиву. Оцінювання інженерно-геологічних умов за даними про ґрунти окремих шарів

Геологічні розрізи (профілі) виконують на аркушах міліметрового паперу формату А4 у масштабі М 1:100 (вертикальний) і М 1:1500 (горизонтальний). Поверхню природного рельєфу NL , будують по устях розвідувальних свердловин. Товщини шарів відкладають по вертикальних осях свердловин, при цьому товщина останнього шару не обмежується. Позначки, що відповідають одним і тим самим ґрунтам, з'єднують плавними лініями. Кожний шар ґрунту заштриховують відповідно до позначень, наведених у табл. З додатку. Рівень ґрунтових вод WL , відкладають від відмітки усть відповідних свердловин. При плануванні будівельної ділянки слід прагнути до нульового балансу об'ємів підсипання й зрізання ґрунту та створити ухил поверхні планування DL , не менше $i = 0,005 \dots 0,01$ для відведення атмосферних опадів.

Зразок побудови геологічного розрізу наведено на рис. 4.

На підставі аналізу фізико-механічних властивостей ґрунтів робиться висновок про придатність ґрунту кожного шару до використання в складі природної основи для фундаментів проектованої будівлі або споруди. При цьому слід виокремити так звані "надійні" і "слабкі" ґрунти. До надійних відносять, як правило, скельні та деякі види дисперсних ґрунтів, а саме великоуламкові ґрунти; піски (крім дрібних і пилуватих, а також пухких за щільністю будови); тверді, напівтверді та тугопластичні глинисті ґрунти. Слабкими ґрунтами, залягання яких у природному стані через їхню низьку міцність і велику стисливість почасти не може гарантувати потрібну надійність основи, є такі: просідні та набрякливі ґрунти; піски дрібні й пилуваті, а також пухкі за щільністю будови; глинисті ґрунти м'якопластичної, текучопластичної та текучої консистенції; зв'язні органомінеральні та органічні ґрунти (мули, сапропелі, заторфовані ґрунти й торф); незлежані насипні ґрунти. Важливо відзначити, що поняття "слабкий" і "міцний" дуже умовні й відносні, оскільки дозволяють оцінити властивості ґрунтів лише по відношенню до конкретного проектованого об'єкта.

Важливими показниками, що дозволяють при оцінюванні кожного із ґрунтових шарів надати висновок про можливість використання їх у складі природної основи, є розрахунковий опір R і модуль деформації ґрунту E . Так, зокрема, при $R < 100$ кПа і $E < 5$ МПа ґрунти відносять до слабких, які без заходів штучного покращання або спеціальних конструктивних заходів не можуть бути використані як несучий шар основи.

У разі доцільності спорудження штучної основи варто намітити декілька конкуруючих способів її влаштування (поверхнєве ущільнення важкими трамбівками, глибинне ущільнення ґрунтовими (ґрунтонабивними) палями, проектування у витрамбованих котлованах, закріплення, заміна з улаштуванням ґрунтових подушок і т. п.), а вже на підставі техніко-економічного співставлення обрати найбільш оптимальний для заданих інженерно-геологічних умов варіант.

Необхідно звернути увагу на рівень ґрунтових вод. У випадку розташування зазначеного рівня вище прогнозованої глибини закладання фундаменту слід передбачити відведення води з котловану на час виконання будівельно-монтажних робіт нульового циклу, а також

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 11

відповідні захисні конструктивні та технологічні заходи при подальшій експлуатації будівлі або споруди.

На будівельній ділянці слід зазначити місце розташування проектного об'єкта по відношенню до розвідувальних свердловин та його орієнтування по сторонах світу, причому при розміщенні будівлі чи споруди важливо уникати потенційно небезпечних зсувних схилів, що потребує додаткових розрахунків стійкості основ; обирати рівнинні ділянки з найменшими перепадами висот, забезпечуючи тим самим мінімальні обсяги очікуваних земляних робіт; дотримуватись вимог інсоляції будівлі або споруди і т. ін.

Завдання 1. Аналіз інженерно-геологічних умов будівельного майданчика

ВИХІДНІ ДАНІ

Номер будівельного майданчика: 2

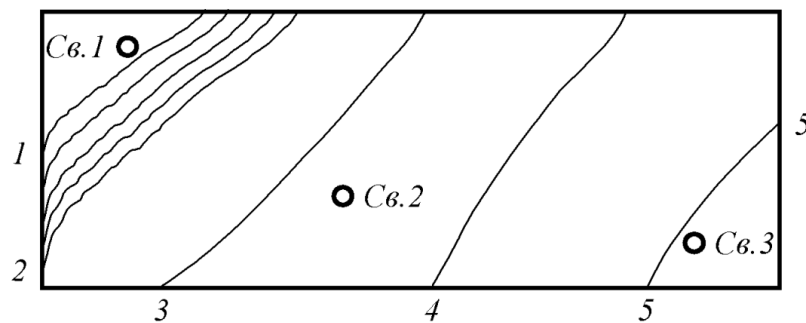


Рис. 3. План будівельного майданчика

Відмітки горизонталей:

Горизонталь	1	2	3	4	5
Відмітка, м	181,0	177,0	176,5	176,0	176,5

Дані по свердловинам

Параметри	Номер ґрунту	Свердловина		
		1	2	3
Відмітка устя, м	-	181,2	176,3	176,7
Потужність шарів, м:				
ґрунтово-рослинний шар	-	0,4	0,4	0,4
глинистий ґрунт 1	108	9,6	6,3	6,2
глинистий ґрунт 2	110	2,7	2,6	2,7
піщаний / заторфований ґрунт	31	0,8	1,2	0,9
глинистий ґрунт 3	86	6,9	5,8	5,8
Рівень ґрунтових вод, м	-	168,0	168,2	168,0

Населений пункт: Вінниця

РОЗВ'ЯЗОК

Відповідно до завдання на проектування прийнята будівельна ділянка з абсолютними висотними відмітками горизонталей 181,0; 177,0; 176,5; 176,0 і 176,5 м та відмітками усть свердловин: св. 1 – 181,2; св. 2 – 176,3; св. 3 – 176,7 м. Ґрунтові води у відповідних свердловинах виявлені на відмітках 168,0; 168,2 і 168,0 м.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 12

Будівельний майданчик знаходиться в м. Вінниці та має розміри в плані 180x80 м. Викреслимо план будівельного майданчика в масштабі 1:2000, нанесемо горизонталі, устя свердловин та їхні позначки (рис. 3).

1. Визначення похідних фізичних характеристик ґрунтів.

Встановлення повних назв ґрунтів

Проаналізуємо результати лабораторних досліджень відібраних на будівельному майданчику ґрунтів за даними табл. 10, 11, 12, визначимо похідні фізичні характеристики ґрунтів та встановимо повні назви ґрунтів відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4].

ІГЕ-1 – *ґрунтово-рослинний шар* потужністю 0,4 м.

ІГЕ-2 – ґрунт №108; потужність шару ґрунту 6,2..9,6 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність твердих мінеральних часточок ґрунту, ρ_s : 2,74 г/см³
- щільність ґрунту в природному стані, ρ : 1,79 г/см³
- вологість в природному стані, W : 17,0%
- межа текучості, W_L : 34,0%
- межа пластичності, W_P : 18,0%
- модуль деформації, E : --
- кут внутрішнього тертя, φ_n : 22°
- питоме зчеплення, c_n : 22 кПа
- відносне просідання ґрунту ε_{sl} при тиску:
 - 100 кПа – 0,050
 - 200 кПа – 0,060
 - 300 кПа – 0,080

Ґрунт №108 має границі пластичності $W_P = 18,0\%$, текучості $W_L = 34,0\%$ і природну вологість $W = 17,0\%$. Отже, це – *зв'язний ґрунт*.

Визначимо число пластичності I_P ґрунту за формулою (8):

$$I_P = W_L - W_P = 34,0 - 18,0 = 16,0\%$$

Оскільки $I_P = 16,0\%$ знаходиться в діапазоні 7..17%, то різновид ґрунту – *суглинок* (згідно з табл. Г додатку).

Виразуємо показник текучості I_L ґрунту за формулою (9):

$$I_L = \frac{W - W_P}{W_L - W_P} = \frac{17 - 18}{34 - 18} = \frac{-1,0}{16,0} = -0,06$$

Оскільки $I_L = -0,06 < 0$, то різновид суглинку – *твердий* (згідно з табл. Г додатку).

Обчислюємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $\rho_w = 1,0$ г/см³ за (6)-(7):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{2,74 \cdot (1+0,17)}{1,79} - 1 = 0,79$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,74 \cdot 0,17}{0,79 \cdot 1,0} = 0,59$$

Компресійними дослідженнями встановлено, що наявна відносна деформація просідання $\varepsilon_{sl} = 0,05..0,08 > 0,01$, тобто ґрунт №108 – *просідний*.

Остаточна повна назва ґрунту №108 – *суглинок твердий просідний*.

ІГЕ-3 – ґрунт №110; потужність шару ґрунту 2,6..2,7 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту:

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 13

- щільність твердих мінеральних часточок ґрунту, ρ_s : 2,70 г/см³
- щільність ґрунту в природному стані, ρ : 1,82 г/см³
- вологість в природному стані, W : 23,0%
- межа текучості, W_L : 28,0%
- межа пластичності, W_P : 18,0%
- модуль деформації, E : 10 МПа
- кут внутрішнього тертя, φ_n : 17°
- питоме зчеплення, c_n : 18 кПа
- відносне просідання ґрунту ε_{sl} : відсутнє

Ґрунт №110 має границі пластичності $W_P = 18,0\%$, текучості $W_L = 28,0\%$ і природну вологість $W = 23,0\%$. Отже, це – *зв'язний ґрунт*.

Визначимо число пластичності I_P ґрунту за формулою (8):

$$I_P = W_L - W_P = 28,0 - 18,0 = 10,0\%$$

Оскільки $I_P = 10,0\%$ знаходиться в діапазоні 7..17%, то різновид ґрунту – *суглинок* (згідно з табл. Г додатку).

Виразуємо показник текучості I_L ґрунту за формулою (9):

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{23 - 18}{28 - 18} = \frac{5,0}{10,0} = 0,50$$

Оскільки $I_L = 0,50 > 0$, то різновид суглинка – *тугопластичний* (згідно з табл. Г додатку).

Обчислюємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту, якщо густина води $\rho_w = 1,0$ г/см³ за (6)-(7):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1 + W)}{\rho} - 1 = \frac{2,70 \cdot (1 + 0,23)}{1,82} - 1 = 0,83$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,70 \cdot 0,23}{0,83 \cdot 1,0} = 0,75$$

Компресійними дослідженнями встановлено, що наявна відносна деформація просідання ε_{sl} відсутня, тобто ґрунт №110 – *непросідний*.

Остаточна повна назва ґрунту №108 – *суглинок тугопластичний непросідний*.

ПГЕ-4 – ґрунт №31; потужність шару ґрунту 0,8...1,2 м.

Гранулометричний склад і фізико-механічні характеристики ґрунту №31:

- вміст у % часточок ґрунту розміром, мм:
 - >10 – відсутні
 - 10-2 – відсутні
 - 2-1 – 17,0%
 - 1-0,5 – 13,0%
 - 0,5-0,25 – 28,0%
 - 0,25-0,1 – 14,0%
 - 0,1-0,05 – 12,0%
 - 0,05-0,01 – 12,0%
 - 0,01-0,005 – 4,0%
 - <0,005 – відсутні
- щільність твердих мінеральних часточок ґрунту, ρ_s : 2,60 г/см³
- щільність ґрунту в природному стані, ρ : 1,97 г/см³
- вологість в природному стані, W : 24,0%
- модуль деформації, E : 32 МПа
- кут внутрішнього тертя, φ_n : 35°

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 14

– питоме зчеплення, c_n : 1 кПа

Для ґрунту №31 границі пластичності W_P і текучості W_L відсутні. Це означає, що число пластичності $I_P = 0$, тобто це – *незв'язний (сипкий) ґрунт*.

Визначаємо його різновид за гранулометричним складом. Оскільки в даному ґрунті вміст частинок, крупніших за 0,25 мм, складає $17,0 + 13,0 + 28,0 = 58,0\% > 50,0\%$, то це – *пісок середньої зернистості* (згідно з табл. А додатку).

Вираховуємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r , ґрунту, якщо густина води $\rho_w = 1,0$ г/см³ за

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{2,60 \cdot (1+0,24)}{1,97} - 1 = 0,64$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,60 \cdot 0,24}{0,64 \cdot 1,0} = 0,98$$

Оскільки $e = 0,64$ знаходиться в діапазоні 0,55..0,70, то різновид піску - *середньої щільності* (згідно з табл. Б додатку).

Оскільки $S_r = 0,98$ знаходиться в діапазоні 0,8..1,0, то різновид піску – *насичений водою* (згідно з табл. В додатку).

Остаточна повна назва ґрунту №31 – ***пісок середньої зернистості, середньої щільності, насичений водою***.

ІГЕ-5 - ґрунт №86; товщина шару ґрунту 5,8...6,9 м.

Фізико-механічні характеристики ґрунту:

- щільність твердих мінеральних часточок ґрунту, ρ_s : 2,73 г/см³
- щільність ґрунту в природному стані, ρ : 1,93 г/см³
- вологість в природному стані, W : 31,0%
- межа текучості, W_L : 53,2%
- межа пластичності, W_P : 30,1%
- модуль деформації, E : 12 МПа
- кут внутрішнього тертя, φ_n : 18°
- питоме зчеплення, c_n : 47 кПа
- відносне просідання ґрунту ε_{st} : відсутнє

Ґрунт №86 має границі пластичності $W_P = 30,1\%$, текучості $W_L = 53,2\%$ і природну вологість $W = 31,0\%$. Отже, це – *зв'язний ґрунт*.

Визначимо число пластичності I_P ґрунту за формулою (8):

$$I_P = W_L - W_P = 53,2 - 30,1 = 23,1\%$$

Оскільки $I_P = 23,1\% > 17\%$, то різновид ґрунту – *глина* (згідно з табл. Г додатку).

Визначаємо показник текучості I_L , ґрунту за формулою (9):

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p} = \frac{31 - 30,1}{53,2 - 30,1} = \frac{0,9}{23,1} = 0,04$$

Оскільки $I_L = 0,04$ знаходиться в діапазоні 0...0,25, то різновид глини – *напівтверда* (згідно з табл. Г додатку).

Обчислюємо коефіцієнт пористості e і коефіцієнт водонасичення S_r , ґрунту, якщо густина води $\rho_w = 1,0$ г/см³ за (6)-(7):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1+W)}{\rho} - 1 = \frac{2,73 \cdot (1+0,31)}{1,93} - 1 = 0,85$$

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = \frac{2,73 \cdot 0,31}{0,85 \cdot 1,0} = 0,99$$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 15

Компресійними дослідженнями встановлено, що наявна відносна деформація просідання ε_{sl} відсутня, тобто ґрунт №86 – *непросідний*.

Остаточно повна назва ґрунту №86 – *глина напівтверда непросідна*.

2. Визначення розрахункових значень фізико-механічних характеристик ґрунтів

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів визначаємо відповідно до п. 8.3.5 чинного ДБН В.2.1-10-2018 [1].

Для нашого випадку будемо мати:

для ПЕ-2 – суглинок твердий просідний

$$\begin{aligned} \rho_{II} = \rho_n = 1,79 \text{ г/см}^3 & & \rho_I = \frac{\rho_n}{\gamma_{g(\rho)}} = \frac{1,79}{1,05} = 1,70 \text{ г/см}^3 \\ \varphi_{II} = \varphi_n = 22^\circ & & \varphi_I = \arctg \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_{g(\varphi)}} = \arctg \frac{\text{tg } 22^\circ}{1,15} = 19,4^\circ \\ c_{II} = c_n = 22 \text{ кПа} & & c_I = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}} = \frac{22}{1,5} = 14,7 \text{ кПа} \end{aligned}$$

для ПЕ-3 – суглинок тугопластичний непросідний

$$\begin{aligned} \rho_{II} = \rho_n = 1,82 \text{ г/см}^3 & & \rho_I = \frac{\rho_n}{\gamma_{g(\rho)}} = \frac{1,82}{1,05} = 1,73 \text{ г/см}^3 \\ \varphi_{II} = \varphi_n = 17^\circ & & \varphi_I = \arctg \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_{g(\varphi)}} = \arctg \frac{\text{tg } 17^\circ}{1,15} = 14,9^\circ \\ c_{II} = c_n = 18 \text{ кПа} & & c_I = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}} = \frac{18}{1,5} = 12,0 \text{ кПа} \end{aligned}$$

для ПЕ-4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою

$$\begin{aligned} \rho_{II} = \rho_n = 1,97 \text{ г/см}^3 & & \rho_I = \frac{\rho_n}{\gamma_{g(\rho)}} = \frac{1,97}{1,05} = 1,88 \text{ г/см}^3 \\ \varphi_{II} = \varphi_n = 35^\circ & & \varphi_I = \arctg \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_{g(\varphi)}} = \arctg \frac{\text{tg } 35^\circ}{1,15} = 32,8^\circ \\ c_{II} = c_n = 1 \text{ кПа} & & c_I = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}} = \frac{1}{1,5} = 0,7 \text{ кПа} \end{aligned}$$

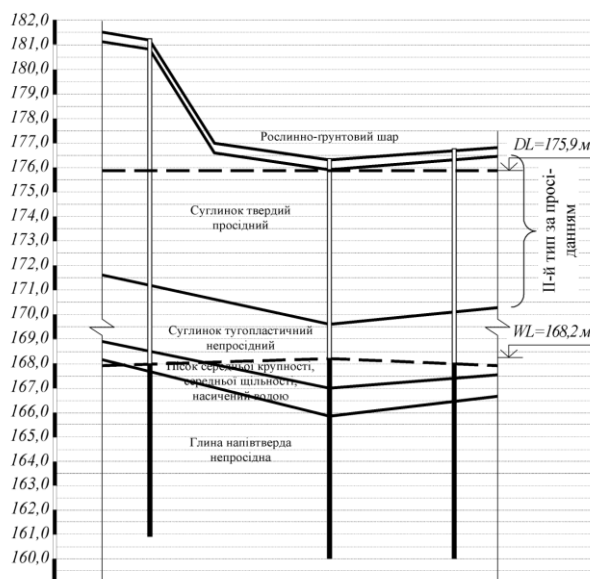
для ПЕ-5 – глина напівтверда непросідна

$$\begin{aligned} \rho_{II} = \rho_n = 1,93 \text{ г/см}^3 & & \rho_I = \frac{\rho_n}{\gamma_{g(\rho)}} = \frac{1,93}{1,05} = 1,84 \text{ г/см}^3 \\ \varphi_{II} = \varphi_n = 18^\circ & & \varphi_I = \arctg \frac{\text{tg } \varphi_n}{\gamma_{g(\varphi)}} = \arctg \frac{\text{tg } 18^\circ}{1,15} = 15,8^\circ \\ c_{II} = c_n = 47 \text{ кПа} & & c_I = \frac{c_n}{\gamma_{g(c)}} = \frac{47}{1,5} = 31,3 \text{ кПа} \end{aligned}$$

Для зручності аналізу інженерно-геологічних умов будівельної ділянки всі дані зводимо в табл. 1.

По результатах інженерно-геологічних вишукувань і аналізу ґрунтових умов будемо інженерно-геологічний профіль (розріз) будівельного майданчика по свердловинах 1-3 (див. рис. 4).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 16



Назви та номери виробок	Св. 1	Св. 2	Св. 3
Абсолютні позначки гирла свердловин, м	181,2	176,3	176,7
Відстань між виробками, м		91,2	58,4

Рис. 4. Інженерно-геологічний профіль (розріз) будівельної ділянки по свердловинах 1-3

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 17

Таблиця 1

Зведена таблиця фізико-механічних характеристик ґрунтів

№ ПГЕ	Назва ґрунту	Потужність, м	Основні фізичні характеристики					Похідні фізичні характеристики				Міцнісні характеристики			Деформаційні характеристики					
			ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	I _p	I _L	e	S _r	φ_I	φ_{II}	c _I , кПа	c _{II} , кПа	R ₀ , кПа	відносне просідання ґрунту ε_{SI} при тиску σ			E, МПа
																	100 кПа	200 кПа	300 кПа	
1	ґрунтово-рослинний шар	0,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	108 суглинок твердий просідний	9,6 6,3 6,2	2,74	1,79	17	34	18	16	-0,06	0,79	0,59	19,4	22	14,7	22	300	0,050	0,060	0,080	-
3	110 суглинок тугопластичний непросідний	2,7 2,6 2,7	2,70	1,82	23	28	18	10	0,50	0,83	0,75	14,9	17	12	18	187				10
4	31 пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою	0,8 1,2 0,9	2,60	1,97	24	-	-	-	-	0,64	0,98	32,8	35	0,7	1,0	400				32
5	86 глина напівтверда непросідна	6,9 5,8 5,8	2,73	1,93	31	53,2	30,1	23,1	0,04	0,85	0,99	15,8	18	31,3	47	291				12

ПГЕ-2 – $\gamma_2 = \rho_2 \cdot g = 1,79 \cdot 10 = 17,9$ кН/м³; $\gamma_{s,2} = \rho_{s,2} \cdot g = 2,74 \cdot 10 = 27,4$ кН/м³; $\gamma_{sb,2} = (\gamma_{s,2} - \gamma_w) / (1 + e_2) = (27,4 - 10) / (1 + 0,79) = 9,72$ кН/м³

ПГЕ-3 – $\gamma_3 = \rho_3 \cdot g = 1,82 \cdot 10 = 18,2$ кН/м³; $\gamma_{s,3} = \rho_{s,3} \cdot g = 2,70 \cdot 10 = 27,0$ кН/м³; $\gamma_{sb,3} = (\gamma_{s,3} - \gamma_w) / (1 + e_3) = (27,0 - 10) / (1 + 0,83) = 9,29$ кН/м³

ПГЕ-4 – $\gamma_4 = \rho_4 \cdot g = 1,97 \cdot 10 = 19,7$ кН/м³; $\gamma_{s,4} = \rho_{s,4} \cdot g = 2,60 \cdot 10 = 26,0$ кН/м³; $\gamma_{sb,4} = (\gamma_{s,4} - \gamma_w) / (1 + e_4) = (26,0 - 10) / (1 + 0,64) = 9,79$ кН/м³

ПГЕ-5 – $\gamma_5 = \rho_5 \cdot g = 1,93 \cdot 10 = 19,3$ кН/м³; $\gamma_{s,5} = \rho_{s,5} \cdot g = 2,73 \cdot 10 = 27,3$ кН/м³; $\gamma_{sb,5} = (\gamma_{s,5} - \gamma_w) / (1 + e_5) = (27,3 - 10) / (1 + 0,85) = 9,35$ кН/м³,

де γ і γ_s – відповідно об'ємна та питома вага незваженого у воді ґрунту, розташованого вище рівня ґрунтових вод WL;

γ_{sb} – питома вага зваженого у воді ґрунту, розташованого нижче рівня ґрунтових вод WL, але вище шару водонепроникного ґрунту у вигляді пластів монолітної скельної породи або твердої глини;

$g = 9,81$ м/с² ≈ 10 м/с² – прискорення вільного падіння;

$\gamma_w = \rho_w \cdot g = 1,0 \cdot 10 = 10$ кН/м³ – питома вага води (тут $\rho_w = 1,0$ г/см³ – густина води).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 18

3. Визначення типу ґрунтових умов за просіданням

Для проведення подальших розрахунків потрібно визначити тип ґрунтових умов за просіданням для частини основи, складеної просідним ґрунтом №108. Фізико-механічні характеристики зазначеного ґрунту наведені в табл. 1.

Для встановлення типу ґрунтових умов за просіданням визначаємо можливе просідання ґрунтової товщі від власної ваги після її замочування до коефіцієнта водонасичення просідного ґрунту $S_r = 0,8$ (тобто до повного водонасичення). Для цього виконуємо послідовність таких операцій:

1. Поділимо просідну товщу на окремі розрахункові шари потужністю h_i по 2 м (табл. 2).

Таблиця 2

Розрахункова таблиця до визначення типу ґрунтової основи за просіданням

№ІГЕ	Назва ґрунту	Потужність ґрунту, м	γ_{sat} , кН/м ³	№ розрах. шару	Потужність розрах. шару, м	$\sigma_{zg,sat}$, кПа	$\sigma_{zg,sat}$ у середині шару, кПа	Епюра $\sigma_{zg,sat}$	ϵ_{sl}	$s_{sl} = \epsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}$
2	суглинок твердий просідний	6,3	18,83	1	2,0	37,66	18,83		0,037	0,074
				2	2,0	75,32	56,49			
				3	2,0	112,98	94,15			
				4	0,3	118,63	115,81			

2. Визначаємо об'ємну вагу замоченого ґрунту γ_{sat} за даними табл. 1. Для суглинку твердого (ІГЕ-2) при $S_r = 0,8$ і $e = 0,79$ вологість замоченого ґрунту буде

$$W_{sat} = \frac{S_r e \rho_w}{\rho_s} = \frac{0,8 \cdot 0,79 \cdot 1,0}{2,74} = 0,231$$

Звідси щільність і об'ємна вага замоченого ґрунту дорівнюватимуть відповідно

$$\rho_{sat} = \frac{\rho_s (1 + W_{sat})}{1 + W} = \frac{1,0 \cdot (1 + 0,231)}{1 + 0,17} = 1,883 \text{ г/см}^3$$

3. Визначаємо напруження в ґрунтовому масиві, що виникають від власної ваги замоченого ґрунту $\sigma_{zg,sat,i}$ на нижній межі кожного розрахункового шару, за формулою

$$\sigma_{zg,sat,i} = \sigma_{zg,sat,(i-1)} + \gamma_{sat} \cdot h_i$$

Будуємо епюру $\sigma_{zg,sat,i}$ (див. табл. 2).

Обчислюємо напруження $\sigma_{zg,sat,i}$ у середині кожного розрахункового шару за формулою

$$\sigma_{zg,sat,i} = \frac{\sigma_{zg,sat,i} + \sigma_{zg,sat,(i+1)}}{2}$$

4. Знаходимо початковий тиск просідання p_{sl} , для чого будуємо графік $\epsilon_{sl} = f(\sigma_{zg,sat})$ для ґрунту ІГЕ-2 (№108) (рис. 5).

За p_{sl} приймаємо точку перетину кривої $\epsilon_{sl} = f(\sigma_{zg,sat})$ з ординатою $\epsilon_{sl} = 0,01$. Оскільки зазначена крива розташована вище цієї лінії і не перетинає її, то умовно (лише цій практичній роботі з навчальною метою) приймаємо $p_{sl} = 80$ кПа.

Якщо $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ то ґрунт при цьому тиску в даному шарі вважається непросідним.

Якщо $\sigma_{zg,sat,i} > p_{sl}$ то з графіка $\epsilon_{sl} = f(\sigma_{zg,sat})$ визначаємо значення відносного просідання $\epsilon_{sl,i}$ відповідне до тиску $\sigma_{zg,sat,i}$, у середині даного розрахункового шару.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 19

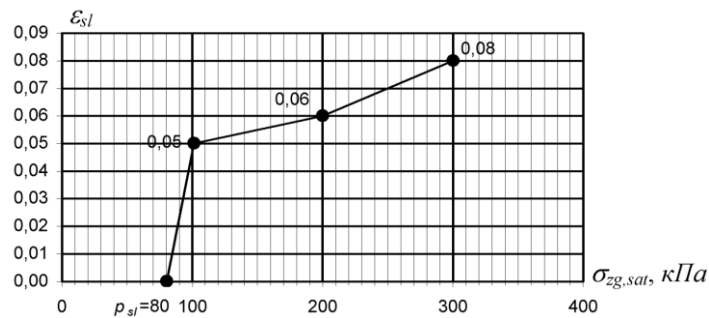


Рис. 5. Залежність $\varepsilon_{sl} = f(\sigma_{zg,sat})$ для визначення початкового тиску просідання p_{sl} для ґрунту ІГЕ-2 (суглинку твердого)

5. Вираховуємо можливе просідання ґрунту кожного розрахункового шару за формулою $s_{sl} = \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}$, приймаючи коефіцієнт умов роботи ґрунту $k_{sl,i} = 1$.

У даному випадку в 1-му та 2-му розрахункових шарах $\sigma_{zg,sat,i} < p_{sl}$ отже, просідають лише 3-ій і 4-ий розрахункові шари, в яких відповідно

$$s_{sl,3} = \varepsilon_{sl,3} \cdot h_3 \cdot k_{sl,3} = 0,037 \cdot 2,0 \cdot 1 = 0,074 \text{ (м)}$$

$$s_{sl,4} = \varepsilon_{sl,4} \cdot h_4 \cdot k_{sl,4} = 0,052 \cdot 0,3 \cdot 1 = 0,016 \text{ (м)}$$

Просідання всієї товщі дорівнюватиме

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n s_{sl,i} = 0,074 + 0,016 = 0,090 \text{ (м)}$$

Оскільки $s_{sl} = 9,0 \text{ см} > 5 \text{ см}$, то ґрунтові умови будівельної ділянки відносяться до просідних.

4. Висновки про інженерно-геологічні умови будівельної ділянки

Для будівництва визначена вільна від забудови ділянка прямокутної форми в плані розмірами 180 x 80 м. Рельєф місцевості на більшій частині ділянки спокійний, абсолютні позначки денної поверхні коливаються в межах 176,0..177,0 м. У північно-західній частині (між св. 1 і св. 2 є схил, спрямований до центру ділянки, із різким падінням позначок від 181,0 до 177,0 м. Св. 2 і св. 3 знаходяться на однаковому рівні (св. 2 – 176,3 м; св. 3 – 176,7 м).

На ділянці пробурені три свердловини глибиною 16,0...20,0 м. Бурінням свердловин та аналізом результатів лабораторних досліджень відібраних зразків ґрунту встановлено, що геолого-літологічна будова ділянки має наступну будову:

- ІГЕ-1 – ґрунтово-рослинний шар потужністю 0,4 м;
- ІГЕ-2 – суглинок твердий просідний; потужність шару 6,2..9,6 м;
- ІГЕ-3 – суглинок тугопластичний непросідний; потужність шару 2,6..2,7 м;
- ІГЕ-4 – пісок середньої крупності, середньої щільності, насичений водою; потужність шару 0,8..1,2 м;
- ІГЕ-5 – глина напівтверда непросідна; потужність шару 5,8..6,9 м.

Ґрунтові води виявлені на абсолютних позначках 168,0..168,2 м (тобто на глибині 8,1...13,2 м від рівня поверхні природного рельєфу NL).

5. Висновки та рекомендації

1. На ділянці будівництва до глибини 6,2...9,6 м залягає потенційно небезпечний структурно нестійкий (слабкий) ґрунт ІГЕ-2 – суглинок твердий просідний. Спорудження фундаментів мілкового закладання можливе лише у випадку його ущільнення або закріплення. Спосіб штучного покращання природних властивостей просідного ґрунту основи слід обирати шляхом техніко-економічного порівняння усіх можливих варіантів.

2. У випадку спорудження пальових фундаментів, нижні кінці паль доцільно завести в ґрунт ІГЕ-5 – глину напівтверду непросідну. При визначенні несучої здатності паль слід передбачити можливість випадкового замочування просідного ґрунту ІГЕ-2 до стану повного

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	<i>Випуск 1</i>	<i>Зміни 0</i>	<i>Екземпляр № 1</i>	<i>Арк 83 / 20</i>

водонасичення, коли коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,9$ і уточнити при цьому фізико-механічні характеристики ґрунту.

3. Подальші розрахунки виконані для випадку проектування будівлі поблизу св. 2.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 21

ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ НА ФУНДАМЕНТИ

1. Загальні положення

Згідно з пп. 4.4 і 4.5 чинних будівельних норм ДБН В.1.2-2:2006 [3] навантаження й впливи, що діють на фундаменти та їхні основи, поділяють на такі:

- залежно від причин виникнення – основні та епізодичні;
- залежно від змінюваності в часі та тривалості неперервної дії – постійні та змінні (тривалі, короткочасні, епізодичні).

У загальному випадку прийнята класифікація навантажень і впливів забезпечує можливість розрахунку будівельних конструкцій і ґрунтових основ з урахуванням необхідних розрахункових ситуацій та граничних станів, а саме:

а) перевірку міцності, стійкості та інших критеріїв несучої здатності при одноразовому навантаженні в екстремальних умовах експлуатації (аварійна розрахункова ситуація або стабільна чи перехідна розрахункова ситуація, що може реалізуватися обмежене число разів за термін служби);

б) перевірку жорсткості та тріщиностійкості в режимі нормальної експлуатації (стабільна розрахункова ситуація);

в) перевірку витривалості при повторних навантаженнях (стабільна розрахункова ситуація);

г) урахування повзучості матеріалів та інших реологічних процесів при дії постійних і тривалих змінних навантажень (стабільна розрахункова ситуація).

Розрізняють навантаження характеристичні та розрахункові. Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення. Характеристичні навантаження – це найбільші величини зовнішніх навантажень, які допускаються для нормальної експлуатації будівель і споруд. На практиці всі навантаження тою чи іншою мірою мають властивість мінливості, тобто їхні значення можуть бути меншими або більшими від установлених характеристичних значень. Ці можливі відхилення враховують при проектуванні коефіцієнтом надійності за навантаженням γ_f ; який залежить від виду навантаження. Таким чином, розрахункові навантаження – це характеристичні навантаження, помножені на відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням

$$q = q_0 \cdot \gamma_f \quad (14)$$

де q і q_0 – відповідно розрахункове та характеристичне значення навантажень.

Залежно від характеру навантажень та типу розрахунку (див. перелічені вище позиції а, б, в, г) використовують чотири види розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне. Зазначені види навантажень слід застосовувати відповідно до табл. 3. Буквами вказано перелічені вище типи розрахунків, для виконання яких застосовують ті чи інші види розрахункових значень.

Таблиця 3

Застосування видів розрахункових навантажень за типом розрахунків
(табл. 4.1 ДБН В.1.2-2:2006 [3])

Розрахункове навантаження	Основні			Епізодичні
	постійні	змінні		
		тривалі	короткочасні	
Експлуатаційне	\bar{b}, \bar{z}	\bar{b}	\bar{b}	
Граничне	a	a	a	a
Циклічне		b	b	
Квазіпостійне		z		

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 22

Для перевірки граничних станів першої групи (І-а ГГС) використовують граничні розрахункові значення навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи (ІІ-а ГГС) навантаження встановлюють залежно від умов експлуатації конструкції, яка розглядається.

До постійних відносять навантаження й впливи, які при зведенні та в процесі експлуатації будівель і споруд діють і проявляються постійно, зокрема, власну вагу їхніх частин (у тому числі вагу несучих і огорожувальних конструкцій); власну вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірський тиск.

Змінні навантаження й впливи поділяють на такі:

- тривалі – вага тимчасових перегородок; вага стаціонарного обладнання (верстатів, апаратів, моторів, ємностей, а також вага рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання та ін.); тиск газів, рідин і сипких матеріалів у ємностях і трубопроводах; навантаження на перекриття від складованих на них матеріалів у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних приміщеннях; навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із квазіпостійними розрахунковими значеннями; вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів із квазіпостійними розрахунковими значеннями; снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями; впливи, спричинені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту; впливи, спричинені зміною вологості, усадкою й повзучістю матеріалів та ін.;
- короточасні – навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному і випробувальному режимах, а також при його перестановці або заміні з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями; вага людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями; навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель із граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями (крім навантажень, зазначених у пп. 4.12, а, б, в, г ДБН В.1.2-2:2006 [3]; навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, тельферів), а також мостових і підвісних кранів із граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями; снігові, вітрові та ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями та ін.;
- епізодичні – сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, що спричинені різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю або поломкою обладнання; впливи, що спричинені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просідних ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Характеристичні й розрахункові значення епізодичних навантажень визначають за спеціальними нормативними документами.

Не всі вище зазначені навантаження діють на конкретну будівлю чи споруду та їхню основу одночасно. Тому у розрахунках за певною групою граничних станів (ГГС) і в певній розрахунковій ситуації застосовують сполучення навантажень, яких є два типи – основне та аварійне.

Для перевірки граничних станів першої групи (І-а ГГС) застосовують основне сполучення, яке містить постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, а також граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 23

Для перевірки граничних станів другої групи (П-а ГГС) застосовують основне сполучення, яке містить постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити лише один епізодичний вплив.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень декількох навантажень враховується множенням розрахункових значень, що увійшли до сполучення навантажень, на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менше двох змінних навантажень, останні приймають із коефіцієнтами сполучень $\psi_1 = 0,95$ і $\psi_2 = 0,90$ відповідно для тривалих і короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менше двох змінних навантажень, останні приймають із коефіцієнтами сполучень $\psi_1 = 0,95$ і $\psi_2 = 0,80$ відповідно для тривалих і короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймають із коефіцієнтом сполучень $\psi = 1,00$.

Якщо в сполученні є лише одне змінне навантаження, то коефіцієнти ψ_1 і ψ_2 не вводять.

Розглянемо випадки визначення характеристичних і розрахункових значень для деяких видів навантажень.

Вага конструкцій і ґрунтів (постійні навантаження)

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проектними розмірами та об'ємною вагою матеріалів (див. табл. II додатку) і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації будівель і споруд.

Експлуатаційне розрахункове значення ваги конструкцій і ґрунтів приймається таким, що дорівнює характеристичному.

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій і ґрунтів визначається шляхом множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , наведеним у табл. I. Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} , і квазіпостійного γ_{fp} , значень слід приймати такими, що дорівнюють 1,0.

Рівномірно розподілені навантаження (змінні навантаження)

Характеристичні та квазіпостійні значення рівномірно розподілених змінних навантажень на плити перекриттів, сходи й підлоги на ґрунтах наведені в табл. II.

Коефіцієнти надійності за граничним навантаженням γ_{fm} ; для рівномірно розподілених навантажень p слід приймати такими:

- $\gamma_{fm} = 1,3$ – при характеристичному значенні $p < 2,0$ кПа (200 кгс/м²);
- $\gamma_{fm} = 1,2$ – те ж саме, $p \geq 2,0$ кПа (200 кгс/м²).

Характеристичні значення навантажень на ригелі й плити перекриттів від ваги тимчасових перегородок слід приймати залежно від їхньої конструкції, розташування та характеру обпирання на перекриття й стіни. Ці навантаження допускається враховувати як рівномірно розподілені додаткові навантаження, приймаючи їхні характеристичні значення на підставі розрахунку для передбачуваних схем розміщення перегородок, але не менше, ніж 0,5 кПа (50 кгс/м²).

Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} від ваги тимчасових перегородок слід приймати так само, як для ваги конструкцій і ґрунтів.

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 [3] і ДБН В.2.1-10-2018 [1] рівномірно розподілені навантаження при розрахунку ґрунтових основ за несучою здатністю (I-а ГГС) вважаються

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 24

короткочасними і приймаються із граничними розрахунковими значеннями (тобто з повними значеннями), а при розрахунку за деформаціями (II-а ГГС) – тривалими і приймаються із квазіпостійними розрахунковими значеннями (тобто із зниженими значеннями).

Снігові навантаження (змінні навантаження)

Снігове навантаження є змінним, для якого встановлено три розрахункових значення: граничне, експлуатаційне і квазіпостійне.

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття (конструкції) обчислюють за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} \cdot S_0 \cdot C \quad (15)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаження, що визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за табл. К;

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження (у Па), що дорівнює вазі снігового покриву на 1 м² поверхні ґрунту, яка може бути перевищена у середньому один раз за 50 років, і визначається залежно від снігового району за картою (див. рис. 19) або за табл. Й;

C - коефіцієнт, який обчислюється з виразу

$$C = \mu \cdot C_e \cdot C_{alt} \quad (16)$$

тут μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який залежить від форми покрівлі й схеми розподілу снігового навантаження та приймається для будівель з одно і двосхилим покриттями з кутами схилу даху $\alpha \leq 25^\circ$ і $\alpha \geq 60^\circ$ відповідно $\mu = 1$ і $\mu = 0$, а для проміжних значень α – визначається лінійною інтерполяцією; C_e – коефіцієнт, який враховує режим експлуатації покрівлі і встановлюється завданням на проектування, а за відсутністю таких даних – приймається $C_e = 1$; C_{alt} – коефіцієнт географічної висоти, який враховує висоту H (у км) розміщення розташованого в гірській місцевості будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулами

$$\begin{aligned} C_{alt} &= 1,4 \cdot H + 0,3 \text{ при } H \geq 0,5 \text{ км} \\ C_{alt} &= 1 \text{ при } H < 0,5 \text{ км} \end{aligned} \quad (17)$$

Експлуатаційне розрахункове значення снігового навантаження обчислюють із виразу

$$S_e = \gamma_{fe} \cdot S_0 \cdot C \quad (18)$$

де γ_{fe} – коефіцієнт надійності за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження, який визначають за табл. Л залежно від частки часу η , упродовж якої можуть порушуватись умови другого граничного стану; S_0 і C – те ж саме, що й у формулі (15).

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюють за формулою

$$S_p = (0,4 \cdot S_0 - \bar{S}) \cdot C \quad (19)$$

де $\bar{S} = 160$ кПа; S_0 і C – те ж саме, що й у формулі (15).

Відповідно до ДБН В.1.2-2:2006 [3] і ДБН В.2.1-10-2018 [1] снігові навантаження при розрахунку ґрунтових основ за несучою здатністю (I-а ГГС) вважаються короткочасними і приймаються із граничними розрахунковими значеннями, а при розрахунку за деформаціями (II-а ГГС) – тривалими і приймаються із квазіпостійними розрахунковими значеннями (так само, як і рівномірно розподілені навантаження).

Кранові та вітрові навантаження визначають згідно з пп. відповідно 7 і 9 ДБН В.1.2-2:2006 [2].

2. Конструктивне оцінювання будівлі або споруди. Призначення вантажних площ. Проектування складу конструкцій та визначення ваги 1 м² покриттів і перекриттів. Збір навантажень на фундаменти

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 25

До конструктивних особливостей будівлі або споруди відносять тип конструктивної схеми; типоутворюючі ознаки, якими є несучі (вертикальні й горизонтальні) та огорожуючі конструкції, їхнє розміщення та величина відстаней між ними, матеріал, з якого вони виготовлені; наявність мансардних приміщень або горищ, технічних поверхів (для розміщення інженерного обладнання: опалювальних систем, вентиляційних камер, насосних станцій для підкачування води на верхні поверхи і т. п.), підвалів або технічних підпіль, фундаментів під обладнання, тунелів і каналів для розміщення підземних інженерних комунікацій та ін.

Фундаменти, стіни, колони, окремі опори, перекриття й покриття – основні несучі елементи будівлі або споруди. Вони утворюють її скелет – просторову систему вертикальних і горизонтальних несучих елементів. Скелет визначає так звану конструктивну схему будівлі або споруди. Розрізняють такі конструктивні схеми:

- із несучими поздовжніми стінами;
- із несучими поперечними стінами;
- із несучими як поздовжніми, так і поперечними стінами (притаманна для великопанельних будівель);
- із неповним каркасом;
- із повним каркасом.

Є будівлі і споруди, окремі частини яких побудовані за різними схемами.

Визначення навантажень, що діють на фундаменти, виконують на рівні поверхні розпланованого рельєфу DL , (тобто на рівні уступу фундаментів) для характерних перерізів після вивчення конструктивних особливостей будівлі. З плану та розрізу будівлі визначають, які конструктивні елементи несуть навантаження від ваги покриття та перекриття і передають ці навантаження на фундаменти, а які передають лише власну вагу.

Збір навантажень на фундамент під стіну або колону починають із складання розрахункових схем – розрізу будівлі та плану типового поверху, на якому показують вантажну площу, тобто площу покриття й перекриття, що прилягають до цієї стіни або колони і передають на них навантаження від своєї власної ваги і змінних навантажень (рис. 6).

На фундамент під ненесучі стіни передається навантаження лише від власної ваги стіни (вантажна площа A ; на рис. 6, а). Якщо в будівлі є внутрішні несучі стіни (рис. 6, а), то вантажна площа становить

$$A_2 = \left(\frac{L_4}{2} + \frac{L_5}{2} - b_{ст} \right) \cdot 1 \quad (20)$$

Для зовнішніх поздовжніх несучих стін із метою полегшення відрахування віконних прорізів збір навантажень ведуть, зазвичай, на відрізок стіни поміж осями суміжних вікон. Щоби визначити навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту, ділять отримане навантаження на довжину розглядуваного відрізка стіни (вантажна площа A_3 на рис. 6, а).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 26

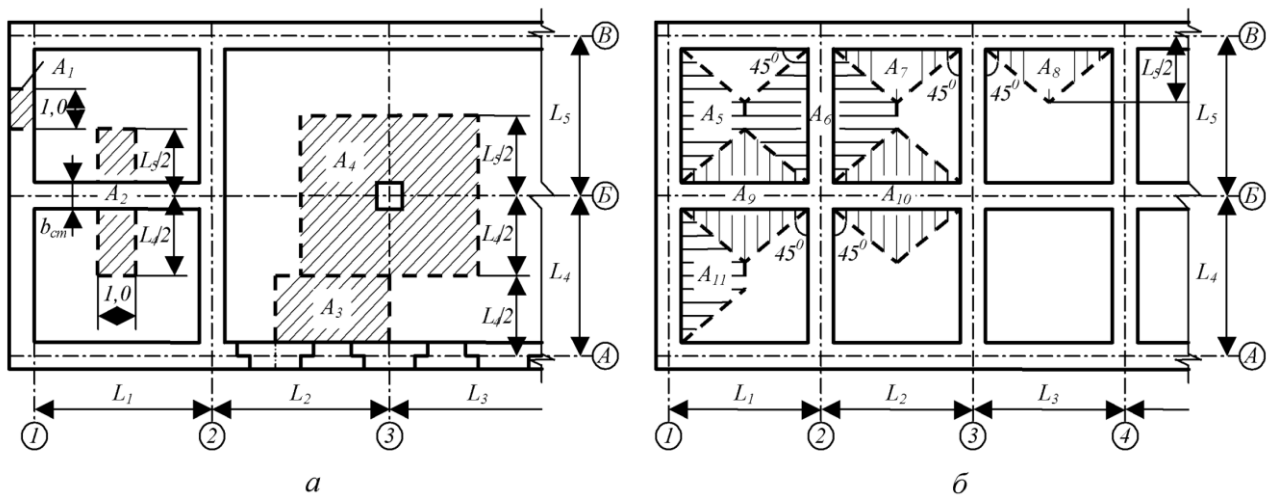


Рис. 6. Схема підрахунку навантаження на відповідні вантажні площі, що передають навантаження на уступ фундаменту: *a* – для випадку поздовжніх несучих стін; *б* – для випадку поздовжніх і поперечних несучих стін

Якщо плити перекриття спираються по контуру, то вантажну площу утворюють діленням кутів перекритого приміщення бісектрисою (рис. 6, б). Вантажна площа в цьому випадку може мати форму трикутника, квадрата, трапеції або шестикутника. Величину її обчислюють за відповідними кожній фігурі формулами. Так, зокрема,

$$A_5 = \frac{L_5 + \left(L_5 - \frac{2L_1}{2}\right) \cdot L_1}{2} \cdot \frac{2}{4} = \frac{L_1(2L_5 - L_1)}{4} \quad (21)$$

$$A_8 = \frac{L_3^2}{4} \quad (22)$$

і т. д. Навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту отримують діленням навантаження від усієї вантажної площі, включаючи вагу стіни, на величину відрізка стіни, на яку спирається плита перекриття.

Для прикладу: навантаження на фундамент під зовнішню несучу стіну по осі 1 житлового будинку (див. Завдання 2) складається з ваги покриття (теплого даху), перекриття і внутрішніх перегородок, стіни з відрахуванням віконних прорізів, а також із змінних навантажень на покриття й перекриття. Питомі навантаження (на 1 м²) від даху, міжповерхового і надпідвального перекриттів визначають на підставі аналізу їхніх конструкцій, зазначених у завданні на проектування (див. поз. 1, 2 і 3 у табл. 3). У розглядуваному конкретному випадку їхні характеристичні значення дорівнюють відповідно 5,05; 3,66 і 3,71 кН/м². Вага внутрішніх перегородок, приведена до 1 м² підлоги, становить – 2,0 кН/м². Прилегла до стіни вантажна площа покриття й перекриттів, із якої навантаження передається на стіну, прийнята як показано на рис. 8 $A_1 = (5,76 + 2,56)/2 \cdot 1,6 = 6,66$ м².

Збір навантажень доцільно виконувати у табличній формі (див. табл. 4). Так, вага конструкцій покриття становить $5,05 \cdot 6,66 = 33,63$ кН.

Значення рівномірно розподілених змінних навантажень на покриття й перекриття приймають із табл. И додатку. У розглядуваному прикладі для розрахунків за деформаціями (за II-ю ГГС) приймаємо понижене квазіпостійне розрахункове значення навантажень на міжповерхове й надпідвальне перекриття $p = 0,85$ кПа, вважаючи їх тривалими, а для розрахунків за несучою здатністю (за I-ю ГГС) – повне характеристичне значення $p = 2,0$ кПа, вважаючи ці навантаження короточасними (див. табл. 4). До того ж застосування основних сполучень навантажень, що включають постійні та не менше двох змінних навантажень, потребує останні приймати з коефіцієнтами сполучень $\psi = 0,95$ і $\psi = 0,90$ відповідно для тривалих і короточасних навантажень.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 27

У даному прикладі аналогічний підхід реалізований і для снігового навантаження (див. табл. 4).

Нарешті, останній крок. Щоб отримати питоме навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту, слід сумарне (постійне й змінне) навантаження, зібране з усієї вантажної площі A_1 , разом із власною вагою стіни поділити на довжину відрізка стіни, обмеженого габаритами вантажної площі. Так, у нашому випадку матимемо такі значення розрахункових навантажень на 1 пог. м довжини фундаменту: експлуатаційне (для розрахунків за деформаціями або інакше – за II-ою ГГС) – $N_{0II} = 612,62/5,76 = 106,36$ кН/м; граничне (для розрахунків за несучою здатністю або інакше – за I-ою ГГС) – $N_{0I} = 768,81/5,76 = 133,47$ кН/м (див. табл. 4).

Завдання 2. Збір навантажень на фундаменти

ВИХІДНІ ДАНІ

Зібрати навантаження на фундаменти під зовнішню й внутрішню стіни житлового 5-поверхового 20-квартирного будинку (рис. 7) із такими конструктивними рішеннями:

1. Конструктивна схема будівлі – із поздовжніми й поперечними несучими стінами та обпиранням панелей по контуру.

2. Стіни зовнішні – одношарові керамзитобетонні панелі $\delta = 300$ мм і $\gamma = 10,5$ кН/м³; стіни внутрішні – збірні залізобетонні панелі $\delta = 140$ мм і $\gamma = 25,0$ кН/м³.

3. Перегородки – зведена до 1 м² підлоги квартири вага перегородок внутрішньоквартирних – 2,0 кН/м², коридорних – 2,5 кН/м².

4. Перекриття й покриття – збірні керамзитозалізобетонні плити $\delta = 160$ мм і $\gamma = 17,0$ кН/м³.

5. Дах – із теплим горищем і внутрішнім водостоком.

6. Покрівля – рулонна 4-шарова, утеплювач – керамзит $\delta = 200$ мм і $\gamma = 6,0$ кН/м³.

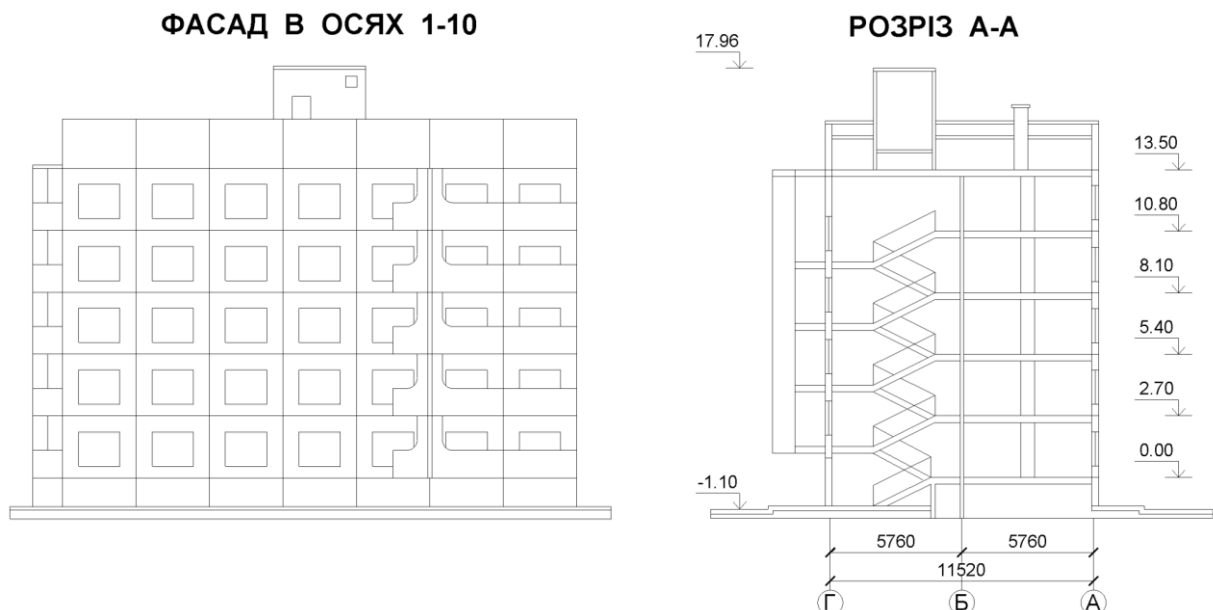
7. Підлога – лінолеум, керамічна плитка.

8. Вікна – розміром 1,4x1,5(h) м.

9. Позначка підлоги підвалу -2,400 м.

Район будівництва – м. Миргород Полтавської області.

ЗАВДАННЯ: Зібрати навантаження на фундаменти під стіни по осях 1, 2 і Б.



Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 28



Рис. 7. Опорна схеми житлового 5-поверхового 20-квартирного будинку з типового проекту

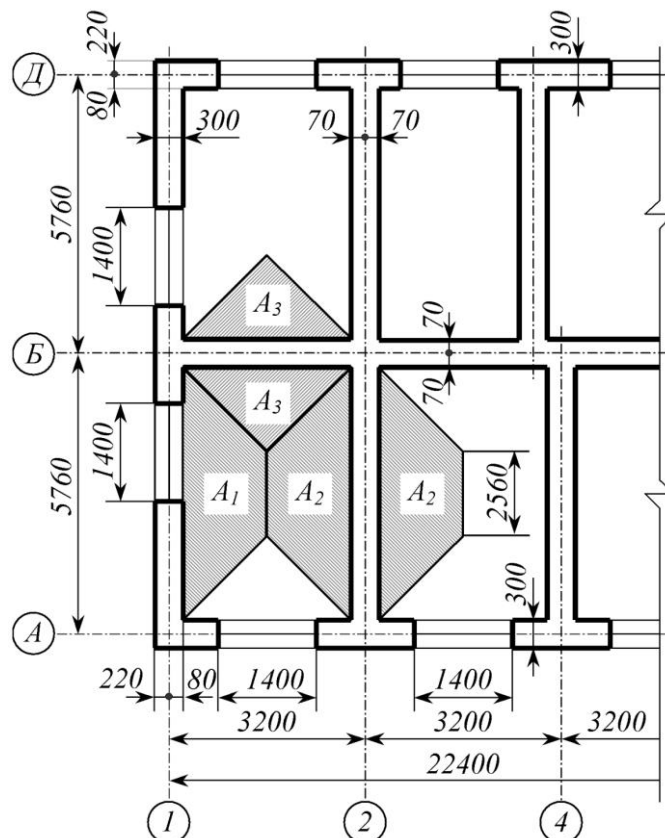
РОЗВ'ЯЗОК

Згідно із завданням на відведеній під будівництво ділянці треба запроєктувати фундаменти під житловий 5-поверховий будинок із поперечними та поздовжніми несучими стінами. В будівлі є дах із теплим горищем і підвал. Будівля проектується в м. Миргороді Полтавської області, яке згідно з рис. 19 відноситься до 5-го снігового району за вагою снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні ґрунту ($S_0 = 1,94 \text{ кПа}$; див. табл. Й додатку).

Визначимо навантаження на фундаменти під несучі зовнішні й внутрішні стіни по осях 1, 2 і Б на рівні розпланованої поверхні рельєфу DL , (тобто на рівні уступу фундаментів).

Вантажні площі, із яких слід збирати навантаження, що передаються на фундаменти, будуть наступними (див. рис. 8):

- для фундаменту під стіну по осі 1 – $A_1 = (5,76 + 2,56)/2 \cdot 1,6 = 6,66 \text{ м}^2$;
- для фундаменту під стіну по осі 2 – $A_2 = 2 \cdot (5,76 + 2,56)/2 \cdot 1,6 = 13,31 \text{ м}^2$;
- для фундаменту під стіну по осів – $A_3 = 2 \cdot 3,2 \cdot 1,6/2 = 5,12 \text{ м}^2$.



Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	<i>Випуск 1</i>	<i>Зміни 0</i>	<i>Екземпляр № 1</i>	<i>Арк 83 / 29</i>

Рис. 8. Вантажні площі для зовнішньої і внутрішніх несучих стін по осях 1, 2 і Б

Збір навантажень на фундаменти представлений у табличній формі (див. табл. 3-6).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 30

Таблиця 3

Конструкція та вага 1 м² покриття і перекриття.

№ з/п	Ескіз	Конструкція	Об'ємна вага γ , кН/м ³ або вага 1 м ² , кН/м ²	Товщина шару, м	Вага 1 м ² конструкції		
					Характеристична та експлуат розрахункова для розрахунків за деформациями $N_0 = N_e = N_{II}$,	Коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm}	Гранична розрахункова для розрахунків за несучою здатністю $M_1 = N_0 \cdot \gamma_{fm}$, кН/м ²
1	2	3	4	5	6	7	8
1. Покриття (теплій дах)		4 шари руберойду на бітумній мастиці	0,20	-	0,20	1,3	0,260
		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Утеплювач (керамзит)	6,00	0,20	1,20	1,3	1,560
		Пароізоляція	0,05	-	0,05	1,3	0,065
		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Збірна керамзитозалізобетонна плита покриття	17,00	0,16	2,72	1,1	2,992
		Разом:				5,05	$\bar{\gamma}_{fm} = 1,192$
2. Горіщне перекриття		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Звукоізоляція (шлакобетон)	10,00	0,05	0,50	1,3	0,650
		Збірна керамзитозалізобетонна плита покриття	17,00	0,16	2,72	1,1	2,992
		Разом:				3,66	$\bar{\gamma}_{fm} = 1,151$
3. Міжповерхове перекриття		Лінолеум	0,05	-	0,05	1,3	0,065
		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Звукоізоляція (шлакобетон)	10,00	0,05	0,50	1,3	0,650
		Збірна керамзитозалізобетонна плита покриття	17,00	0,16	2,72	1,1	2,992
		Разом:				3,71	$\bar{\gamma}_{fm} = 1,153$
4. Надпідвальне перекриття		Лінолеум	0,05	-	0,05	1,3	0,065
		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Утеплювач (керамзит)	6,00	0,20	1,20	1,3	1,560
		Пароізоляція	0,05	-	0,05	1,3	0,065
		Цементно-піщана стяжка	22,00	0,02	0,44	1,3	0,572
		Збірна керамзитозалізобетонна плита покриття	17,00	0,16	2,72	1,1	2,992
		Разом:				4,90	$\bar{\gamma}_{fm} = 1,189$

Таблиця 4

Навантаження на фундамент стіни по осі 1 ($A_1 = 6,66 \text{ м}^2$)

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне N_0 [або квазіпостійне розрахункове N_p]* навантаження, кН	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційне		Граничне	
			Коефіцієнт надійності γ_{fe}	Значення $N_0 = N_e \cdot \gamma_{fe} = N_{II}$ [або $N_p = N_{II}$], кН	Коеф. надійності γ_{fm}	Значення $N_m = N_0 \cdot \gamma_{fm} = N_1$, кН
1	2	3	4	5	6	7
А. Постійні навантаження:						
1	Вага покриття (даху)	5,05 · 6,66	1,0	33,63	1,192	40,09
2	Вага горіщного перекриття	3,66 · 6,66	1,0	24,38	1,151	28,06
3	Вага 4-х міжповерхових перекриттів	3,71 · 6,66 · 4	1,0	98,83	1,153	113,96

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 31

Продовження табл. 4

1	2	3	4	5	6	7
4	Вага надпідвального перекриття	4,90·6,66	1,0	32,63	1,189	38,80
5	Вага парапету і стіни вище горищного перекриття	5,76·4,46·0,3·10,50	1,0	80,92	1,2	97,10
6	Вага стін 5-ти поверхів із відрахуванням віконних прорізів	(5,76·2,7·1,4·1,5)× ×0,3×10,50×5	1,0	211,87	1,2	254,24
7	Вага цокольної частини стіни	5,76×1,1×0,3×24,0	1,0	45,62	1,1	50,18
8	Вага внутрішньоквартирних перегородок на 5-ти поверхах	2,00×6,66×5	1,0	66,60	1,1	73,26
Разом постійних навантажень:				594,48		695,69
Б. Змінні навантаження:						
1	Снігове (5-ий район) для розрахунків:					
	- за деформаціями (за II-ю ГГС);	[(0,4·1,54-0,16)× ×1·1·1·6,66]·0,95	-	2,88	-	-
	- за несучою здатністю (за I-ю ГГС)	1,54·1·1·1·6,66·0,9	-	-	1,0	9,23
2	На горищне перекриття	0,7·6,66·0,9	1,0	4,19	1,3	5,45
3	На 5-ти міжповерхових перекриттях для розрахунків:					
	- за деформаціями (за II-ю ГГС);	[0,35·6,66]·0,95·5	-	11,07	-	-
	- за несучою здатністю (за I-ю ГГС)	1,5·6,66·0,9·5	-	-	1,3	58,44
Разом змінних навантажень:				18,14		73,12
Усього навантаження на відрізок фундаменту стіни по осі 1 довжиною 5,76 м:				612,62		768,81
Усього навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту стіни по осі 1:				$N_{0II} = 612,62/5,76 =$ = 106,36 кН/м		$N_{0I} = 768,81/5,76 =$ = 133,47 кН/м

Таблиця 5

Навантаження на фундамент стіни по осі 2 ($A_2 = 13,31 \text{ м}^2$)

№ з/п	Вид навантаження	Характеристичне N_0 [або квазіпостійне розрахункове N_p]* навантаження, кН	Розрахункові навантаження			
			Експлуатаційне		Граничне	
			Коефіцієнт надійності γ_{fe}	Значення $N_0 = N_e \cdot \gamma_{fe} = N_{II}$ [або $N_p = N_{II}$], кН	Коеф. надійності γ_{fm}	Значення $N_m = N_0 \cdot \gamma_{fm} = N_I$, кН
1	2	3	4	5	6	7
А. Постійні навантаження:						
1	Вага покриття (даху)	5,05·13,31	1,0	67,2	1,192	80,12
2	Вага горищного перекриття	3,66·13,31	1,0	48,72	1,151	56,07
3	Вага 4-х міжповерхових перекриттів	3,71·13,31·4	1,0	197,52	1,153	227,14
4	Вага надпідвального перекриття	4,90·13,31	1,0	65,22	1,189	77,55
5	Вага парапету і стіни вище горищного перекриття	5,76·4,46·0,14·25,0	1,0	89,91	1,1	98,91
6	Вага стін 5-ти поверхів із відрахуванням віконних прорізів	5,76·2,7·0,14·25,0·5	1,0	272,16	1,1	299,38
7	Вага цокольної частини стіни	5,76x1,1x0,3x24,0	1,0	45,62	1,1	50,18
8	Вага внутрішньоквартирних перегородок на 5-ти поверхах	2,0·13,31·5	1,0	133,10	1,1	146,41
Разом постійних навантажень:				919,47		1036,36
Б. Змінні навантаження:						
1	Снігове (5-ий район) для розрахунків:					
	- за деформаціями (за II-ю ГГС);	[(0,4·1,54-0,16)× ×1·1·1·13,31]·0,95	-	5,76	-	-
	- за несучою здатністю (за I-ю ГГС)	1,54·1·1·1·13,31·0,9	-	-	1,0	18,45
2	На горищне перекриття	0,7·13,31·0,9	1,0	8,39	1,3	10,90
3	На 5-ти міжповерхових перекриттях для розрахунків:					
	- за деформаціями (за II-ю ГГС);	[0,35·13,31]·0,95·5	-	22,13	-	-
	- за несучою здатністю (за I-ю ГГС)	1,50·13,31·0,9·5	-	-	1,3	116,80
Разом змінних навантажень:				36,28		146,15
Усього навантаження на відрізок фундаменту стіни по осі 2 довжиною 5,76 м:				955,75		1182,51
Усього навантаження на 1 пог.м довжини фундаменту стіни по осі 2:				$N_{0II} = 955,79/9,76 =$ = 165,93 кН/м		$N_{0I} = 1182,51/5,76 =$ =205,30 кН/м

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	<i>Випуск 1</i>	<i>Зміни 0</i>	<i>Екземпляр № 1</i>	<i>Арк 83 / 32</i>

Навантаження на фундамент під стіну по осі Б слід визначати так само, як і для фундаменту під стіну по осі 2 (див. табл. 5), приймаючи величину вантажної площі $A_3 = 5,12 \text{ м}^2$ (див. рис. 8).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 33

ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

1. Види та конструкції фундаментів мілкового закладання, область їхнього застосування

Фундаменти мілкового закладання (для яких виконується співвідношення $d/b \leq 4$, де d і b – відповідно, глибина закладання й менша сторона подошви фундаменту) споруджують у котлованах і траншеях, пройдених на проектну глибину. Залежно від конструктивних особливостей фундаменти мілкового закладання поділяють на *стрічкові* у вигляді суцільних чи переривчастих стрічок під усіма стінами будівель і споруд або суцільних стрічок під протяжними будовами (підпірні стіни, водопропускні труби під насипами доріг тощо); *стовпчасті* під окремо розташовані колони будівель і споруд, що мають каркасну систему несучих конструкцій, або стіни безкаркасних, головним чином, малоповерхових будов; *суцільні* під усією площею будівель і споруд у вигляді плит, коробок або просторових блоків (наприклад, турбінний блок гідроелектростанції, машинний блок насосної станції та ін.); *масивні* у вигляді жорсткого масиву під невеликі у плані важконавантажені споруди (водонапірні башти, доменні печі, димові труби і т. п.) або окремо розташовані опори (наприклад, опори акведуку, мостів тощо) та *змішані*.

За способом виготовлення фундаменти вказаних видів можуть бути *монолітними*, що зводяться повністю на місці будівництва, та *збірними*, що монтуються із завчасно виготовлених на підприємствах будівельної галузі бетонних і залізобетонних елементів та зводяться в готовому вигляді на місці будівельними кранами. Проміжне положення займають *збірно-монолітні* фундаменти, що складаються з омонолічених бетоном на місці будівництва збірних елементів.

Стрічкові фундаменти мають довжину, що в багато разів перевищує ширину, та розташовуються у вигляді монолітних суцільних (із буту, бутобетону, бетону) або зі збірних елементів суцільних чи переривчастих стрічок (рис. 9) під несучими й самонесучими стінами та частинами будівель і споруд. У поперечному перерізі вони можуть бути прямокутними, прямокутними з фундаментною плитою, у вигляді трапеції або ступінчастими.

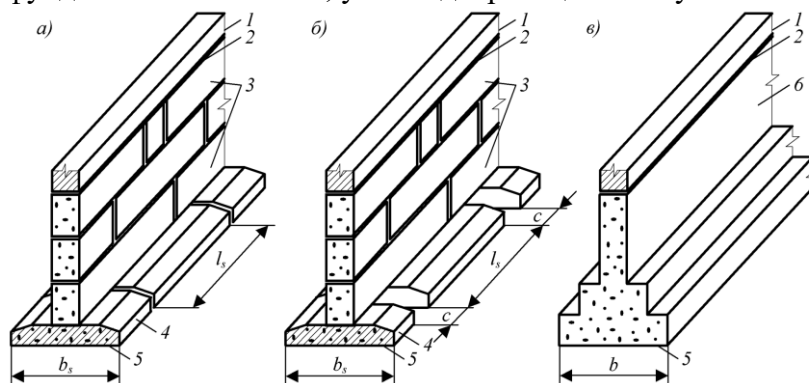


Рис. 9. Стрічкові фундаменти:

a – збірний суцільний; *б* – збірний переривчастий; *в* – монолітний суцільний; 1 – стіна будівлі; 2 – горизонтальна гідроізоляція; 3 – бетонні фундаментні блоки стін підвалу; 4 – залізобетонні фундаментні плити (подушки); 5 – подошва фундаменту; 6 – стіна підвалу

Номенклатура стандартних збірних елементів для стрічкових фундаментів, що виготовляються підприємствами будіндустрії (рис. 9, а, б), представлена бетонними блоками стін підвалу (див. табл. М додатку) і залізобетонними фундаментними плитами-подушками (див. табл. Н додатку).

Для будівель, до яких не ставлять вимоги підвищеної жорсткості, а також у випадках, коли розрахункова ширина фундаменту менша за ширину стандартних фундаментних плит, їх із метою економії будівельних матеріалів доцільно вкладати з проміжками, влаштовуючи так

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 34

звані переривчасті стрічкові фундаменти (рис. 9, б), або застосовувати полегшені фундаментні плити-подушки із кутовими вирізами (див. табл. П додатку).

Стовпчасті фундаменти зводять із залізобетону монолітними або збірними; вони також можуть бути виконані у вигляді монолітних із буту, бутобетону або бетону стовпів (рис. 10). Для сприйняття навантажень від стін їх зазвичай з'єднують фундаментними балками (рандбалками). Такі фундаменти мають мало чим відмінні за розмірами довжину й ширину та близьку до них (або дещо більшу) глибину закладання.

Стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу (рис. 10, а) – основний різновид фундаментів будівель і споруд каркасної конструктивної схеми, де одним із несучих елементів каркасу є збірні залізобетонні колони.

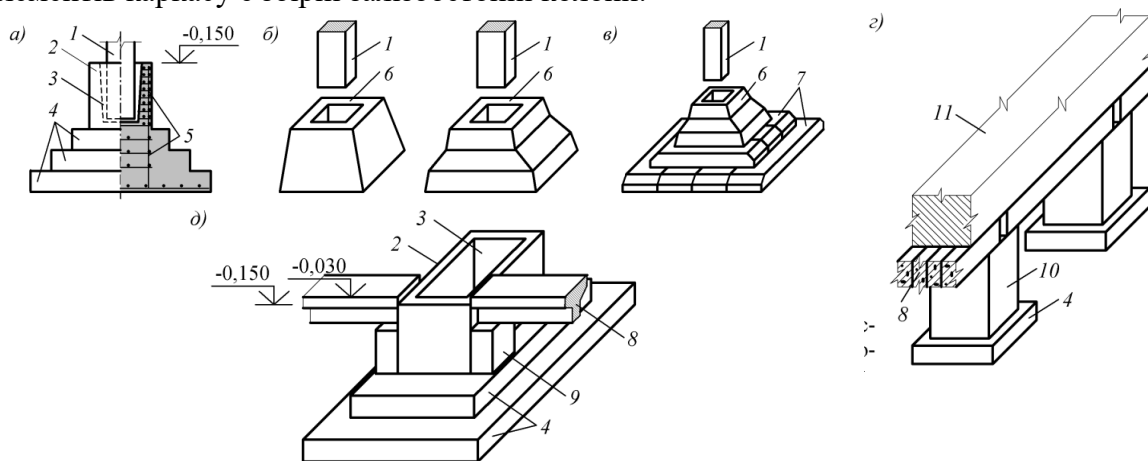


Рис. 10. Стовпчасті фундаменти:

а – монолітний залізобетонний під збірні колони каркасних будівель; б, в – збірні залізобетонні відповідно одно- і багатоблокові під збірні колони каркасних будівель; г – обпирання фундаментних балок на стовпчастий фундамент під колону; д – монолітний під стіни безкаркасних будівель; 1 – збірна колона; 2 – монолітний підколонник; 3 – стакан для колони; 4 – монолітна плитна частина фундаменту (одно, дво- або трисхідцева); 5 – армування; 6 – збірний фундамент стаканного типу; 7 – збірні фундаментні плити-подушки; 8 – збірна фундаментна балка (рандбалка); 9 – бетонний стовпчик (монолітний або збірний); 10 – монолітний фундаментний стовп; 11 – цегляна кладка

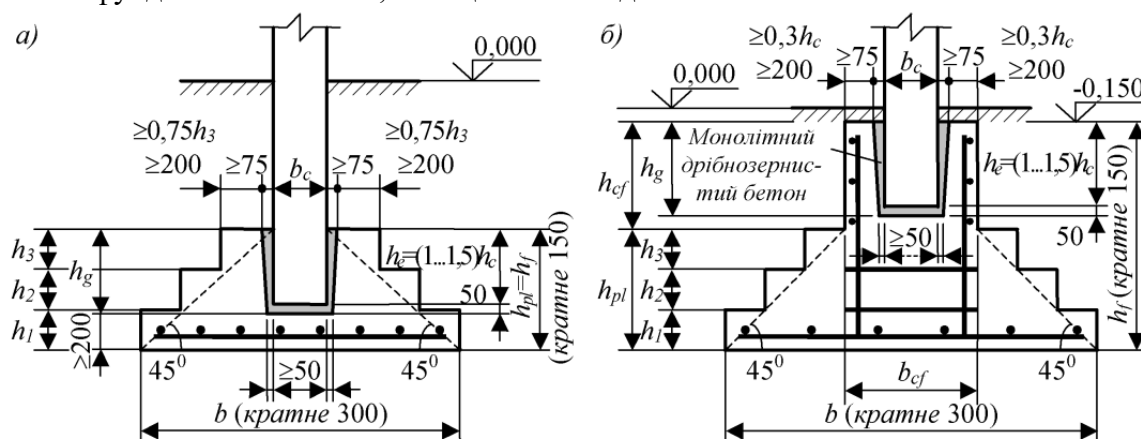


Рис. 11. Стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти стаканного типу під збірну залізобетонну колону: а – фундамент, що складаються лише з плитної частини; б – фундамент, що вміщає плитну частину і розвинений підколонник; b_c і h_c – розміри поперечного перерізу колони; h_{cf} і b_{cf} – відповідно висота та ширина підколонника; h_{pl} – висота плитної (конструктивної) частини; h_g – висота стаканної частини; h_e – величина замурування колони у фундамент

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 35

Такі фундаменти можуть складатись лише з плитної частини східцевої поперечної форми (рис. 11, а) або суміщати нижню плитну частину і верхню частину – розвинений підколонник із розміщеним у ньому стаканом (рис. 11, б). Загальну висоту фундаменту, розміри підосви й східців плитної частини та підколонника в плані приймають кратними 300 мм, розміри підколонника й східців плитної частини по висоті – кратними 150 мм. Кількість східців фундаменту рекомендують призначати залежно від висоти його плитної частини (так званої конструктивної висоти) відповідно до табл. 6.

Таблиця 6

Кількість і висота східців стовпчастого фундаменту залежно від висоти його плитної частини

Висота плитної частини фундаменту h_{pl} (рис. 11), мм	Висота східців, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
≥ 1500	450	450	600

У практиці проектування застосовують типові монолітні фундаменти під типові збірні залізобетонні колони. Переріз підколонника вибирають залежно від перерізу колони. У залежності від розмірів підосви фундаменту по відношенню до розмірів підколонника поперечну форму плитної частини приймають одно-, дво- або трисхідцевою. Залежно від потрібної глибини закладання висоту фундаменту регулюють висотою підколонника (наприклад, при необхідності влаштуванні підвалу або технічного підпілля).

При центральному навантаженні стовпчасті монолітні залізобетонні фундаменти проектують, як правило, квадратними в плані. Винятком можуть бути випадки, коли такому окресленню заважають сусідні фундаменти під обладнання або підземні приміщення. При позацентровому навантаженні стовпчасті фундаменти здебільшого проектують прямокутними із співвідношенням розмірів сторін 1,2...1,8 і розміщенням більшої сторони в напрямку дії згинального моменту і (або) горизонтальної сили (як правило – у напрямку прольоту).

Стовпчасті збірні залізобетонні фундаменти стаканного типу призначені для застосування в багатоповерхових каркасно-панельних громадських будівлях, виробничих і адміністративно-побутових будівлях промислових підприємств при великій кількості повторюваних типів фундаментів. При навантаженнях від колон до 500 кН застосовують одноблокові фундаменти (рис. 10, б), при більших навантаженнях – дво- і триблокові (рис. 10, в). В багатоблокових фундаментах (рис. 10, в) плитна частина може бути виконана із стандартних плит-подушок стрічкових фундаментів, укладених у декілька рядів по висоті на цементно-піщаному розчині. Варто відзначити, що такі фундаменти потребують значних витрат арматури, а крім того – вони не здатні працювати як єдиний масив, що значно обмежує область їхнього застосування (зокрема, такі фундаменти не можуть бути застосовані у випадку наявності позацентрового навантаження).

Фундаментні балки вкладають на східці (виступи) фундаментів або бетонні стовпчики (збірні або монолітні); вони слугують для передачі навантаження від стінового заповнення на фундаменти. Для запобігання стикання ґрунту зі стіною балку розташовують по висоті так, щоб її верхня грань знаходилась нижче рівня "чистої" підлоги (тобто підлоги першого поверху) на 30 мм. Розміри опорних стовпчиків приймають не менше 225 мм уздовж балки та

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 36

ширини балки плюс 100 мм – упоперек її. По верху фундаментної балки вкладають шар гідроізоляції. При схильних до здимання ґрунтах під балкою відкопують траншею глибиною до 70 см і заповнюють її будь-яким сипким нетеплопровідним ненабрякливим матеріалом (наприклад, крупним піском).

Конструктивні деталі вкладання збірних фундаментних балок зображені на рис. 10, д.

Стовичасті фундаменти під стіни безкаркасних будівель (рис. 10, г) виконують із буту, бутобетону або бетону та застосовують при невеликому навантаженні на погонний метр довжини стіни і при надійних ґрунтах основи.

Фундаменти розташовують через 3...6 м під простінками і в кутах, потім перекривають фундаментними балками, на яких далі зводять стіну.

Суцільні фундаменти у вигляді монолітних залізобетонних плит (гладких або ребристих) під усією будівлею або спорудою (рис. 12, а) економічно доцільні, якщо сумарна розрахункова площа стовпчастих або стрічкових фундаментів перевищує 50...75% загальної площі забудови. Необхідність у таких фундаментах виникає також у випадках, коли значні навантаження треба передати на слабку основу, складену сильностисливими й маломіцними ґрунтами, що може спричинити її надмірне й нерівномірне осідання, або суцільну фундаментну плиту передбачається використати як конструктивний елемент гідроізоляції при високому розташуванні рівня ґрунтових вод. Суцільні фундаменти плитного типу, маючи мало чим відмінні довжину й ширину та у декілька разів меншу висоту, розраховуються як плити на пружній основі.

До суцільних також відносять залізобетонні фундаменти коробчастого типу, що влаштовуються під висотними будівлями. Такі фундаменти складаються із двох плит (верхньої й нижньої) і перехресних у межах одного або декількох поверхів стінок, що об'єднують ці плити в єдину конструкцію.

Масивні фундаменти застосовують під важкі споруди (доменні печі, димові труби, башти, опори мостів та ін.) та виготовляють, частіше за все, із каменю або бетону. Вони мають великий об'єм, але компактну форму в плані (рис. 12, б).

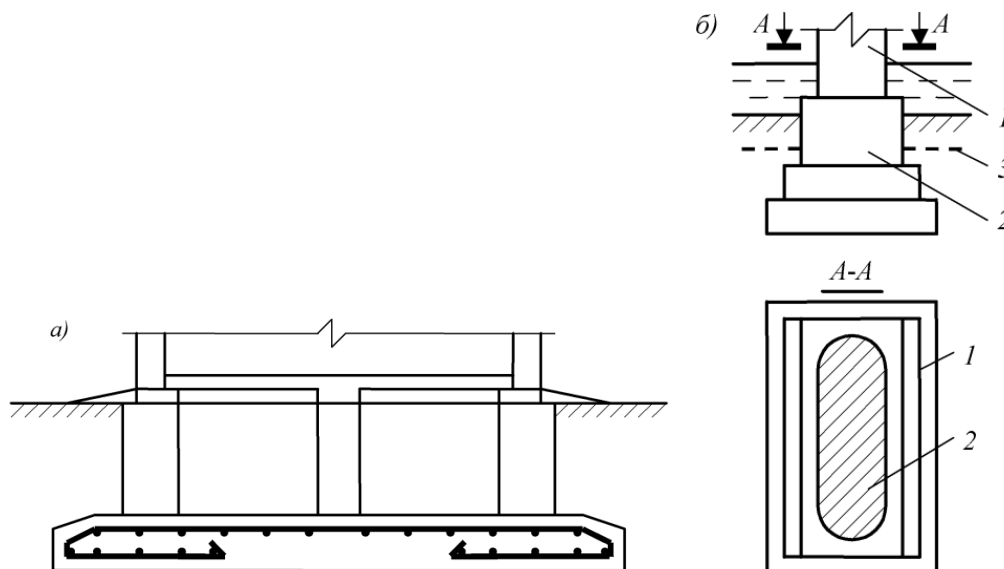


Рис. 12. Суцільний плитний фундамент водонапірної башти (а) і масивний фундамент проміжної опори моста (б): 1 – тіло опори; 2 – фундамент; 3 – рівень максимального розмиву ґрунту

За методами розрахунку розрізняють фундаменти: абсолютно жорсткі, переміщення яких унаслідок деформування фундаментної конструкції малі порівняно з переміщеннями основи, і гнучкі (деформівні) або фундаменти скінченної жорсткості, переміщення яких співмірні з переміщеннями основи.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 37

2. Основні розрахункові положення та послідовність проектування фундаментів мілкого закладання

Основна задача при проектуванні фундаментів мілкого закладання за граничними станами зводиться до виконання умов, відповідно до яких очікувані за розрахунком деформації їхніх основ не повинні перевищувати регламентованих будівельними нормами або завданням на проектування граничних величин при забезпеченні загальної стійкості основи.

Основи та фундаменти розраховують на дію найбільш несприятливих сполучень із можливих одночасно діючих навантажень під час будівництва та експлуатації будівель і споруд відповідно до чинних будівельних норм ДБН В.2.1-10-2018 [1].

Проектування жорстких фундаментів мілкого закладання, що найчастіше застосовуються у практиці фундаментобудування, виконують у такій послідовності:

1. Аналізують вихідні дані (матеріали інженерно-геологічних і гідрогеологічних вишукувань; фізико-механічні характеристики ґрунтів основи; конструктивну схему проєктованої будівлі або споруди; дані про підземну частину, конструкції нульового циклу та заглиблені частини будівлі або споруди; навантаження, що діють на фундамент; умови будівельної ділянки (вільна забудова, будівництво в забудованому районі тощо); можливості будівельної організації, яка передбачувано буде здійснювати будівництво та ін.).

2. Призначають вид фундаменту, позначку його уступу та глибину закладання відносно поверхні природного і (або) розпланованого рельєфу.

3. Розраховують найменшу площу, а отже, й найменші розміри подошви фундаменту (див. параграф 8.4). При цьому, щоб у подальшому можна було виконувати розрахунки осідань за теорією лінійно деформівного середовища, важливо домогтися дотримання обов'язкової вимоги, щоби середній розрахунковий тиск по подошві фундаменту p_{mII} (індекс "II" вказує на те, що ця величина відноситься до розрахунків за другою групою граничних станів) від діючих навантажень не перевищував розрахункового опору ґрунту основи R , тобто необхідно, щоби виконувалась умова

$$p_{mII} \leq R \quad (23)$$

4. Якщо на деякій глибині нижче подошви фундаменту залягає шар більш слабкого ґрунту, ніж безпосередньо під подошвою, то перевіряють міцність ґрунту цього так званого підстеляючого шару. У разі необхідності подошву розвивають до потрібних розмірів.

5. Виконують перевірочні розрахунки основи та фундаментів за сумісними деформаціями. При цьому по попередньо прийнятих розмірах фундаментів визначають можливе (ймовірне) абсолютне осідання основи окремого фундаменту та відносну нерівномірність осідань основ сусідніх фундаментів і зіставляють їх з установленими будівельними нормами відповідними граничними значеннями до виконання умов.

$$s \leq s_u \quad (24)$$

$$\frac{s_1 - s_2}{L} \leq \left[\frac{s_1 - s_2}{L} \right]_u \quad (25)$$

У разі неможливості здійснення зазначених розрахунків щодо дотримання вимог (24) і (25) виконують коригування основних конструктивних розмірів фундаменту (глибини закладання, ширини подошви, співвідношення сторін), обирають інший більш раціональний вид фундаменту або влаштовують штучну основу. Після цього розрахунки повторюють.

7. У випадку існування ймовірності втрати стійкості основи будівлі або споруди (при суттєвих горизонтальних навантаженнях; розташуванні будівель чи споруд на схилах або поблизу укосів, коли можливі випадки зсуву або перекидання і т. д.) виконують перевірочний розрахунок основи разом із будівлею або спорудою за стійкістю до виконання умови

$$\gamma_{lc} F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n} \quad (26)$$

8. За неможливістю або неефективністю зведення фундаментів на природній основі проєктують штучну основу.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 38

9. Здійснюють остаточне конструювання фундаменту. Тобто встановлюють остаточні розміри фундаменту, що задовольняли б розрахункам основ за двома групами граничних станів.

10. Проектують заходи, що пов'язані з виконанням робіт нульового циклу: визначають розміри котлована і траншей, спосіб їхнього розроблювання та кріплення стінок; водопониження, штучне покращання природних властивостей ґрунтів і т. д.

3. Визначення глибини закладання фундаменту

Глибина закладання фундаменту – це відстань по вертикалі від поверхні планування (d) або підлоги підвалу (d_1) до підшови фундаменту (рис. 13).

Згідно з вимогами чинних ДБН В.2.1-10-2018 [1] глибина закладання фундаментів на природній основі визначається кліматичними особливостями району будівництва, серед яких основним кліматичним фактором є глибина сезонного промерзання ґрунту; рельєфом території забудови; інженерно-геологічними та гідрогеологічними умовами будівельної ділянки; конструктивними рішеннями проектного об'єкта (наявність підвалів, технічних підпілля і підземних приміщень); глибиною закладання існуючих фундаментів суміжних об'єктів і раніше прокладених інженерних комунікацій, трубопроводів, тунелів та ін. і повинна бути не меншою за 0,5 м від поверхні планування або підлоги підвалу чи технічного підпілля у разі їхньої наявності.

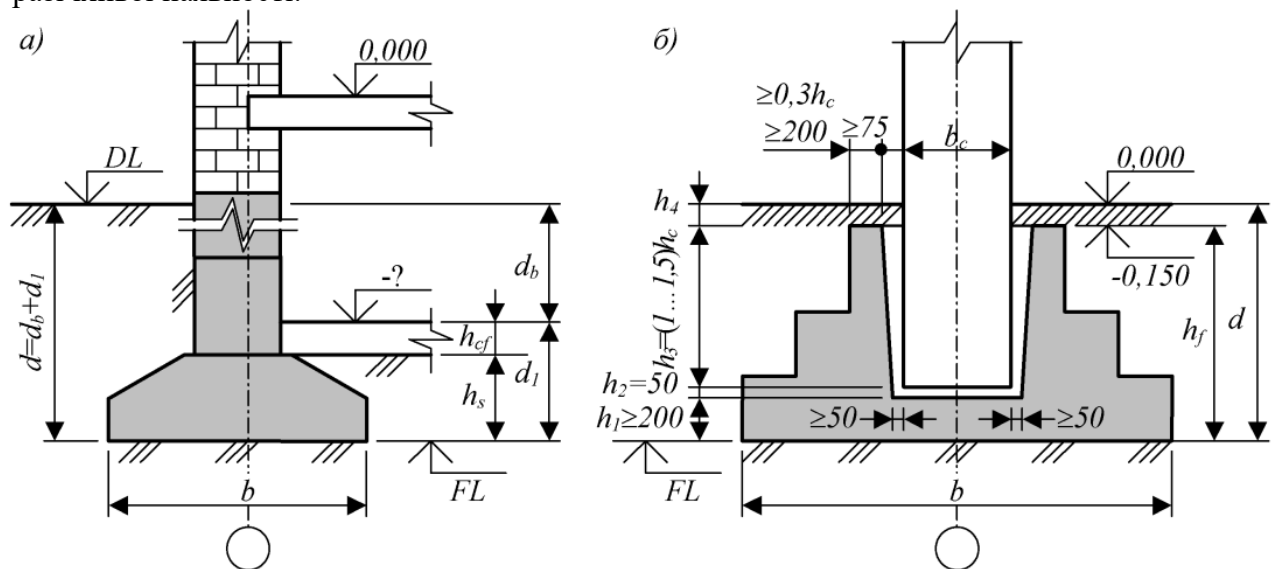


Рис. 13. Схема до визначення глибини закладання фундаментів мілкого закладання залежно від конструктивних особливостей: *a* – для стрічкового фундаменту під стіну будівлі з підвалом; *б* – для стовпчастого фундаменту під збірну залізобетонну колону будівлі без підвалу; *DL* – відмітка поверхні спланованого рельєфу; *FL* – відмітка підшови фундаменту; b_c і h_c – розміри поперечного перерізу колони

З огляду на конструктивні рішення проекрованої будівлі мінімальну глибину закладання підшови фундаменту приймають такою:

- для стрічкового фундаменту під зовнішню стіну будівлі з підвалом (рис. 13, а)

$$d \leq d_b + h_{cf} + h_s \quad (27)$$

де d_b – відстань від рівня планувальної поверхні землі DL до підлоги підвалу, м; h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м; h_s – товщина шару ґрунту, розташованого вище підшови фундаменту з боку підвалу (приймають $h_{cf} + h_s \geq 0,5$ м);

- для стовпчастих фундаментів під збірні залізобетонні колони відповідно крайнього й середнього рядів будівлі без підвалу (рис. 13, б)

$$d = h_f \quad (28)$$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 39

$$d \leq h_f + h_4 \quad (29)$$

де $h_f = h_1 + h_2 + h_3$ – висота фундаменту; h_1 – товщина бетонної плити під дном стакана (приймають $h_1 \geq 0,2$ м); h_2 – рихтувальний зазор під колону (приймають $h_2 = 0,05$ м); h_3 – глибина замурування колони в стаканній частині фундаменту (приймають $h_3 = (1,0..1,5)h_c$, тут h_c – розмір більшої сторони поперечного перерізу колони); h_4 – товщина конструкції підлоги (приймають $h_4 = 0,15$ м).

Фундаменти під стіни будівлі на природній основі, прилеглі до сусідньої будови, як правило, повинні мати однакову глибину закладання з існуючими фундаментами. При меншій глибині закладання в основі проектного фундаменту виявиться насипний ґрунт зворотного засипання пазух раніше відритого котловану. Якщо ж глибину закладання проектованих фундаментів прийняти більшою, то виникає потреба в розробці спеціальних конструктивних заходів (улаштування шпунтового огороження та ін.) і методів виконання робіт для того, щоби забезпечити стійкість основи існуючих фундаментів проти перекидання та зсуву.

Перехід на іншу позначку закладання допускається виконувати уступами підшови по довжині висотою Δh (рис. 14 і 15) з обов'язковим виконанням вимоги

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_l + \frac{c_l}{p} \right) \quad (29)$$

де a – відстань між внутрішніми гранями сусідніх фундаментів, м; φ_l та c_l – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя (град.) і питомого зчеплення (кПа) ґрунту; p – середній тиск під подошвою вище розташованого фундаменту від розрахункових навантажень для розрахунку основ за несучою здатністю (за I-ю ГГС), кПа.

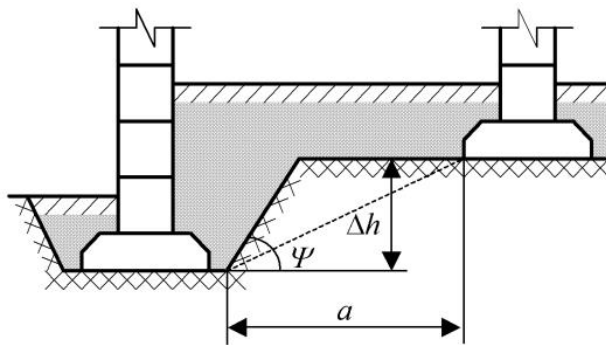


Рис. 14. Схема закладання сусідніх фундаментів на різній глибині

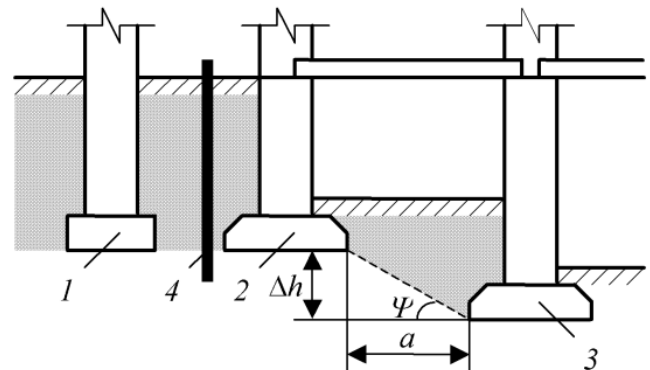


Рис. 15. Схема захисту існуючої будівлі від додаткових осідань при зведенні поряд із нею нової будівлі з великою глибиною закладання фундаментів: 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент нової будівлі; 3 – фундамент із великою глибиною закладання; 4 – шпунтова стінка

Зазвичай висоту уступів приймають $\Delta h = 0,3..0,6$ м, а їхня довжина при цьому повинна бути не меншою за $2\Delta h$. Стовпчасті фундаменти, що розділені осадним швом, слід розташовувати на однаковій позначці.

Глибину закладання фундаменту від рівня планування з урахуванням інженерно-геологічних умов будівельної ділянки призначають таким чином, щоби подошва фундаменту була заглиблена в несучий шар не менше, ніж на 0,3 м, а товщина несучого шару під подошвою була б не меншою за 0,5 м. Для визначення товщин шарів ґрунту по осі фундаменту здійснюють прив'язування будівлі або споруди до геологічного розрізу (рис. 16).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 40

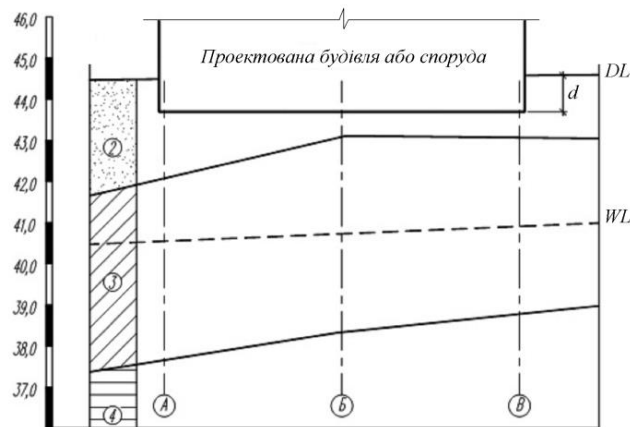


Рис. 16. Схема прив'язування будівлі до інженерно-геологічного розрізу: *WL* – відмітка рівня ґрунтових вод

Глибину закладання підшви фундаменту з умови запобігання можливості сезонного здимання ґрунтів призначають залежно від виду ґрунтів, їхньої природної вологості та глибини залягання ґрунтових вод, розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів за табл. Р додатку.

Розрахункову глибину сезонного промерзання ґрунту d_f обчислюють за формулою

$$d_f \leq k_h \cdot d_{fn} \quad (30)$$

де k_h – коефіцієнт впливу теплового режиму будівлі або споруди на глибину промерзання ґрунту біля фундаментів стін і колон, який приймають для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель і споруд, а також при зведенні будівельних об'єктів у зимовий період – $k_h = 1,1$, а для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель і споруд – відповідно до будівельних норм [2] (див. табл. С додатку); d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту, яка дорівнює

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t} \quad (31)$$

тут M_t – безрозмірний коефіцієнт, який чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових температур за зимовий період у даному регіоні (приймають відповідно до чинного національного стандарту [5] із будівельної кліматології та геофізики (див. табл. Т додатку), а за відсутністю цих даних для конкретного ґрунту або району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції); d_0 – величина, яку приймають для суглинків і глин 0,23 м; для супісків, пісків дрібних і пилуватих – 0,28 м; пісків гравелистих, крупних і середньої крупності – 0,30 м; великоуламкових ґрунтів – 0,34 м.

Небезпечне здимання виникає лише в межах глибини промерзання а у глинистих ґрунтах (як і у великоуламкових із глинистим заповнювачем), дрібних і пилуватих пісках із підвищеною вологістю або зволжених унаслідок капілярного та міграційного підняття вологи, висоту якого приймають для них у середньому 2 м від глибини розташування рівня ґрунтових вод d_w .

Для ґрунтових умов, коли $d_w < d_f + 2$ і супіски мають консистенцію $I_L \geq 0$, а суглинки та глини $I_L \geq 0,25$, глибину закладання фундаментів призначають не менше розрахункової глибини промерзання d_f . Виключення складають суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при $I_L < 0,25$, для яких глибину закладання фундаментів приймають не менше $0,5d_f$.

Для ділянок, складених ґрунтами, що не здимаються, глибину закладання фундаментів призначають незалежно від розрахункової глибини промерзання d_f , але не менше нормативної d_{fn} . Незалежно від розрахункової глибини промерзання призначають заглиблення фундаментів у дрібних і пилуватих пісках, супісках твердої консистенції ($I_L < 0$), коли рівень ґрунтових вод

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 41

знаходиться нижче горизонту промерзання більше, ніж на 2 м ($d_w > d_f + 2$), і немає небезпеки зволоження цих ґрунтів у період промерзання капілярним і міграційним підживленням водою.

Для фундаментів опалюваних будівель і споруд, що не мають підвалу або технічного підпілля, глибину закладання приймають: для зовнішніх фундаментів (від рівня планування) за табл. Р додатку; для внутрішніх фундаментів – незалежно від розрахункової глибини промерзання.

Заглиблення як зовнішніх, так і внутрішніх фундаментів опалюваних будівель і споруд із холодними підвалами та технічними підпіллями (що мають від'ємну температуру в зимовий період) призначають за табл. Р додатку, але не менше $0,5d_f$, рахуючи від підлоги підвалу або технічного підпілля.

Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель і споруд приймають за табл. Р додатку, при цьому глибину обчислюють так: за відсутністю підвалу або технічного підпілля – від рівня планування, а за наявністю – від підлоги підвалу або технічного підпілля.

Мінімальну глибину закладання фундаментів у всіх ґрунтах, крім скельних, рекомендують приймати не менше 0,5 м від рівня планування. Якщо з архітектурно-планувальних міркувань у будівлі передбачене влаштування підвалу або технічного підпілля, то мінімальна глибина закладання фундаментів установлюється на 0,5...0,7 м нижче їхньої підлоги.

За остаточну глибину закладання фундаменту приймають найбільшу з величин, отриманих при аналізі вище зазначених факторів впливу та уточнену за модулем висоти прийнятої конструкції фундаменту (стрічкового або стовпчастого, монолітного чи збірного; див. табл. 6 і Н...П додатку).

Завдання 3. Визначити глибину закладання стрічкового фундаменту мілкового закладання

ВИХІДНІ ДАНІ

Визначити глибину закладання стрічкового фундаменту мілкового закладання під зовнішню стіну по осі 1 житлової 5-поверхової будівлі з підвалом (опорна схема будівлі наведена на рис. 7), рівень підлоги якого знаходиться на відмітці -2,400 м. Будівля зводиться в м. Миргороді Полтавської області. Значення середньомісячних температур зовнішнього повітря за зимовий період (грудень, січень і лютий) для м. Миргорода становлять відповідно -6,6; -5,3 і -3,13 °С (див. табл. Т додатку). Несучий шар ґрунтової основи – суглинок м'якопластичний з показником текучості 10,65. Рівень ґрунтових вод WL знаходиться на глибині $d_w = -1,8$ м від рівня планувальної поверхні землі DL (ґрунтові умови наведені у завданні 1).

РОЗВ'ЯЗОК

Розрахунок виконуємо у такій послідовності (див. рис. 9, а і рис. 13):

1. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_1 , виходячи з розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунту d_f (тобто залежно від кліматичних особливостей району будівництва), що обчислюється за формулою (30)

$$d_f = k_h \cdot d_{fn} = k_h \cdot d_0 \sqrt{M_t} = 1,1 \cdot 0,23 \cdot \sqrt{15} = 0,98 \text{ (м)}$$

де $k_h = 1,1$ як для зовнішніх і внутрішніх фундаментів будівлі, передбачаючи можливість ведення будівництва її надземної частини у зимовий період із від'ємними температурами; $d_0 = 0,23$ як для суглинка – ґрунту, що є несучим шаром основи (див. формулу 31); $M_t = 6,6 + 5,3 + 3,1 = 15,0$ як сума абсолютних значень середньомісячних мінусових температур зовнішнього повітря за зимовий період для м. Миргорода.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 42

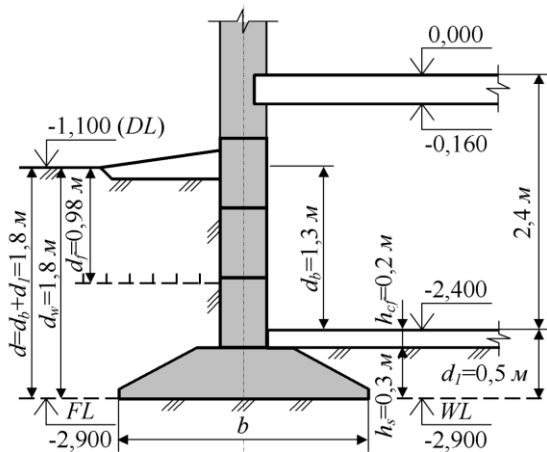


Рис. 13. Схема до визначення глибини закладання стрічкового фундаменту мілкового закладання під зовнішню стіну

Зважаючи на необхідність заведення в будівлю крізь стіни підвалу інженерних комунікацій (водопроводу, каналізації, теплотраси), глибина прокладання яких має бути розташована дещо нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту

d_f (на $0,2..0,5$ м), приймаємо $d_I = d_f + 0,3 = 0,98 + 0,3 = 1,28$ м.

2. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{II} з урахуванням інженерно-гідрогеологічних умов будівельної ділянки. Відстань від розрахункової глибини промерзання ґрунту до рівня ґрунтових вод WL , у зимовий період становить $d_w - d_f = 1,8 - 0,98 = 0,82$ м < $2,0$ м. Отже, ґрунт, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту (суглинок із показником текучості $I_L = 0,65 > 0,25$), може зазнавати морозного здимання; глибина закладання фундаменту d_{II} при цьому має бути $d_{II} \geq d_f = 0,98$ м (див. табл. Р додатку).

3. Визначаємо глибину закладання фундаменту d_{III} з урахуванням конструктивних рішень проєктованої будівлі (необхідність влаштування підвалу; див. рис. 9, а). Будемо мати (див. рис. 13) $d_{III} = d_b + d_1 = 1,3 + 0,5 = 1,8$ м.

Висновок: Остаточо за глибину закладання фундаменту приймаємо максимальне зі значень d_I, d_{II}, d_{III} , тобто $d = d_{III} = 1,8$ м.

4. Визначення розмірів подошви фундаментів мілкового закладання

Критерії вибору розмірів подошви фундаментів базуються на вимогах розрахунку основ за граничними станами. Згідно з чинними будівельними нормами ДБН В.2.1-10-2018 [1] розрахунок фундаментів за деформаціями основ (за II-ою ГГС) ведеться в припущенні лінійної деформовності основи, що реалізується при виконанні наступних умов:

для центрально навантажених фундаментів (див. рис. 14, а)

$$p_{mII} \leq R \quad (32)$$

для позакентрово навантажених фундаментів (коли ексцентриситет прикладання вертикального навантаження $e = M_{II}/N_{0II} \leq 0,03b$; див. рис. 14, б)

$$p_{mII} \leq R \quad (33)$$

$$p_{maxII} \leq 1,2R \quad (34)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} p_{minII} \geq 0 \text{ (за для уникнення відриву подошви від основи)} \\ p_{mII} \leq R \\ p_{maxII} \leq 1,2R \end{array} \right. \quad (35)$$

де p_{mII} – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа; R – розрахунковий опір ґрунту основи, який для попередніх (у першому наближенні) розрахунків можна приймати з табл. Д.Є додатку, кПа) p_{maxII} і p_{minII} – відповідно максимальний і мінімальний граничні тиски під подошвою позакентрово навантаженого фундаменту, кПа.

У формулах (32)..(35) і далі індекс "II" означає, що розрахунки проводяться за другою групою граничних станів (за II-ою ГГС – по деформаціям).

Середній тиск під подошвою фундаменту знаходять за формулою (рис. 14, а)

$$p_{mII} = \frac{N_{0II}}{b \cdot l} + \gamma_m \cdot d \quad (36)$$

де N_{0II} – розрахункове вертикальне навантаження на уступ фундаменту для розрахунків основи за деформаціями (за II-ою ГГС), у кН або кН/м відповідно для стовпчастих і стрічкових

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 43

фундаментів; γ_m – усереднене значення об'ємної ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його виступах (у розрахунках приймають $\gamma_m \approx 20$ кН/м³); d – глибина закладання фундаменту від поверхні планування, м; b і l – відповідно ширина й довжина підшви фундаменту, м.

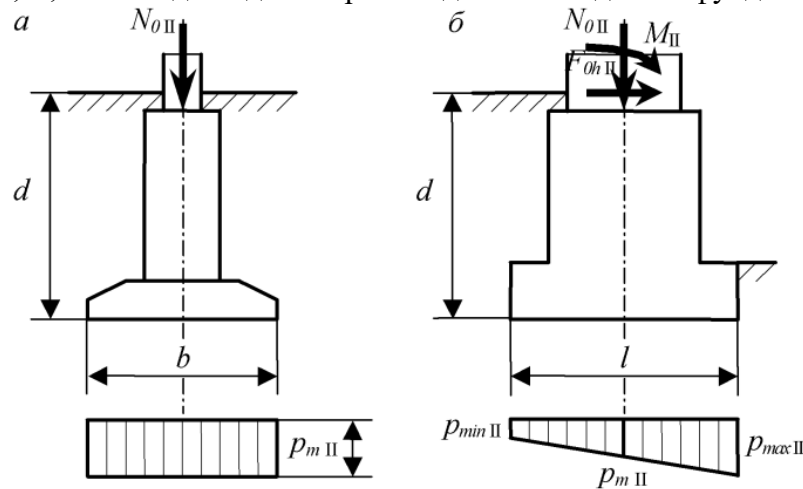


Рис. 14. Розрахункові схеми та епюри тисків під підшовою (контактних тисків) для різних випадків навантаження фундаментів: а – центральне навантаження; б - позацентрове навантаження

Довжину підшви стрічкового фундаменту під стіну приймають $l = 1$ м, оскільки, зазвичай, навантаження збирається на 1 пог. м його довжини.

Довжину підшви стовпчастого фундаменту під колону призначають із співвідношення $l = \eta \cdot b$. При цьому, частіше за все, для центрально навантажених фундаментів приймають $\eta = 1$ (якщо колона має квадратний поперечний переріз), а для позацентрово навантажених фундаментів – у діапазоні $\eta = 1,2..1,8$ залежно від співвідношення вертикального навантаження і згинального моменту, що діють на уступ фундаменту. При цьому більшу сторону l розміщують у напрямку дії згинального моменту і (або) горизонтальної сили (як правило – у напрямку прольоту).

Максимальний і мінімальний крайові тиски під підшовою позацентрово навантаженого фундаменту (рис. 14, б) обчислюють за формулою (при дії моменту лише в одному напрямку – напрямку прольоту)

$$p_{\max II} = p_{\min II} \pm \frac{M_{II} + F_{0hII} \cdot h_f}{W} \quad (37)$$

де M_{II} – момент усіх зовнішніх розрахункових сил відносно осі (у напрямку кроку колон або вздовж стіни відповідно для стовпчастого фундаменту під колону та стрічкового фундаменту під стіну), що проходить через центр ваги (тобто – відносно головної осі) підшви фундаменту, кН·м); F_{0hII} – горизонтальна складова зовнішніх розрахункових навантажень по уступу фундаменту, кН; W – момент опору перерізу підшви відносно головної осі (при квадратній і прямокутній формах підшви фундаменту у плані відповідно $W = b^3/6$ і $W = b \cdot l^2/6$; для стрічкового фундаменту - $W = b^2/6$), м³; h_f – висота фундаменту (для стовпчастих фундаментів колон крайнього і середнього рядів приймають відповідно $h_f = d$ і $h_f = d + 0,15$ м (див. рис. 14, б)).

Розрахунковий опір ґрунту R характеризує рівень напружень у ґрунті, при якому основу ще можна вважати лінійно деформівним середовищем. Величину R обчислюють за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_\gamma \cdot k_z \cdot b \cdot \gamma_{II} + M_q \cdot d_1 \cdot \gamma'_{II} + (M_q - 1) \cdot d_b \cdot \gamma'_{II} + M_c \cdot c_{II}] \quad (38)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи відповідно ґрунтової основи та будівлі або споруди у взаємодії з основою, які приймають відповідно до табл. У додатку; k – коефіцієнт, який приймають $k = 1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (ϕ_{II} і c_{II}) визначенні безпосередніми

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 44

випробуваннями, і $k = 1,1$, якщо вони прийняті за табл. В.1...В.2 довідкового додатка В ДБН В.2.1-10-2009 [2]; b – ширина прямокутної або діаметр круглої у плані підшви фундаменту; k_z – коефіцієнт, який приймають при $b < 10$ м – $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м – $k_z = z_0/b + 0,2$ (тут $z_0 = 8$ м); M_y , M_q і M_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, які залежать від значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II} і приймаються за табл. Ф додатку; γ_{II} і γ'_{II} – усереднені (по шарах) розрахункові значення об'ємної ваги ґрунтів, що залягають відповідно нижче й вище підшви фундаменту, кН/м^3 ; c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа ; d_1 – глибина закладання фундаментів безпідвальних будівель і споруд від рівня планування DL , або приведена глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яку визначають за формулою $d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}$, м (тут h_s – товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту з боку підвалу, м; h_{cf} – товщина конструкції підлоги підвалу, м; γ_{cf} – розрахункове значення об'ємної ваги матеріалу підлоги підвалу, кН/м^3). У практичних розрахунках для стрічкових фундаментів із шириною підшви $b \leq 1,6$ м і $b > 1,6$ м приймають відповідно $d_1 = 0,9$ і $0,7$ м); d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування DL , до підлоги підвалу, м (для будівель і споруд із підвалом глибиною понад 2 м приймають $d_b = 2$ м).

Розрахункові значення γ_{II} , c_{II} і φ_{II} знаходять для шару ґрунту товщиною z нижче підшви фундаменту, приймаючи $z = b/2$ при $b < 10$ м і $z = z_1 - 0,1b$ – при $b \geq 10$ м (тут $z_1 = 4$ м). Якщо товща ґрунтів, розташованих нижче підшви фундаменту у межах зазначених діапазонів або вище неї, неоднорідна по глибині, то приймають усереднені значення характеристик, визначаючи їх за формулою

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i \cdot h_i)}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (39)$$

де X_i – значення характеристики i -го інженерно-геологічного елемента (ІГЕ); h_i – товщина i -го ІГЕ; n – кількість ІГЕ у межах розглядуваної неоднорідної по глибині ґрунтової товщі, що розташована нижче або вище підшви фундаменту.

Якщо рівень ґрунтових вод WL знаходиться вище глибини z , визначення розрахункових значень γ_{II} і γ'_{II} здійснюють з урахуванням зважуючої дії води, тобто у формулу (39) для ІГЕ, розташованих нижче WL підставляють значення питомої ваги зваженого у воді ґрунту $\gamma_{sb,i}$ (див. формулу (5)).

Отже, з огляду на вище зазначене, ширину підшви фундаментів визначають за такими формулами:

- стрічкового фундаменту довжиною 1 пог. м

$$b = \frac{N_{0II}}{R - \gamma_m \cdot d} \quad (40)$$

- стовпчастого фундаменту із квадратною формою підшви в плані

$$b = \sqrt{\frac{N_{0II}}{R - \gamma_m \cdot d}} \quad (41)$$

- стовпчастого фундаменту із прямокутною формою підшви в плані

$$b = \sqrt{\frac{N_{0II}}{(R - \gamma_m \cdot d)\eta}} \quad (42)$$

Розміри фундаментів у плані призначають із таких міркувань:

збірних – відповідно до розмірів стандартних бетонних і залізобетонних елементів фундаментів, що виготовляються підприємствами будіндустрії (для стрічкових фундаментів див. рис. 9, а, б і табл. М...П додатку, стовпчастих – рис. 10, б, в);

монолітних – відповідно до уніфікованих розмірів типових монолітних залізобетонних фундаментів під колони (див. рис. 10, а) або за правилами проектування поперечного профілю жорстких фундаментів, у яких $h_f / l \geq 1/3$ (див. рис. 11, а також [9, С. 208-212]).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 45

У загальному випадку практичні розрахунки з визначення розмірів підшоши фундаментів виконують методом послідовних наближень у такому порядку:

1. Залежно від назви ґрунту, що залягає безпосередньо під підшовою фундаменту (тобто ґрунту так званого несучого шару основи), задаються значенням його умовного розрахункового опору R_0 , яке наведене в табл. Д...Ж додатку (дані цих таблиць розроблені лише для випадку $b \approx 1$ м і $d \approx 2$ м). Якщо в основі нижче підшоши фундаменту залягають слабкі ґрунти, значення R_0 для ґрунту несучого шару основи встановлюють лише після розробки спеціальних конструктивних заходів (заміни з улаштуванням ґрунтової подушки і т.п.) або заходів із штучного покращання (ущільнення або закріплення) зазначених ґрунтів (див. примітки до табл. 11 і 12).

2. Визначають розміри підшоши фундаменту в плані у першому наближенні за формулами (40)..(42) і приймають їх відповідно до розмірів стандартних елементів збірних фундаментів, що виготовляються підприємствами будіндустрії, або з урахуванням рекомендованого розмірного модуля для монолітних фундаментів (заокруглення слід виконувати в сторону збільшення).

3. При прийнятих розмірах уточнюють значення розрахункового опору R ґрунту несучого шару за формулою (38).

4. Коригують розміри підшоши фундаменту за формулами (40)..(42) при уточненому значенні R .

5. Виконують перевірки умов (32) або (33)..(35) відповідно для центрально або позацентрово навантажених фундаментів. У окремих випадках намагання наблизити p_{mII} до R ($p_{mII} \rightarrow R$) може потребувати виконання ще одного наближення, виконуваного за пп. 3...5.

При підбиранні розмірів підшоши фундаментів слід намагатись, щоби розходження між p_{mII} і R не перевищувало 5%, тобто щоби виконувалась умова

$$\frac{|p_{mII} - R|}{R} \cdot 100\% \leq 5\% \quad (43)$$

Завдання 4. Визначити розміри підшоши стрічкового фундаменту мілкого закладання під центрально навантаженою зовнішню стіну

Визначити необхідні розміри підшоши стрічкового фундаменту мілкого закладання під центрально навантаженою зовнішню стіну по осі 1 житлової будівлі з підвалом.

ВИХІДНІ ДАНІ

Інженерно-геологічний розріз будівельної ділянки та дані про виявлені ґрунти наведені відповідно на рис. 4 і в табл. 1 у завданні 1.

Опорна схема будівлі представлена на рис. 7 у завданні 2. За умовну позначку $\pm 0,000$ прийнятий рівень "чистої" підлоги першого поверху, що відповідає абсолютній позначці 176,3 – 0,4 + 1,1 м, де 176,3 м – абсолютна позначка гирла свердловини №2 (див. висновки та рекомендації до завдання 1); 0,4 м – потужність ґрунтово-рослинного шару, тобто ґрунту ПГЕ-1 (див. табл. 1 і рис. 4); -1,1 м – відносна позначка планувальної поверхні землі DL , на будівельному майданчику (див. рис. 7).

Будівля має жорстку конструктивну схему зі співвідношенням довжини будівлі до її висоти $L/H = 22400/17960 = 1,3$ (див. рис. 7).

Глибину закладання фундаменту $d = 1,8$ м зумовлюють конструктивні рішення будівлі, а саме – необхідність влаштування підвалу (рис. 15). Відносна позначка підлоги підвалу -2,400.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 46

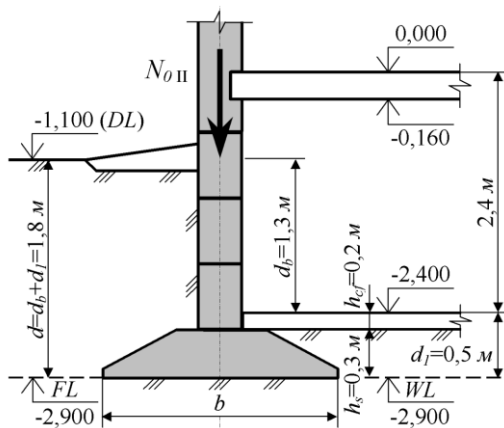


Рис. 15. Схема до визначення ширини стрічкового фундаменту мілкового закладання під центрально навантажену стіну житлового будинку

Аналізом інженерно-геологічних умов будівельної ділянки встановлено, що безпосередньо під подошвою фундаменту та вище неї залягає суглинок м'якопластичний неспрідний (грунт ПЕ-2) із такими фізико-механічними характеристиками (див. табл. 1):

- щільність ґрунту природної будови $\rho = 1,78 \text{ г/см}^3$;
- показник текучості $I_L = 0,65$;
- коефіцієнт пористості ґрунту відповідно $e = 0,9$;
- кут внутрішнього тертя $\varphi_{II} = 14^\circ$
- питоме зчеплення ґрунту відповідно $c_{II} = 14 \text{ кПа}$.

Міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями.

Вертикальне розрахункове навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту під стіну $N_{0II} = 106,36 \text{ кН/м}$ (див. табл. 4, завдання 2) прикладене до уступу фундаменту в рівні планувальної поверхні землі DL .

Розв'язок

Фундамент під стіну – центрально навантажена конструкція.

Визначення ширини подошви фундаменту b (у розрахунках довжину стрічкового фундаменту приймають $l = 1,0 \text{ м}$) здійснюємо методом послідовних наближень у такому порядку:

1. З табл. Є додатку для ґрунту ПЕ-2, що залягає безпосередньо під подошвою фундаменту (суглинок м'якопластичного неспрідного з $I_L = 0,65$ і $e = 0,9$), знаходимо значення умовного розрахункового опору ґрунту R_0 . Будемо мати $R_0 = 158 \text{ кПа}$ (визначене інтерполяцією).

2. Ширину подошви стрічкового фундаменту в першому наближенні визначаємо за формулою (див. формулу (40))

$$b = \frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = \frac{106,36}{158 - 20 \cdot 1,8} = 0,87 \text{ (м)}$$

Приймаємо $b = 1,0 \text{ м}$ (відповідно до розмірів стандартних збірних залізобетонних фундаментних плит-подушок, що виготовляються підприємствами будіндустрії; див. табл. Н додатку).

3. При прийнятій ширині $b = 1,0 \text{ м}$ уточнюємо значення R за формулою (38)

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

де $\gamma_{c1} = 1,1$ і $\gamma_{c2} = 1,0$ – як для будівлі з жорсткою конструктивною схемою із $L/H = 1,3$ під подошвою фундаменту якої залягає глинистий ґрунт із $I_L = 0,65 > 0,5$ (див. табл. У додатку); $k = 1$, оскільки міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначенні безпосередніми випробуваннями; $M_\gamma = 0,29$, $M_q = 2,17$, $M_c = 4,69$ як для ґрунту, у якого $\varphi = 14^\circ$ (див. табл. Ф додатку); $k_z = 1$ як для фундаменту при $b = 1,0 < 10 \text{ м}$; $\gamma'_{II} = \gamma_2 = 17,8 \text{ кН/м}^3$ як для ґрунту ПЕ-2

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 47

природної будови і $\gamma_{II} = \gamma_{sb,2} = 8,95 \text{ кН/м}^3$ як для зваженого у воді ґрунту ПЕ-2; $d_1 = 0,5 \text{ м}$ і $d_b = 1,3 \text{ м}$ (див. рис. 15); $c_{II} = 14 \text{ кПа}$.

У результаті матимемо

$$R = \frac{1,1 \cdot 1,0}{1} [0,29 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 8,95 + 2,17 \cdot 0,5 \cdot 17,8 + (2,17 - 1) \cdot 1,3 \cdot 17,8 + 4,69 \cdot 14] =$$

$$R = 1,1 \cdot [0,29 \cdot 1 \cdot 1,0 \cdot 8,95 + 112,05] = 126,11 \text{ (кПа)}$$

4. Коригуємо ширину b при уточненому значенні $R = 126,11 \text{ кПа}$:

$$b = \frac{N_{0II}}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = \frac{106,36}{126,11 - 20 \cdot 1,8} = 1,18 \text{ (м)}$$

Приймаємо $b = 1,2 \text{ м}$.

5. При прийнятій ширині $b = 1,2 \text{ м}$ уточнюємо значення R :

$$R = 1,1 \cdot [0,29 \cdot 1 \cdot 1,2 \cdot 8,95 + 112,05] = 126,68 \text{ (кПа)}$$

6. Перевіряємо виконання умови $p_{mII} < R$ (див. формулу (36) і умову (32)). Будемо мати наступне:

$$p_{mII} = \frac{N_{0II}}{b \cdot l} + \gamma_m \cdot d = \frac{106,36}{1,2} + 20 \cdot 1,8 = 124,63 \text{ (кПа)}$$

Висновок: маємо $p_{mII} = 124,63 \text{ кПа} < R = 126,68 \text{ кПа}$. Умова виконується, отже, остаточно на цій стадії проектування під стіну по осі 1 приймаємо стандартну збірну залізобетонну фундаментну плиту-подушку шириною $b = 12 \text{ м}$, а для подальших розрахунків сумісного осідання основи й фундаменту під зазначену стіну для ґрунтової основи може бути застосована модель лінійнодеформівного середовища.

5. Проектування переривчастих фундаментів

Переривчасті фундаменти є різновидом збірних стрічкових фундаментів, що застосовують у випадках, коли розрахункова ширина подошви фундаменту менша за ширину подошви стандартних фундаментних плит-подушок. Такі фундаменти вкладають із певними проміжками (рис. 9, б), а утворений зазор заповнюють ґрунтом.

За рахунок розподільчої здатності ґрунтів основи та аркового ефекту між фундаментними блоками питомий тиск на переривчастий фундамент може бути дещо підвищений у порівнянні із суцільними стрічковими фундаментами, що працюють в умовах плоскої деформації. Урахування покращання умов спільної роботи основи та фундаменту через досягнення зазначеного просторового ефекту при проектуванні переривчастих фундаментів здійснюють множенням розрахункового опору ґрунту R , визначеного як для вихідного суцільного стрічкового фундаменту за формулою (38), на коефіцієнт $k_d \geq 1$, який залежить від виду й стану ґрунту несучого шару основи і може бути прийнятий з табл. 7, не перевищуючи при цьому коефіцієнта $k'_d \geq 1$, значення якого наведені в табл. 8.

Таблиця 7

Значення коефіцієнта k_d , для пісків (крім пухких) і глинистих ґрунтів
(табл. Е.9 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Коефіцієнт пористості e пісків і показник текучості I_L глинистих ґрунтів	Значення k_d для фундаментних плит-подушок	
	прямокутної форми в плані (див. табл. Н додатку)	із кутовим вирізами
$e \leq 0,5$ і $I_L \leq 0$	1,3	1,3
$e = 0,6$ і $I_L = 0,25$	1,15	1,15
$e \geq 0,7$ і $I_L \geq 0,5$	1,0	1,15

Примітка. При проміжних значеннях e і I_L коефіцієнт k_d визначають інтерполяцією

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 48

Таблиця 8

Значення коефіцієнта k'_d для переривчастого фундаменту

Розрахункова ширина підосви суцільного стрічкового фундаменту b_c , м	Ширина підосви переривчастого стрічкового фундаменту b_s , м	k'_d
1,0	1,2	1,09
1,1	1,2	1,10
1,3	1,4	1,07
1,5	1,6	1,11
1,7	2,0	1,18
1,8	2,0	1,17
1,9	2,0	1,09
2,1	2,4	1,18
2,2	2,4	1,13
2,3	2,4	1,10
2,5	2,8	1,17
2,6	2,8	1,15
2,7	2,8	1,12
2,9	3,2	1,13
3,0	3,2	1,11
3,1	3,2	1,09

Оскільки будівлям і спорудам на переривчастих фундаментах притаманна підвищена чутливість до нерівномірних деформацій через меншу у порівнянні із суцільними фундаментами власну жорсткість фундаментів, їх не рекомендують влаштовувати у таких випадках:

- у ґрунтових умовах II-го типу за просіданням;
- при заляганні під підосвою фундаменту пухких пісків;
- при сейсмічності району 7 балів і більше;
- при заляганні нижче підосви фундаменту глинистих ґрунтів із показником текучості $I_L \geq 0,5$.

Застосування переривчастих фундаментів доцільне (якщо вище зазначені інженерно-геологічні умови це дозволяють), коли

$$b_s - b_c \geq 0,1 \text{ м} \quad (44)$$

де b_c – розрахункове значення ширини підосви фундаменту, м, отримане для суцільного стрічкового фундаменту згідно з рекомендаціями пункту 4; b_s – найближче до b_c більше значення ширини стандартної фундаментної плити (за табл. Н додатку), м.

У разі невиконання нерівності (44), тобто при $b_s \approx b_c$ фундамент приймають суцільним, а економічний ефект отримують, влаштовуючи полегшені фундаментні плити з кутовими вирізами (див. табл. П додатку).

Практичні розрахунки з визначення розмірів підосви та розкладання окремих елементів стрічкових переривчастих фундаментів виконують у такій послідовності:

1. Розраховують ширину підосви b_c , фундаменту, вважаючи його суцільним, згідно з рекомендаціями параграфу пункту 4 і за табл. Н додатку приймають як вихідний (основний) елемент стандартну фундаментну плиту-подушку шириною $b_s > b_c$ довжиною l_s і площею підосви $A_s = l_s \cdot b_s$.

2. Визначають підвищувальні для розрахункового опору R коефіцієнти k_d і k'_d за табл. 7 та 8; для подальших розрахунків приймають коефіцієнт із меншим значенням.

3. Обчислюють потрібну площу стрічкового фундаменту $A_c = L \cdot b_c$, по всій довжині стіни L і сумарну площу прямокутних плит у переривчастому фундаменті

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 49

$$A_b = \frac{A_c}{(k_d \text{ або } k'_d)} \quad (45)$$

4. Знаходять, заокруглюючи до цілого числа, потрібну кількість плит у переривчастому фундаменті

$$n = \frac{A_b}{A_s} \quad (46)$$

і середню відстань (проміжок) між окремими плитами

$$c = \frac{L - n \cdot l_s}{n - 1} \quad (47)$$

ПРИМІТКА. Численні експериментальні дослідження та досвід проектування свідчать, що оптимальний проміжок між плитами має бути $c \leq 0,9 \dots 1,2$ м і не більше $0,7l_s$, а довжина плити – $l_s \geq 1,4b_s$. Для більш ефективного застосування переривчастих фундаментів кількість проміжків можна збільшити, застосовуючи укорочені стандартні плити ($l_s = 1,18$ м).

5. Вираховують фактичний середній тиск під подошвою плити переривчастого фундаменту

$$p_{smII} = \frac{(N_{oII} + \gamma_m \cdot d \cdot b_s)L}{n \cdot A_s} \quad (48)$$

6. Скоригувавши значення R для остаточно прийнятої на цьому етапі проектування ширини подошви плити переривчастого фундаменту b_s , за формулою (38), обчислюють фактичне значення підвищувального коефіцієнта k_{df} і перевіряють виконання умови

$$k_{df} = \frac{p_{sm}}{R} \leq \begin{cases} k_d \\ k'_d \end{cases} \quad (49)$$

Якщо вимога (49) не дотримується, то зменшують відстань між плитами.

Завдання 5. Визначити необхідні розміри подошви переривчастого стрічкового фундаменту мілкового закладання

Визначити необхідні розміри подошви переривчастого стрічкового фундаменту мілкового закладання під центрально навантажену зовнішню стіну цегляної цивільної будівлі довжиною $L = 46$ м і висотою $H = 11,1$ м.

ВИХІДНІ ДАНІ

Будівля має жорстку конструктивну схему зі співвідношенням довжини будівлі до її висоти $L/H = 46/11,1 = 4,14$. Глибина закладання фундаменту $d = 1,2$ м. Підвал відсутній, тобто $d_b = 0$ м. Безпосередньо під подошвою фундаменту й вище неї залягає пісок пілуватий, середньої щільності, насичений водою з такими фізико-механічними характеристиками: щільність ґрунту природної будови $\rho = 1,85$ г/см³; коефіцієнт пористості ґрунту $e = 0,6$; кут внутрішнього тертя й питоме зчеплення ґрунту відповідно $\varphi_{II} = 29^\circ$ і $c_{II} = 3,6$ кПа. Міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями.

Вертикальне розрахункове навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту $N_{oII} = 360$ кН/м.

РОЗВ'ЯЗОК

1. Ширину подошви b_c , фундаменту, вважаючи його суцільним, визначаємо графічним способом з умови, що $p_{mf} = R$ (див. умову (32)).

Графік функції $R = f(b_c)$ будемо по двох точках – при $b = 0$ м і $b = 2,5$ м, коли значення R відповідно дорівнюватимуть (див. рис. 16 і формулу (38))

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 50

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [1,06 \cdot 1 \cdot 0 \cdot 18,5 + 5,25 \cdot 1,2 \cdot 18,5 + (5,25 - 1) \cdot 0 \cdot 18,5 + 7,67 \cdot 3,6] = 180,2 \text{ (кПа)}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [1,06 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot 18,5 + 5,25 \cdot 1,2 \cdot 18,5 + (5,25 - 1) \cdot 0 \cdot 18,5 + 7,67 \cdot 3,6] = 241,5 \text{ (кПа)}$$

Графік функції $p_{mf} = f(b) = N_{0II}/b + \gamma_m \cdot d$ будемо для декількох точок – при $b = 1,0; 1,5; 1,75; 2,0; 2,25; 2,5$ м, коли значення p_{mfII} відповідно дорівнюватимуть (див. рис. 16):

$$\text{при } b = 1,0: p_{mfII(b=1,0)} = \frac{360}{1,0} + 20 \cdot 1,2 = 384 \text{ (кПа)}$$

$$\text{при } b = 1,5: p_{mfII(b=1,5)} = \frac{360}{1,5} + 20 \cdot 1,2 = 264 \text{ (кПа)}$$

$$\text{при } b = 1,75: p_{mfII(b=1,75)} = \frac{360}{1,75} + 20 \cdot 1,2 = 229 \text{ (кПа)}$$

$$\text{при } b = 2,0: p_{mfII(b=1,0)} = \frac{360}{2,0} + 20 \cdot 1,2 = 204 \text{ (кПа)}$$

$$\text{при } b = 2,5: p_{mfII(b=1,0)} = \frac{360}{2,5} + 20 \cdot 1,2 = 168 \text{ (кПа)}$$

Точка перетину графіків функцій $R = f(b_c)$ і $p_{mf} = f(b)$ (рис. 16) дає нам розрахункову ширину підосви суцільного стрічкового фундаменту $b_c = 1,8$ м, якій відповідає розрахунковий опір ґрунту $R = 224$ кПа.

За табл. Н додатку як вихідний (основний) елемент фундаменту приймаємо укорочену стандартну фундаментну плиту-подушку шириною $b_s = 2,0 > b_c = 1,8$ м, довжиною $l_s = 1,18$ м і площею підосви $A_s = l_s \cdot b_s = 1,18 \cdot 2,0 = 2,36 \text{ м}^2$.

2. Визначаємо підвищувальні коефіцієнти k_d і k'_d . Оскільки $e = 0,6$, то $k_d = 1,15$ (табл. 7). Оскільки $b_c = 1,8$ м $b_s = 2,0$ м, то $k'_d = 1,17$ (див. табл. 8).

Для подальших розрахунків приймаємо коефіцієнт із меншим значенням, а саме $k_d = 1,15$ ($k_d < k'_d = 1,17$).

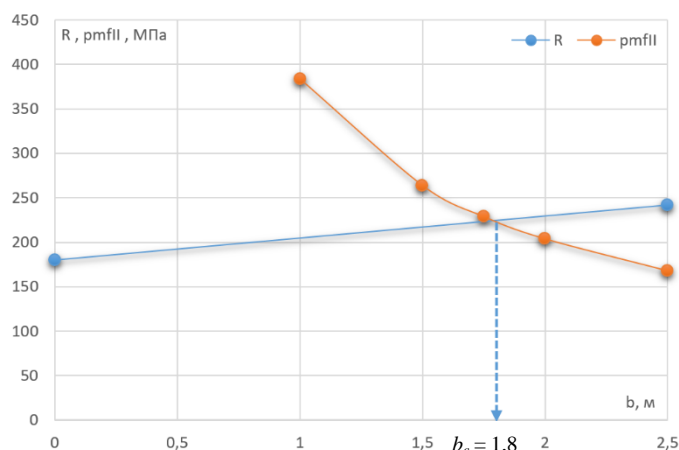


Рис. 16. Графічний спосіб визначення ширини фундаменту

3. Обчислюємо потрібну площу стрічкового фундаменту по всій довжині стіни L і сумарну площу прямокутних плит у переривчастому фундаменті за формулою (45). Будемо мати

$$A_c = L \cdot b_c = 46 \cdot 1,8 = 82,8 \text{ (м}^2\text{)}$$

$$A_b = \frac{A_c}{k_d} = \frac{82,8}{1,15} = 72,0 \text{ (м}^2\text{)}$$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 51

Знаходимо потрібну кількість плит у переривчастому фундаменті n і середню відстань (проміжок) між окремими плитами c за формулами відповідно (46) і (47). У результаті отримаємо

$$n = \frac{A_b}{A_s} = \frac{72,0}{2,36} = 30,5 \approx 31 \text{ (шт)}$$

$$c = \frac{L - n \cdot l_s}{n - 1} = \frac{46 - 31 \cdot 1,18}{31 - 1} = 0,31 \text{ (м)}$$

5. Вираховуємо фактичний середній тиск під подошвою плити переривчастого фундаменту за формулою (48). Матимемо

$$p_{smII} = \frac{(N_{0II} + \gamma_m \cdot d \cdot b_s)L}{n \cdot A_s} = \frac{(360 + 20 \cdot 1,2 \cdot 2,0) \cdot 46}{31 \cdot 2,36} = 256,5 \text{ (кПа)}$$

6. Коригуємо значення R для остаточно прийнятої ширини подошви плити переривчастого фундаменту $b_s = 2,0$ м за формулою (38), обчислюємо фактичне значення підвищувального коефіцієнта k_{df} та перевіряємо виконання умови (49):

$$R = \frac{1,25 \cdot 1}{1} [1,06 \cdot 1 \cdot 2,0 \cdot 18,5 + 5,25 \cdot 1,2 \cdot 18,5 + (5,25 - 1) \cdot 0 \cdot 18,5 + 7,67 \cdot 3,6] =$$

$$= 229,2 \text{ (кПа)}$$

$$k_{df} = \frac{p_{sm}}{R} = \frac{256,5}{229,2} = 1,12 \leq \begin{cases} k_d = 1,15 \\ k'_d = 1,17 \end{cases}$$

Висновок: Умова (49) виконується, отже, остаточно на цьому етапі проектування під центрально навантаженою зовнішню стіну будівлі приймаємо переривчастий стрічковий фундамент, що складається зі стандартних укорочених збірних залізобетонних фундаментних плит-подушок марки ФЛ 20.12-2 шириною $b_s = 2,0$ м і довжиною $l_s = 1,18$ м (див. табл. Н додатку), укладених із проміжками між ними $c = 0,31$ м, а для подальших розрахунків сумісного осідання основи й фундаменту під зазначену стіну для ґрунтової основи може бути застосована модель лінійно-деформівного середовища.

6. Перевірка міцності слабого ґрунту підстеляючого шару основи

Після попереднього встановлення всіх основних розмірів фундаменту у випадку, якщо на деякій глибині від його подошви залягає шар слабого ґрунту або шар із меншою, ніж безпосередньо під подошвою, несучою здатністю (рис. 17), слід перевірити його міцність, а також уточнити можливість застосування для ґрунтової основи при розрахунку сумісних деформацій основи і фундаменту моделі лінійно деформівного середовища.

Необхідно порівняти повний » тиск на покрівлю підстеляючого шару слабого ґрунту на глибині z від подошви фундаменту $\sigma_{(d+z)II}$, що складається з природного тиску ґрунту $\sigma_{(d+z)g}$ і додаткового тиску від зовнішнього навантаження $\sigma_{zp} = \alpha_z \cdot p_{0c}$ із розрахунковим опором ґрунту на глибині $d + z$ (тобто на покрівлі підстеляючого шару) $R_{(d+z)}$, який визначають за формулою (38). Отже, умова міцності підстеляючого шару слабого ґрунту матиме вигляд

$$\sigma_{(d+z)II} = \sigma_{(d+z)g} + \sigma_{zp} \leq R_{(d+z)} \quad (50)$$

де $\sigma_{(d+z)g}$ – природний тиск на покрівлю підстеляючого шару, який дорівнює $\sigma_{(d+z)g} = \gamma'_{II} d + \gamma_{II} z$; σ_{zp} – додатковий тиск на покрівлю підстеляючого шару, який обчислюють за формулою $\sigma_{zp} = \alpha_z \cdot p_{0c}$, p_{0c} – додатковий тиск по подошві фундаменту, який визначають як $p_{0c} = p_{mII} - \gamma'_{II} d$; α_z – коефіцієнт розсіювання тиску p_{0c} по глибині основи (див. табл. Х додатку); d – глибина закладання фундаменту; γ'_{II} – усереднена об'ємна вага матеріалу фундаменту та ґрунту на його виступах (у розрахунках можна приймати $\gamma'_{II} = \gamma_m \approx 20$ кН/м³); γ_{II} – усереднена (по шарах) об'ємна вага ґрунтів, розташованих на ділянці між покрівлею підстеляючого шару та подошвою фундаменту (див. формулу (39)).

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 52

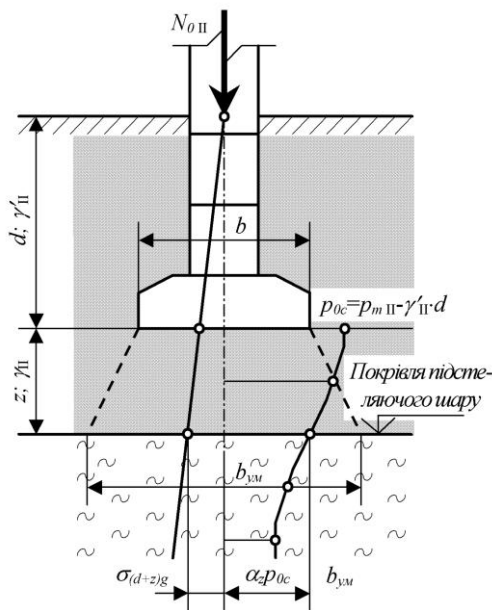


Рис. 17. Розрахункова схема до перевірки міцності слабого ґрунту підстеляючого шару основи

Унаслідок розсіювання тисків (напружень) в основі під фундаментом при обчисленні розрахункового опору слабого ґрунту підстеляючого шару $R_{(d+z)}$ слід враховувати більшу площу, ніж площа підшви проектуваного фундаменту. Тому $R_{(d+z)}$ визначають за формулою (38) як для умовного фундаменту, що має глибину закладання $d + z$ і умовну площу

$$A_{\text{ум}} = \frac{N_{0II}}{\alpha_z \cdot p_{0c}} \quad (51)$$

Ширину зазначеного умовного фундаменту $b_{\text{ум}}$ знаходять із таких виразів:

- для стрічкового фундаменту

$$b_{\text{ум}} = \frac{A_{\text{ум}}}{l} \quad (52)$$

де l – довжина ділянки стрічкового фундаменту, м, у межах якої діє навантаження N_{0II} (для стрічкового фундаменту, навантаження для якого збирається на 1 пог. м його довжини, приймають $l = 1$ м);

- для прямокутного у плані фундаменту

$$b_{\text{ум}} = \sqrt{A_{\text{ум}} + a^2} - a \quad (53)$$

де $a = (l - b) / 2$; l і b – відповідно довжина та ширина прямокутного фундаменту, м.

Якщо міцність слабого ґрунту підстеляючого шару виявиться недостатньою при встановлених раніше розмірах підшви фундаменту (при розрахунках по величині R для несучого шару основи), то підшву збільшують до виконання умови (50), тобто розрахунком по $R_{(d+z)}$ більш слабого ґрунту підстеляючого шару. Задачу розв'язують методом послідовних наближень.

7. Розрахунок сумісних осідань основ і фундаментів і порівняння їх із гранично допустимими значеннями

Відомо декілька методів розрахунку сумісного осідання основи та фундаменту, наприклад:

- метод еквівалентного шару ґрунту (або інакше – метод проф. М.О. Цитовича);
- метод лінійно деформівного шару (або інакше – метод проф. К.Є. Єгорова);

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 53

в) метод пошарового підсумовування.

Кожен із перелічених методів має свої переваги та недоліки. Найбільш поширеним і універсальним є регламентований будівельними нормами метод пошарового підсумовування. У загальному випадку розрахунок сумісного осідання основи та фундаменту згідно із зазначеним методом виконують відповідно до довідкового додатка Д ДБН В.2.1-10-2009 [2] у наступній послідовності:

1. На геологічний розріз будівельної ділянки наносять у тому ж самому вертикальному масштабі поперечні окреслення проектуваного фундаменту (рис. 18).

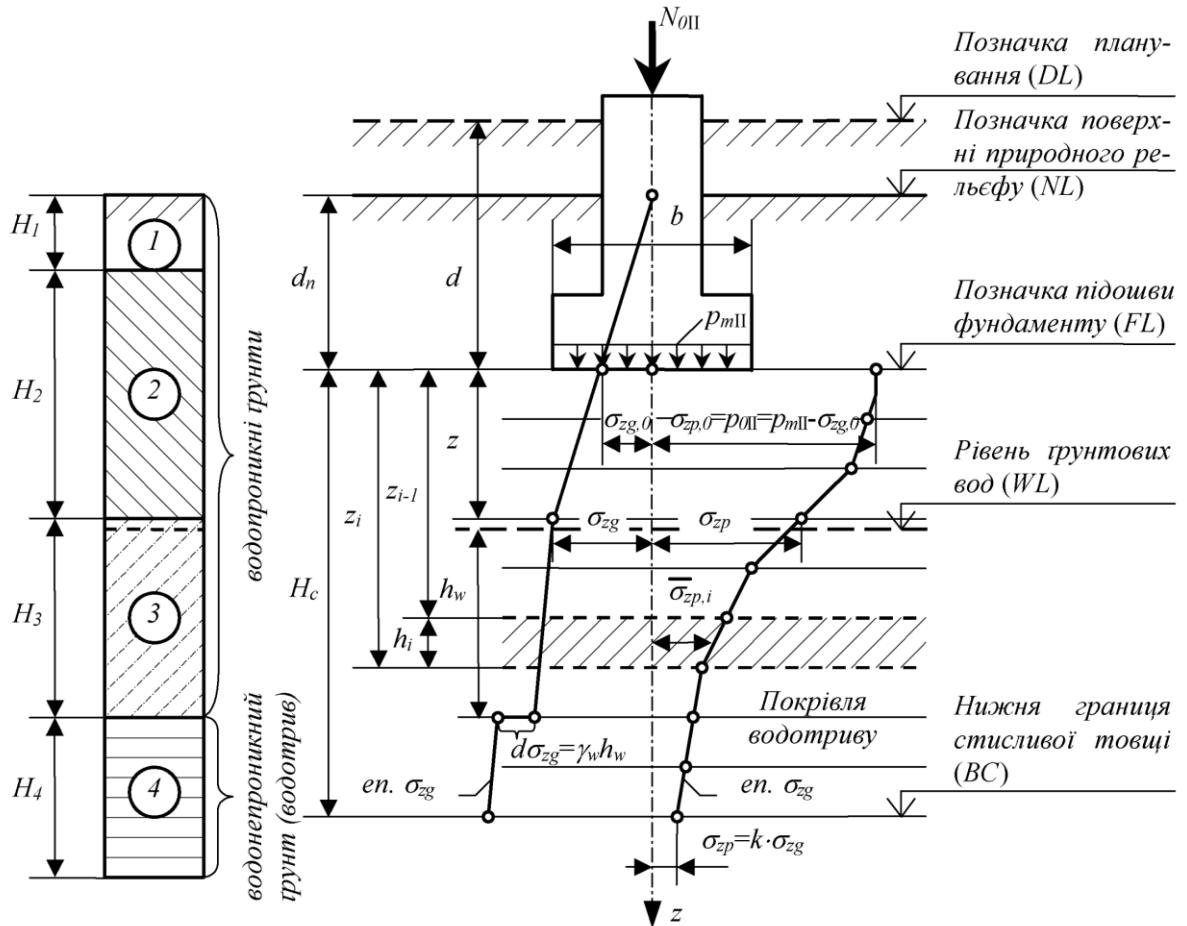


Рис. 18. Схема розподілу вертикальних нормальних стискаючих напружень в основі при розрахунку сумісних осідань основ і фундаментів методом пошарового підсумовування

2. Товщу нижче підшови фундаменту розбивають на елементарні шари потужністю $h_i = 0,4b$ (число $0,4b$ приймають для приведення неоднорідної, як правило, основи до умов основної задачі ущільнення, покладеної в основу розглядуваного методу пошарового підсумовування), де b – ширина підшови фундаменту.

3. Вираховують вертикальні нормальні стискаючі напруження від власної ваги ґрунту (так звані *природні тиски*) на розвідану глибину масиву за формулою

$$\sigma_{zg,i} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i \quad (54)$$

де n – кількість елементарних шарів ґрунту, на яку розбита ґрунтова товща нижче підшови фундаменту до глибини, що приблизно дорівнює $(6..7)b$; γ_i – об'ємна вага ґрунту i -го шару; h_i – товщина i -го шару ґрунту; $\sigma_{zg,0}$ – природний тиск на рівні підшови фундаменту FL , який обчислюють:

– при плануванні зрізуванням

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 54

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d \quad (55)$$

– за відсутністю планування та при плануванні підсипанням

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n \quad (56)$$

(тут γ' – об'ємна вага ґрунту, розташованого вище підшоши фундаменту; d і d_n – глибини закладання фундаменту від рівнів планування DL та природного рельєфу NL , відповідно).

Після розрахунків будують епюру природних тисків En . σ_{zg} зліва від вертикалі, що проходить через центр ваги підшоши фундаменту, починаючи її від планувальної позначки DL при плануванні території будівельної ділянки зрізуванням або від позначки природного рельєфу NL – при плануванні підсипанням.

ПРИМІТКИ до п. 3:

1. У шарах, розташованих нижче рівня ґрунтової води WL , але вище покрівлі водотриву (пластів монолітного скельного ґрунту або твердої глини), об'ємну вагу для всіх видів водопроникних ґрунтів приймають зменшеною за рахунок зважувальної дії води (так званого гідростатичного зважування) та обчислюють за формулою (див. формулу (5))

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \quad (57)$$

де γ_s – питома вага ґрунту; γ_w – питома вага води (приймають $\gamma_w \approx 10$ кН/м³); e – коефіцієнт пористості ґрунту.

2. При визначенні σ_{zg} у водотривкому шарі й нижче нього необхідно враховувати тиск стовпа ґрунтової води висотою h_w , що розташований вище зазначеного шару. При цьому на покрівлі водотриву епюра природного тиску ґрунту за рахунок гідростатичного зважування буде мати стрибок на величину $d \cdot \sigma_{zg} = \gamma_w \cdot h_w$.

4. Обчислюють вертикальне нормальне стискаюче напруження від зовнішнього навантаження (так званий *додатковий тиск*) на рівні підшоши фундаменту за формулою

$$\sigma_{zp,0} = p_{0II} = p_{mII} - \sigma_{zg,0} \quad (58)$$

де p_{mII} – повний середній тиск на ґрунт основи під підшовою фундаменту (приймають із раніше виконаних розрахунків із визначення розмірів підшоши фундаментів; див. формулу (36)).

Знайдену величину $\sigma_{zp,0} = p_{0II}$ відкладають на відмітці підшоши фундаменту FL (при $z = 0$) справа від вертикалі.

5. За табл. X додатку визначають коефіцієнти розсіювання α_i додаткового тиску p_{0II} по глибині основи залежно від відносної глибини $\xi_i = 2z_i/b$ (z_i – відстані від підшоши фундаменту до нижніх границь (підошв) елементарних шарів), форми підшоши фундаменту та співвідношення сторін $\eta = l/b$ підшоши прямокутного фундаменту (тут l – розмір довшої сторони).

Знаходять додаткові тиски на границях елементарних шарів z_i за формулою

$$\sigma_{zp,i} = \alpha_i \cdot p_{0II} \quad (59)$$

Після розрахунків будують епюру додаткових тисків En . σ_{zp} справа від вертикалі під центром ваги підшоши фундаменту.

6. Величини $\sigma_{zp,i}$ обчислюють до такої глибини $z_i = H_c$, від підшоши фундаменту (так званої *нижньої границі стисливої товщі BC*), де задовольняється умова

$$\sigma_{zp,i} \leq k \cdot \sigma_{zg,i} \quad (60)$$

тут $k = 0,2$ при $b \leq 5$ м; $k = 0,5$ при $b > 20$ м; при $5 < b \leq 20$ м коефіцієнт k визначають інтерполяцією.

При цьому глибина $z_i = H_c$ не повинна бути менша $b/2$ при $b \leq 10$ м і $(4 + 0,1b)$ при $b > 10$ м.

ПРИМІТКИ до п. 6:

1. Якщо в межах знайденої за вказаними вище умовами глибини H_c , залягає шар міцного й практично нестисливого ґрунту з модулем загальної деформації $E > 100$ МПа, то стисливу товщу допускається приймати до покрівлі цього шару.

2. Якщо знайдена за вказаними вище умовами нижня границя стисливої товщі BC розташована в шарі сильностисливого ґрунту з модулем загальної деформації $E < 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 55

глибини $z_i = H_c$, то цей шар включають у стисливу товщу, а за H_c , приймають менше зі значень, що відповідає підшві шару зазначеного ґрунту чи глибини, де виконується умова $\sigma_{zp,i} \leq 0,1 \sigma_{zg,i}$.

7. Осідання (деформацію стиску) кожного елементарного шару товщиною h_i визначають за формулою

$$s_i = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (61)$$

де β – безрозмірний коефіцієнт, який враховує бокове розширення ґрунту та приймається 0,8 незалежно від виду ґрунту; h_i і E_i – відповідно товщина та модуль загальної деформації ґрунту i -го елементарного шару; $\bar{\sigma}_{zp,i}$ – середнє значення додаткового тиску в межах i -го елементарного шару, яке дорівнює півсумі тисків на верхній і нижній границях розглядуваного шару та визначається за формулою

$$\bar{\sigma}_{zp,i} = \frac{\sigma_{zp,i-1} + \sigma_{zp,i}}{2} \quad (62)$$

8. У межах усієї стисливої товщі H_c , осідання складається з осідань елементарних шарів із різними модулями загальної деформації E_i ; та обчислюється за формулою

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zp,i} \cdot h_i}{E_i} \quad (63)$$

де n – кількість елементарних шарів у межах стисливої товщі основи H_c .

9. Визначене розрахунком очікуване осідання основи окремого фундаменту s порівнюють із відповідним граничним значенням s_u , яке залежить від типу будівлі або споруди та встановлюється будівельними нормами (див. табл. Ц додатку) або завданням на проектування. При цьому повинна задовольнятися умова

$$s \leq s_u \quad (64)$$

ПРИМІТКА до п. 9.

Розрахунковий опір ґрунту основи R , обчислений за формулою (38), може бути підвищений до R_u (а розміри підшви фундаменту відповідно зменшені) у залежності від співвідношення розрахункового осідання основи s (визначеного при дотриманні вимоги $p_{mll} \leq R$) та граничного осідання s_u :

- а) при $s \leq 0,4s_u - R_u = 1,2R$;
- б) при $s > 0,7s_u - R_u = R$;
- в) при $0,4s_u < s < 0,7s_u - R_u$ визначають інтерполяцією.

Підвищений тиск R_u не повинен спричиняти деформації основи $s > 0,8s_u$ і перевищувати значення граничного тиску за умови розрахунку основи за несучою здатністю (за I-ою ГГС) згідно з параграфом 8.9 ДБН В.2.1-10-2018 [1].

Крім того, порівнюють визначену розрахунком очікувану відносну різницю осідань основ сусідніх фундаментів $(s_1 - s_2)/L$ із відповідним граничним значенням $[(s_1 - s_2)/L]_u$, (приймають за табл. Ц додатку або із завдання на проектування), де L – відстань між розбивними осями сусідніх фундаментів.

При цьому повинна задовольнятися умова

$$\frac{s_1 - s_2}{L} \leq \left[\frac{s_1 - s_2}{L} \right]_u \quad (65)$$

У випадку невиконання останніх вимог (64) і (65) удаються до таких заходів:

- а) збільшують розміри підшви b і l проєктованого фундаменту;
- б) заглиблюють проєктований фундамент, тобто збільшують глибину закладання фундаменту d ;
- в) здійснюють заходи з покращання природних властивостей ґрунтів основи (ущільнюють, закріплюють, замінюють більш міцними й менш стисливими і т.п.);
- г) обирають інший більш раціональний вид фундаменту.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 56

ПРИМІТКА.

Розрахунок сумісного осідання основ, складених лесовими просідними ґрунтами, і фундаментів виконують (якщо розглядати найгірший можливий розрахунковий стан за вологістю, коли в процесі експлуатації проектованої будівлі або споруди можливе повне замочування товщі просідних ґрунтів), обчислюючи окремо осідання основи від зовнішнього навантаження s_F , виходячи з природного стану просідного ґрунту, та можливе просідання s_{sl} від сумісної дії власної ваги просідного ґрунту та зовнішнього навантаження на основу після її замочування до повного водонасичення (коли коефіцієнт водонасичення ґрунту $S_r = 0,8$). Сумарна величина очікуваного осідання основи $s = s_F + s_{sl}$ окремого фундаменту, а також сумарна нерівномірність осідань основ сусідніх фундаментів $\Delta s/L = \Delta(s_F + s_{sl})/L$ не повинні перевищувати гранично допустимих значень, встановлених будівельними нормами (приймають за табл. Ц додатку) або завданням на проектування, тобто повинні задовольнятися умови

$$s = s_F + s_{sl} \leq s_u \quad (66)$$

$$\frac{\Delta s}{L} = \frac{\Delta(s_F + s_{sl})}{L} \leq \left(\frac{\Delta s}{L}\right)_u \quad (67)$$

У випадку усунення просідних властивостей ґрунтів розрахунок сумісних осідань штучно покращених основ і фундаментів можна виконувати так само, як і для природних основ, за вище наведеною розрахунковою схемою методу пошарового підсумовування. При цьому розрахункові значення фізико-механічних характеристик покращених ґрунтів γ_{II} , φ_{II} , c_{II} і E за відсутністю даних безпосередніх випробувань (у польових або лабораторних умовах) можуть бути прийняті згідно з рекомендаціями, викладеними у примітках до табл. 11 і 12.

Завдання 6. Перевірка розмірів підшви стрічкового фундаменту

Виконати перевірку достатності розмірів підшви стрічкового фундаменту під стіну будівлі з підвалом, якщо на певній глибині від підшви фундаменту й нижче залягає потужний шар слабкого ґрунту. Інженерно-геологічний розріз з нанесеним поперечним контуром проектованого фундаменту зображені на рис. 18.

ВИХІДНІ ДАНІ

Ширина підшви фундаменту $b = 1,2$ м. Глибина закладання фундаменту від поверхні DL , розпланованого рельєфу $d = 1,9$ м. Розрахункове вертикальне навантаження на 1 пог. м довжини фундаменту $N_{0II} = 200$ кН/м. Середній тиск по підшві фундаменту $p_{mII} = 205$ кПа. Дані про інженерно-геологічні умови (ІГЕ):

- ІГЕ-1 – пісок пилюватий, середньої щільності, середнього ступеня водонасичення
 $\gamma'_{II} = \gamma_{II} = \gamma_r = 18$ кН/м³; $\varphi_{II} = 26^\circ$; $c_{II} = 0$ кПа; $E = 10$ МПа
- ІГЕ-2 – суглинок текучий
 $\gamma_2 = 19,6$ кН/м³; $\gamma_{sb,2} = 9,61$ кН/м³; $I_L = 1,07$; $\varphi_{II} = 17^\circ$; $c_{II} = 16$ кПа; $E = 3$ МПа

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 57

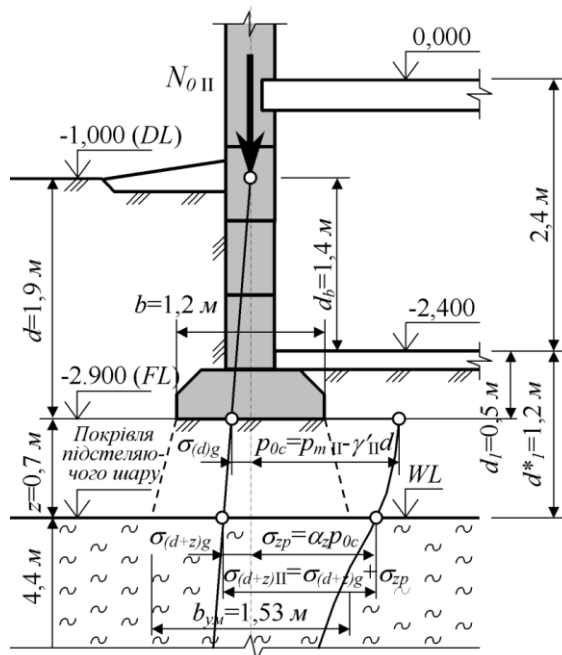


Рис. 18. Інженерно-геологічний розріз, поперечний контур проектованого фундаменту, розрахункова схема до перевірки міцності слабого ґрунту підстеляючого шару основи

РОЗВ'ЯЗОК

1. Визначаємо природний тиск від власної ваги ґрунту:

- на рівні підшови фундаменту за формулою

$$\sigma_{(d)g} = \gamma'_{II} d = 18,0 \cdot 1,9 = 34,2 \text{ (кПа)}$$

- на покрівлю підстеляючого шару на глибині z від підшови фундаменту за формулою

$$\sigma_{(d+z)g} = \gamma'_{II} d + \gamma_{II} z = 18,0 \cdot 1,9 + 18,0 \cdot 0,7 = 46,8 \text{ (кПа)}$$

Визначаємо додатковий тиск від зовнішнього навантаження:

- по підшові фундаменту за формулою (58)

$$\sigma_{oc} = p_{mII} - \gamma'_{II} d = 205,0 - 18,0 \cdot 1,9 = 205,0 - 34,2 = 170,8 \text{ (кПа)}$$

- на покрівлю підстеляючого шару на глибині z від підшови фундаменту за формулою (59)

$$\sigma_{zp} = \alpha_z \cdot p_{oc} = 0,764 \cdot 170,8 = 130,5 \text{ (кПа)}$$

де $\alpha_z = 0,764$ – коефіцієнт розсіювання додаткового тиску по глибині основи стрічкового фундаменту при $z = 0,7$ м і $b = 1,2$ м ($\xi = 2z/b = 2 \cdot 0,7/1,2 = 1,17$) (див. табл. X додатку).

У результаті повний тиск на покрівлю підстеляючого шару слабого ґрунту від природного й додаткового тисків буде

$$\sigma_{(d+z)II} = \sigma_{(d+z)g} + \sigma_{zp} = 46,8 + 130,5 = 177,3 \text{ (кПа)}$$

2. Визначаємо площу $A_{ум}$ та ширину підшови $b_{ум}$ умовного фундаменту за формулами відповідно (51) та (52):

$$A_{ум} = \frac{N_{0II}}{\alpha_z \cdot p_{oc}} = \frac{200,0}{0,764 \cdot 170,8} = 1,53 \text{ (м}^2\text{)}$$

$$b_{ум} = \frac{A_{ум}}{l} = \frac{1,53}{1,0} = 1,53 \text{ (м)}$$

3. Обчислюємо розрахунковий опір слабого ґрунту під підшовою умовного фундаменту за формулою (38):

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

$$= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} [0,39 \cdot 1 \cdot 1,53 \cdot 9,61 + 2,57 \cdot 1,2 \cdot 18,0 + (2,57 - 1) \cdot 1,4 \cdot 18,0 + 5,15 \cdot 16] =$$

$$= 201,5 \text{ (кПа)}$$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 58

де $\gamma_{c1} = 1,1$ і $\gamma_{c2} = 1,0$ як для будівлі, під подошвою фундаменту якої залягає глинистий ґрунт із $I_L = 1,07 > 0,5$ (див. табл. У додатку); $k = 1$, оскільки міцнісні характеристики ґрунту (φ і c) визначені безпосередніми випробуваннями; $M_\gamma = 0,39$, $M_q = 2,57$, $M_c = 5,15$ як для ґрунту, у якого $\varphi_{II} = 17^\circ$ (див. табл. Ф додатку); $k_z = 1$ як фундаменту при $b = 1,2 < 10$ м; $\gamma'_{II} = \gamma_1 = 18,0$ кН/м³ як для ґрунту ПЕ-1 природної будови і $\gamma_{II} = \gamma_{sb,2} = 9,61$ кН/м³ як для зваженого у воді ґрунту ПЕ-2; $d^*_1 = d_1 + z = 0,5 + 0,7 = 1,2$ м і $d_b = 1,4$ м; $c_{II} = 16$ кПа.

4. Перевіряємо виконання умови (50). У результаті маємо

$$\sigma_{(d+z)II} = \sigma_{(d+z)g} + \sigma_{zp} = 177,3 < R_{(d+z)} = 201,5$$

Висновок: Умова виконується, отже, при прийнятих розмірах подошви стрічкового фундаменту під стіну міцність слабого ґрунту підстеляючого шару ПЕ-2 забезпечена, тобто в ґрунті розгляданого шару не будуть розвиватись пластичні деформації.

Завдання 7. Визначити сумісне осідання основи і стрічкового фундаменту

Визначити сумісне осідання основи і стрічкового фундаменту мілкого закладання під стіну багатоповерхової безкаркасної будівлі з несучими стінами з цегляної кладки без армування методом поширювального підсумовування.

ВИХІДНІ ДАНІ

Ширина подошви фундаменту $b = 2,0$ м. Глибина закладання фундаменту від поверхні розпланованого рельєфу $d = 2,0$ м. Розпланування території будівельної ділянки виконано підсипанням на $0,5$ м, тобто $d_n = 2,0 - 0,5 = 1,5$ м.

Середній тиск по подошві фундаменту $p_{mII} = 290$ кПа. Дані про інженерно-геологічні умови (ПЕ) будівельної ділянки наведені в табл. 9.

РОЗВ'ЯЗОК

1. Викреслимо геологічний переріз будівельної ділянки, на який у тому ж самому вертикальному масштабі нанесемо поперечні окреслення проектного фундаменту по ширині b .

Поруч із геологічним перерізом розміщаємо допоміжну таблицю (див. табл. 9).

2. Ґрунтову основу, що розташована нижче подошви фундаменту до глибини $6b = 6 \cdot 2,0 = 12,0$ м, розбиваємо на елементарні шари товщиною $h_i = 0,4b = 0,4 \cdot 2,0 = 0,8$ м.

Номери елементарних шарів та їхні потужності h_i заносимо в табл. 9.

ПРИМІТКА до п. 2.

Задля полегшення розрахунків слід скористатись такою рекомендацією. Будь-який i -ий елементарний шар не повинен одночасно знаходитись у двох суміжних інженерно-геологічних елементах (ПЕ). Якщо товщина i -го елементарного шару, що належить деякому ПЕ, $h_i < 0,4 b$, то товщину $(i+1)$ -го елементарного шару наступного ПЕ приймають такою щоби вона доповнювала товщину попереднього i -го елементарного шару до $0,4b$. Те саме стосується і випадку розташування рівня ґрунтових вод WL , у межах товщини елементарного шару.

3. Вираховуємо природні тиски $\sigma_{zg,i}$ на границях елементарних шарів за формулою (54). Для нашого випадку будемо мати:

а) на рівні подошви фундаменту (див. формулу (56))

$$\sigma_{zg,0} = \gamma' \cdot d_n = 20 \cdot 1,5 = 30 \text{ (кПа)}$$

б) по подошві 1-го елементарного шару

$$\sigma_{zg,1} = \sigma_{zg,0} + \gamma_1 \cdot h_1 = 30 + 20 \cdot 0,8 = 46 \text{ (кПа)}$$

в) по подошві 2-го елементарного шару

$$\sigma_{zg,2} = \sigma_{zg,1} + \gamma_2 \cdot h_3 = 46 + 20 \cdot 0,8 = 62 \text{ (кПа)}$$

і т. д. по 18-ти елементарних шарах.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 59

ПРИМІТКИ до п. 3:

1. Нижче підшви 7-го елементарного шару і аж до покрівлі ґрунту ПГЕ-3 (глини твердої непросідної) природні тиски визначаємо з урахуванням зважуючої дії води, підставляючи у формулу для обчислення $\sigma_{zg,i}$, знайдену з виразу (5) величину питомої ваги ґрунту γ_{sb} у зваженому у воді стані.

2. Глина у твердому стані (ґрунт ПГЕ-3) є водотривким шаром. Тому до природного тиску на покрівлю ПГЕ-3 (тобто по підшві 12-го елементарного шару) додається гідростатичний тиск стовпа води, розташованого над пластом глини, спричиняючи стрибок природного тиску $\sigma_{zg,12}$ на величину $d\sigma_{zg} = \gamma_w \cdot h_w = 10 \cdot 3,0 = 30$ кПа.

Результати обчислень заносимо в табл. 9. Після розрахунків будемо епюру природних тисків $E_n \cdot \sigma_{zg}$. Зліва від вертикалі, що проходить через центр ваги підшви фундаменту, починаючи її від відмітки природного рельєфу NL , оскільки планування території будівельної ділянки виконане підсипанням.

4. Визначаємо додатковий тиск на основу на рівні підшви фундаменту за формулою (58)

$$\sigma_{zp,0} = p_{0II} = p_{mII} - \sigma_{zg,0} = 230 - 30 = 200 \text{ (кПа)}$$

Знайдену величину $\sigma_{zp,0} = p_{0II}$ відкладаємо на відмітці підшви фундаменту FL , (при $z = 0$) справа від вертикалі.

Таблиця 9

Розрахункова схема та допоміжна таблиця для визначення сумісного осідання основи і стрічкового фундаменту мілкого закладання методом пошарового підсумовування

№ ПЕ	Назва ґрунту	Товщина ІПЕ, м	$\gamma = \rho g$ $\left(\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} \right)$ кН/м ³	E, кПа	b = 2,0 м	p _{мп} = 230,0 кПа	стрічковий фундамент								
							№ з/п	h _i , м	σ _{zg,i} , кПа	z _i , м	ξ _i	α _i	σ _{сп,i} , кПа	$\bar{\sigma}_{сп,i}$, кПа	s _i , м
1	Супісок пластичний неспрідний	3,5	γ ₁ = 20,0	12000	h ₁ = 0,8 м	h ₂ = 0,8 м	0	1,5	30,0	0,0	0,0	1,000	200,0		
							1	0,8	46,0	0,8	0,8	0,881	176,2	188,1	0,01003
							2	0,8	62,0	1,6	1,6	0,642	128,4	152,3	0,00812
							3	0,4	70,0	2,0	2,0	0,550	110,0	119,2	0,00318
2	Пісок пилуватий, середньої щільності, насичений водою	2,5	γ ₂ = 18,0	25000	h ₁ = 0,8 м	h ₂ = 0,8 м	4	0,4	77,2	2,4	2,4	0,477	95,4	102,7	0,00131
							5	0,8	91,6	3,2	3,2	0,374	74,8	85,1	0,00218
							6	0,8	106,0	4,0	4,0	0,306	61,2	68,0	0,00174
							7	0,5	115,0	4,5	4,5	0,275	55,0	58,1	0,00093
		3,0	γ _{sb,2} = 10,0	25000	h ₁ = 0,8 м	h ₂ = 0,8 м	8	0,3	118,0	4,8	4,8	0,258	51,6	53,3	0,00051
							9	0,8	126,0	5,6	5,6	0,223	44,6	48,1	0,00123
							10	0,8	134,0	6,4	6,4	0,196	39,2	41,9	0,00107
							11	0,8	142,0	7,2	7,2	0,175	35,0	37,1	0,00095
12	0,3	145,0 / 175,0	7,5	7,5	0,168	33,6	34,3	0,00033							
3	Глина тверда неспрідна (водотрив)	∞	γ ₃ = 20,0	20000	h ₁ = 0,8 м	h ₂ = 0,8 м	13	0,5	185,0	8,0	8,0	0,158	31,6		
							14	0,8	201,0	8,8	8,8	0,143	28,6		
							15	0,8	217,0	9,6	9,6	0,132	26,4		
							16	0,8	233,0	10,4	10,4	0,122	24,4		
							17	0,8	249,0	11,2	11,2	0,113	22,6		
							18	0,8	265,0	12,0	12,0	0,106	21,2		
											Σs _i =	0,03159			

ВИСНОВОК: Розрахункова величина сумісного осідання основи та фундаменту не перевищує граничного значення (Σs_i = 3,16 < s_u = 12 см). Отже, стрічковий фундамент мілкого закладання під стіну запроєктований вірно.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.01/192.00.1/Б/ОК27- 3-2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 61

5. Вираховуємо відстані z_i від підшови фундаменту до нижніх границь (підшов) елементарних шарів. Результати обчислень заносимо в табл. 9.

Для кожного з елементарних шарів знаходимо значення відносної глибини $\xi_i = 2z_i/b$ за табл. X додатку – величини коефіцієнтів розсіювання α_i додаткового тиску p_{0II} і по глибині основи, а за формулою (59) - додаткові тиски $\sigma_{zp,i}$ на границях елементарних шарів. Для нашого випадку будемо мати:

а) на рівні підшови фундаменту

$$z_0 = 0; \quad \xi_0 = 2 \cdot 0/2,0 = 0; \quad \alpha_0 = 1; \quad \sigma_{zp,0} = \alpha_0 \cdot p_{0II} = 1 \cdot 200 = 200 \text{ (кПа)}$$

б) по підшові 1-го елементарного шару

$$z_1 = 0,8; \quad \xi_1 = 2 \cdot 0,8/2,0 = 0,8; \quad \alpha_1 = 0,881; \quad \sigma_{zp,1} = \alpha_1 \cdot p_{0II} = 0,881 \cdot 200 = 176,2 \text{ (кПа)}$$

в) по підшові 2-го елементарного шару

$$z_2 = 1,6; \quad \xi_2 = 2 \cdot 1,6/2,0 = 1,6; \quad \alpha_2 = 0,642; \quad \sigma_{zp,2} = \alpha_2 \cdot p_{0II} = 0,642 \cdot 200 = 128,4 \text{ (кПа)}$$

і т. д. по 18-ти елементарних шарах.

Результати обчислень заносимо в табл. 9. Після розрахунків будуємо епюру додаткових тисків $E_n \cdot \sigma_{zp}$ справа від вертикалі під центром ваги підшови фундаменту.

ПРИМІТКА до п. 5.

При розрахунку осідання фундаменту з прямокутною формою підшови у плані величини коефіцієнта α_i слід приймати з табл. X додатку залежно від співвідношення сторін підшови $\eta = l/b$, де l – розмір довшої сторони (будівельними нормами регламентується $\eta = 1,0..5,0$).

6. Знаходимо нижню границю стисливої товщі BC на глибині $z_i = H_c$, де задовольняється умова (60). Оскільки для нашого випадку ширина підшови фундаменту при $b = 2 < 5$ м, то цю границю приймаємо на рівні підшови 12-го елементарного шару, де

$$\sigma_{zp,12} = 33,6 \text{ кПа} < 0,2\sigma_{zg,12} = 0,2 \cdot 175 = 35 \text{ кПа}$$

7. Визначаємо середнє значення додаткового тиску $\bar{\sigma}_{zp,i}$ для кожного i -го елементарного шару у межах стисливої товщі H_c , за формулою (62). У результаті матимемо:

а) для 1-го елементарного шару

$$\bar{\sigma}_{zp,1} = \frac{\sigma_{zp,0} + \sigma_{zp,1}}{2} = \frac{200 + 176,2}{2} = 188,1 \text{ (кПа)}$$

б) для 2-го елементарного шару

$$\bar{\sigma}_{zp,2} = \frac{\sigma_{zp,1} + \sigma_{zp,2}}{2} = \frac{176,2 + 128,4}{2} = 152,3 \text{ (кПа)}$$

в) для 3-го елементарного шару

$$\bar{\sigma}_{zp,3} = \frac{\sigma_{zp,2} + \sigma_{zp,3}}{2} = \frac{128,4 + 110,0}{2} = 119,2 \text{ (кПа)}$$

і т. д. по 12-ти елементарних шарах. Результати обчислень заносимо в табл. 9.

8. Користуючись формулами (61) і (63) розраховуємо відповідно осідання кожного елементарного шару s_i та сумарне осідання основи $s = \sum s_i$; у межах усієї стисливої товщі H_c . Для нашого випадку отримаємо:

а) для 1-го елементарного шару

$$s_1 = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp,1} \cdot h_1}{E_1} = 0,8 \frac{188,1 \cdot 0,8}{12000} = 0,01003 \text{ (м)}$$

б) для 2-го елементарного шару

$$s_2 = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp,2} \cdot h_2}{E_2} = 0,8 \frac{152,3 \cdot 0,8}{12000} = 0,00812 \text{ (м)}$$

в) для 3-го елементарного шару

$$s_3 = \beta \frac{\bar{\sigma}_{zp,3} \cdot h_3}{E_3} = 0,8 \frac{119,2 \cdot 0,8}{12000} = 0,00318 \text{ (м)}$$

і т. д. по 12-ти елементарних шарах у межах усієї стисливої товщі H_c ;

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.01/192.00.1/Б/ОК27- 3-2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 62

$$s = \sum_{i=1}^n s_i = 0,01003 + 0,00812 + 0,00318 + \dots + 0,00033 = 0,03159 \text{ (м)} = 3,16 \text{ (см)}$$

Результати обчислень заносимо в табл. 9.

9. Отриману розрахунком величину сумарного осідання s порівнюємо з відповідним граничним значенням s_u (див. табл. Ц додатку). У результаті будемо мати (див. умову (64))

$$s = 3,16 \text{ см} < s_u = 12 \text{ см}$$

(тут $s_u = 12 \text{ см}$ приймаємо як для багатоповерхових безкаркасних будівель із несучими стінами з цегляної кладки без армування).

ПРИМІТКИ до п. 9:

1. У випадку невиконання останньої умови $s \leq s_u$, удаються до таких заходів:
 - а) збільшують розміри підшви b і l проєктованого фундаменту;
 - б) заглиблюють проєктований фундамент, тобто збільшують глибину закладання фундаменту;
 - в) здійснюють заходи з покращання природних властивостей ґрунтів основи (уцілюють, закріплюють, заміняють більш міцними й менш стисливими і т. п.).
2. При розрахунку осідань фундаментів у декількох перерізах слід також порівняти очікувані відносні різниці осідань основ сусідніх фундаментів $(s_1 - s_2)/L$ із відповідними граничними значеннями $[(s_1 - s_2)/L]_u$ (див. табл. Ц додатку). При цьому повинна виконуватись умова (65).

Висновок: Умова $s < s_u$, виконується, отже стрічковий фундамент мілкого закладання під стіну багатоповерхової безкаркасної будівлі з несучими стінами з цегляної кладки без армування проєктований вірно

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015																						Ф-23.05- 05.01/192.00.1/Б/ОК27-3- 2024		
	Випуск 1							Зміни 0							Екземпляр № 1								Арк 83 / 63		

ЗАВДАННЯ ДЛЯ ПРАКТИЧНИХ

Таблиця 10

ВАРІАНТИ ҐРУНТОВИХ УМОВ БУДІВЕЛЬНИХ ДІЛЯНОК

№ варіанту	№ буд. майданчика	Відмітки горизонталей на рис. 18					Відмітки устя свердловин			Номери ґрунтів за табл. А.2 і А.3 та товщини ПґЕ у свердловинах															Рівень ґрунтових вод у свердловинах			Населений пункт		
										ПґЕ-1 (ґрунтово-рослинний шар			ПґЕ-2			ПґЕ-3			ПґЕ-4			ПґЕ-5								
		Номер ґрунту	Потужність ПґЕ, м			Номер ґрунту	Потужність ПґЕ, м			Номер ґрунту	Потужність ПґЕ, м			Номер ґрунту	Потужність ПґЕ, м			св. №1	св. №2	св. №3										
			св. №1	св. №2	св. №3		св. №1	св. №2	св. №3		св. №1	св. №2	св. №3		св. №1	св. №2	св. №3													
01	8	32,0	31,5	31,0	---	---	31,2	30,7	31,2	0,3	2	4,1	3,6	4,1	42	5,0	5,1	5,1	51	2,0	2,1	2,1	37	3,6	3,9	3,3	29,5	29,5	29,5	Малин
02	9	45,0	45,5	45,5	45,0	---	44,8	45,3	45,2	0,3	45	3,7	4,3	4,3	12	3,0	3,1	3,1	62	3,0	3,9	3,9	59	5,0	4,6	4,4	44,1	44,1	44,1	Бар
03	0	137,0	136,5	136,0	136,5	137,0	136,2	136,7	136,7	0,4	77	4,3	4,8	4,7	56	2,2	2,0	2,1	68	4,2	4,0	4,1	69	3,9	3,8	3,8	127,0	127,2	127,2	Умань
04	1	201,0	200,5	200,0	200,5	201,0	200,7	200,3	200,7	0,4	44	8,6	8,2	8,5	11	3,0	3,0	3,0	69	3,0	3,4	3,1	Не виявлений			191,7	191,7	191,7	Київ	
05	2	325,0	332,0	332,5	333,0	332,5	324,9	332,7	332,6	0,2	20	--	4,2	4,2	52	1,0	4,0	4,2	53	2,1	2,1	2,2	4	6,0	4,9	4,1	323,1	323,3	323,5	Луцьк
06	3	173,0	172,5	172,0	171,5	---	171,8	172,3	171,8	0,3	48	0,8	1,3	0,8	36	5,5	5,4	5,5	50	2,0	2,0	2,0	17	3,4	3,0	3,4	170,7	170,7	170,7	Рівне
07	4	327,0	327,5	328,0	328,5	---	327,1	327,8	328,1	0,5	57	6,0	6,1	6,2	44	3,0	3,1	3,1	63	2,0	2,1	2,0	34	3,5	3,3	3,2	316,0	316,0	316,0	Ів.-Франківськ
08	5	293,5	294,5	294,5	294,0	292,0	293,8	294,3	292,0	0,6	46	8,0	8,5	6,0	66	3,0	3,0	3,0	21	1,0	1,0	1,0	9	2,4	1,9	2,4	284,0	284,0	284,0	Луганськ
09	6	320,5	320,0	319,5	320,0	320,5	319,7	320,3	319,7	0,7	65	8,3	8,8	8,2	55	4,2	4,1	4,2	60	4,1	4,1	4,2	59	3,5	2,9	3,4	310,6	310,6	310,2	Донецьк
10	7	42,5	42,0	41,5	41,0	---	41,8	40,7	41,6	0,5	72	6,0	5,0	6,0	73	3,0	3,1	3,0	15	0,6	0,5	0,8	64	4,9	5,9	4,9	40,2	40,2	40,2	Чигирин
11	8	99,0	99,5	100,0	---	---	99,6	100,4	99,6	0,5	14	2,7	3,5	2,7	54	4,2	4,3	4,2	69	3,1	3,0	3,1	70	4,5	3,7	4,5	96,3	96,3	96,3	Коростень
12	9	63,0	62,5	62,0	62,5	---	63,2	62,8	62,3	0,3	32	3,8	3,4	2,9	31	11,0	11,2	11,1	5	1,0	1,1	1,1	24	3,2	3,9	4,5	58,2	58,2	58,2	Каховка
13	0	20,0	19,5	19,0	18,5	18,0	19,2	19,7	18,4	0,4	75	10,8	11,2	10,0	38	2,0	2,1	2,2	8	2,0	2,3	2,0	67	4,8	4,8	5,4	8,1	8,2	8,2	Маріуполь
14	1	186,0	186,5	187,0	186,5	186,0	186,2	186,7	186,3	0,3	20	1,1	1,6	1,2	1	1,2	1,2	1,3	61	4,4	4,5	4,6	4	5,0	4,4	4,6	183,6	183,6	183,6	Овруч
15	2	325,0	320,5	320,0	319,5	319,0	325,1	319,7	318,8	0,3	41	4,5	---	---	42	5,2	4,3	3,4	60	2,0	2,1	2,4	24	3,0	3,3	3,9	319,6	319,2	318,8	Калуш
16	3	327,0	326,5	326,0	325,5	---	325,8	326,3	325,8	0,0	16	2,0	2,1	3,0	3	3,2	4,1	3,1	73	2,1	2,2	2,1	18	3,7	3,6	2,1	325,5	325,5	325,5	Ковель
17	4	281,0	281,5	282,0	282,5	---	281,1	281,7	282,2	0,4	43	7,2	7,6	8,0	77	4,0	4,1	4,2	35	3,1	3,1	3,2	7	5,3	4,8	4,2	268,4	268,6	269,0	Кривий Ріг
18	5	160,5	161,0	160,5	160,0	159,5	160,7	160,6	159,4	0,4	29	2,5	2,4	1,2	7	2,8	2,8	3,8	71	4,2	4,3	4,4	24	5,1	5,1	5,2	158,0	158,0	158,0	Чернігів
19	6	63,5	64,0	64,5	65,0	64,5	64,2	64,8	64,3	0,5	58	3,2	4,3	3,2	73	4,2	4,3	4,2	19	0,6	0,5	0,6	40	6,5	5,4	6,5	62,5	62,5	62,5	Миргород
20	7	112,0	112,5	113,0	112,5	---	112,7	112,5	112,8	0,6	86	6,5	6,5	6,6	61	2,0	2,0	2,1	74	3,9	3,9	3,7	Не виявлений			103,5	103,5	103,5	Черкаси	
21	8	115,0	115,5	116,0	---	---	115,7	116,4	115,7	0,3	30	3,4	4,1	3,4	13	3,8	3,6	3,6	55	4,0	4,1	4,2	5	3,7	2,9	3,5	110,8	110,8	110,8	Костопіль
22	9	89,0	89,5	90,0	89,5	---	88,8	89,4	89,7	0,4	47	5,6	6,2	6,5	41	2,8	2,7	2,8	42	1,5	1,5	1,5	6	4,7	4,2	3,8	180,0	180,1	180,2	Полтава
23	0	220,0	220,5	221,0	221,5	221,0	220,8	220,2	221,3	0,5	78	8,4	7,8	8,9	77	5,2	5,2	5,2	10	1,2	1,2	1,2	23	4,7	4,7	4,7	206,4	206,4	206,4	Кропивницький
24	1	53,5	54,0	53,5	53,0	52,5	53,6	53,7	52,7	0,7	79	4,6	5,0	3,9	80	5,3	4,9	4,8	81	3,2	4,1	4,2	26	5,2	4,3	5,6	41,0	41,0	41,0	Сімферополь
25	2	53,0	56,5	57,0	57,5	58,0	52,8	57,2	58,2	0,4	80	6,5	10,0	10,6	58	2,0	2,2	2,1	49	4,1	4,2	4,0	24	2,0	2,2	1,9	46,7	46,8	46,0	Кременчук
26	3	60,0	60,5	61,0	61,5	---	61,2	60,7	61,3	0,3	26	4,8	5,3	4,9	33	4,2	4,1	4,1	52	2,7	2,8	2,8	82	3,0	2,5	2,9	59,4	59,4	59,4	Великі Луки
27	4	143,0	143,5	144,0	144,5	---	143,2	143,7	144,1	0,3	61	4,7	6,2	6,6	17	6,0	6,1	6,0	83	7,0	6,4	6,1	Не виявлений			140,7	140,7	140,7	Нововолинськ	
28	5	72,0	71,5	71,0	71,5	74,0	71,8	71,2	74,1	0,3	14	1,6	1,0	4,0	26	6,0	6,0	6,0	82	2,0	2,0	2,1	28	5,1	4,7	5,6	70,0	70,0	70,0	Суми
29	6	80,0	79,5	79,0	79,5	80,0	79,2	79,7	79,2	---	27	2,6	3,1	2,6	31	3,0	3,0	3,1	36	3,0	3,0	3,0	25	6,4	5,9	6,3	79,0	79,0	79,0	Одеса
30	7	260,0	260,5	261,0	261,5	---	260,7	261,7	260,8	0,4	86	8,9	9,8	8,8	35	2,8	3,0	2,7	22	0,6	0,7	0,6	84	2,3	1,4	2,5	251,0	251,0	251,0	Кам.-Подільський

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015		Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1

ВАРІАНТИ БУДІВЕЛЬНИХ ДІЛЯНОК

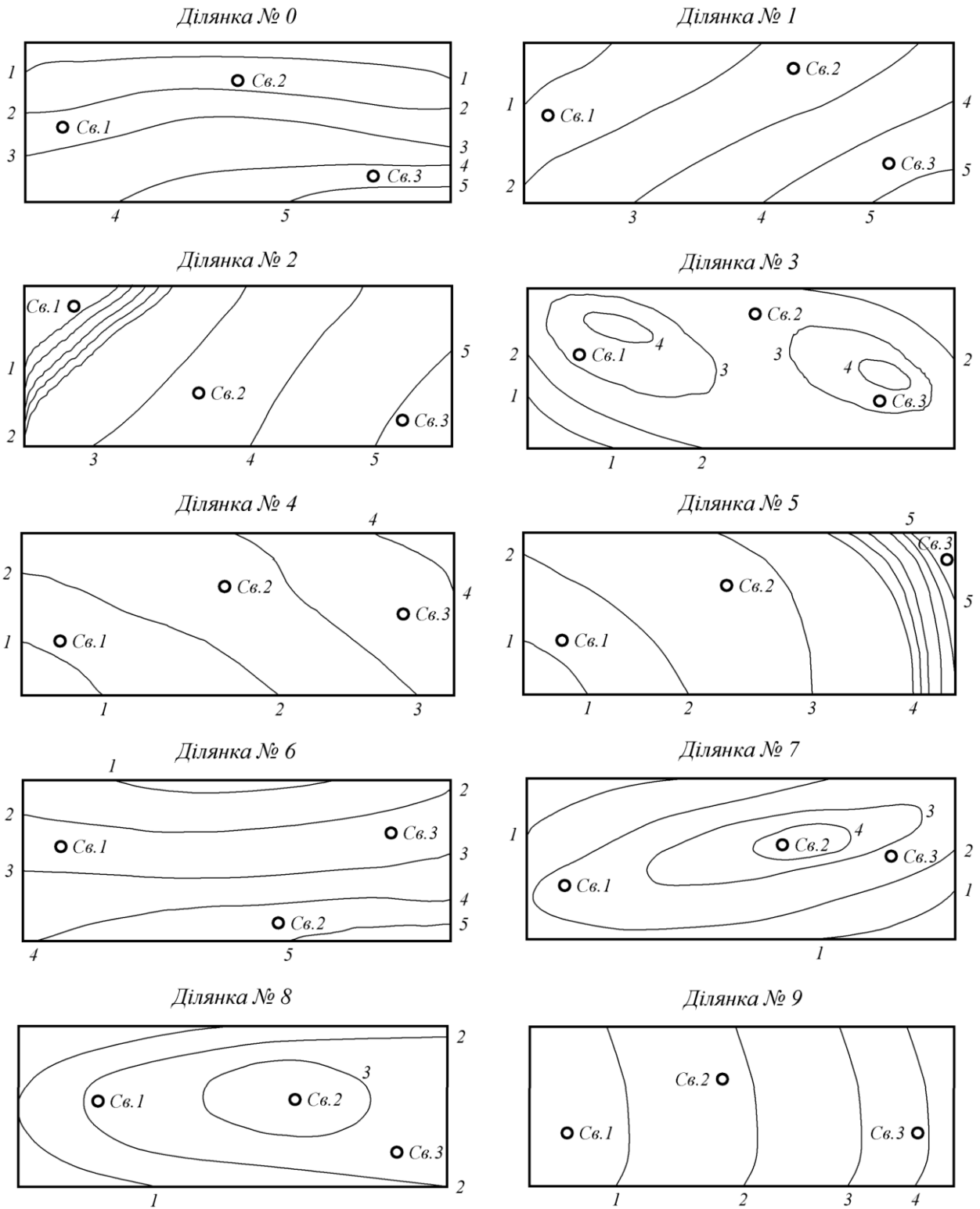


Рис. 18. Рельєф будівельних майданчиків.

Розміри кожної з будівельних ділянок наступні: ширина $b = 80$ м; довжина $l = 180$ м.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 65

Таблиця 11

**ВАРІАНТИ СКЕЛЬНИХ І ГРУБОУЛАМКОВИХ ГРУНТІВ, ПІСКІВ,
ЗАТОРФОВАНИХ ГРУНТІВ І ТОРФІВ**

№ ґрунту	Гранулометричний склад – вміст частинок ґрунту у % крупністю, мм										Фізико-механічні характеристики ґрунту					
	> 10	10-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,010-0,005	-0,005	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	E, МПа	φ_n , °	c_n , кПа
1	---	---	---	8,0	12,0	37,0	25,0	10,0	8,0	---	2,66	1,80	21,1	10	26	2
2	---	5,2	3,0	25,0	27,0	21,0	8,8	6,0	4,0	---	2,65	1,90	26,5	---	---	---
3	---	---	1,0	3,0	6,5	23,5	29,0	27,5	9,5	---	2,65	1,97	25,4	15	26	2
4	2,0	3,0	11,0	14,0	27,0	12,0	13,5	11,0	6,5	---	2,67	2,02	24,0	30	35	1
5	---	1,2	2,8	23,0	28,9	39,0	2,8	1,0	1,0	0,3	2,66	2,08	20,0	42	38	2
6	2,0	20,0	20,0	24,0	30,0	2,0	2,0	---	---	---	2,64	1,98	25,0	32	38	---
7	---	2,0	18,0	19,0	17,0	20,0	10,0	7,0	3,0	2,0	2,66	1,98	25,6	28	34	---
8	---	---	1,5	5,0	24,5	28,5	28,5	8,5	3,5	---	2,60	1,92	26,8	14	28	3
9	2,0	2,0	13,0	13,0	28,0	14,0	12,0	10,0	6,0	---	2,60	1,97	24,0	32	36	2
10	---	---	1,0	3,0	6,5	23,5	29,0	27,5	9,5	---	2,65	1,97	25,4	15	28	3
11	2,0	3,0	11,0	14,0	27,0	12,0	13,5	11,0	6,5	---	2,67	2,02	24,0	30	37	2
12	---	---	2,0	3,0	12,0	35,0	28,0	10,0	8,0	2,0	2,67	2,01	24,9	18	30	4
13	---	1,2	18,0	23,0	18,6	23,0	15,0	0,9	0,1	0,2	2,67	1,97	25,0	26	34	---
14	---	---	1,5	8,0	28,0	45,5	10,0	3,0	3,0	1,0	2,65	1,64	9,3	16	27	---
15	2,0	24,0	25,0	28,5	10,5	4,0	2,7	1,2	1,1	1,0	2,65	2,00	20,4	40	40	1
16	Ґрунт, що має у своєму складі 45% органічних речовин										2,40	1,56	64,0	---	---	---
17	---	---	---	20,0	32,0	28,0	8,0	7,0	5,0	---	2,66	1,98	26,3	25	33	---
18	Крейда R = 1,2 МПа (I _L = 0,2)										---	---	---	40	---	---
19	2,0	21,0	22,0	27,0	15,5	4,8	2,7	2,0	1,8	1,2	2,65	2,08	19,3	45	41	1
20	---	1,2	5,0	12,0	12,0	46,0	17,0	6,0	0,3	0,5	2,66	1,70	12,0	18	28	---
21	---	---	1,5	5,0	24,5	28,5	28,5	8,5	3,5	---	2,60	1,92	26,8	14	28	3
22	---	---	6,0	21,0	37,0	15,0	11,0	4,0	6,0	---	2,66	1,98	24,2	29	36	1
23	---	35,0	27,0	10,0	12,0	3,0	2,0	1,0	---	---	2,66	2,10	18,0	46	42	---
24	5,0	10,0	20,0	31,0	19,0	15,0	---	---	---	---	2,65	2,16	16,0	50	42	3
25	---	1,2	18,0	23,0	18,6	23,0	15,0	0,9	0,1	0,8	2,67	1,97	25,0	25	32	1
26	---	---	15,0	20,0	25,0	25,0	10,0	3,0	2,0	---	2,65	2,00	24,0	30	35	1
27	Ґрунт, що має у своєму складі 72% органічних речовин										---	---	---	---	---	---
28	---	---	6,0	21,0	37,0	15,0	11,0	4,0	6,0	---	2,66	1,98	24,2	38	34	1
29	---	---	---	10,0	35,6	34,0	15,5	4,0	---	---	2,66	1,82	12,1	19	30	2
30	---	---	---	8,0	21,2	27,4	29,2	4,2	---	---	2,66	1,67	10,2	18	26	3

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015						Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024	
	Випуск 1	Зміни 0		Екземпляр № 1		Арк 83 / 66		

Таблиця 12

ВАРІАНТИ ГЛИНИСТИХ ҐРУНТІВ

№ ґрунту	ρ_s , г/см ³	ρ , г/см ³	W, %	W _L , %	W _P , %	E, МПа	φ_n , °	c _n , кПа	Відносне просідання ε_{st} при тиску σ , кПа		
									100	200	300
31	2,71	1,72	36	34,2	19,1	---	12	12	---	---	---
32	2,70	1,69	17,4	40,0	23,0	---	20	28	0,032	0,048	0,060
33	2,70	1,90	29,0	30,0	19,0	6	16	14	---	---	---
34	2,71	1,92	30,0	41,0	24,0	11	17	15	---	---	---
35	2,71	1,89	25,8	26,9	20,0	7	20	10	---	---	---
36	2,72	1,88	33,9	35,0	23,0	4	14	14	---	---	---
37	2,75	1,87	19,0	46,0	22,0	20	19	60	---	---	---
38	2,70	1,93	30,0	28,6	20,4	---	16	15	---	---	---
39	2,72	1,96	29,0	28,4	19,6	---	17	16	---	---	---
40	2,73	1,96	29,2	53,2	31,3	27	19	50	---	---	---
41	2,71	1,85	24,0	35,0	22,0	14	22	23	---	---	---
42	2,68	1,83	29,3	31,0	22,5	8	15	14	---	---	---
43	2,76	1,43	8,0	26,0	18,0	---	18	15	0,07	0,09	0,108
44	2,71	1,66	12,5	29,1	18,0	---	22	22	0,015	0,032	0,046
45	2,69	1,95	29,0	35,0	21,0	9	17	18	---	---	---
46	2,72	1,47	10,6	42,0	24,0	---	16	46	0,039	0,061	0,077
47	2,74	1,79	17,0	34,0	22,0	---	20	22	0,010	0,011	0,015
48	2,70	1,90	29,0	30,0	19,0	8	16	14	---	---	---
49	2,68	1,93	29,3	30,0	15,0	6	18	20	---	---	---
50	2,69	1,82	38,0	40,0	22,0	6	7	29	---	---	---
51	2,73	1,93	31,0	53,2	30,1	12	18	47	---	---	---
52	2,67	1,71	22,0	29,0	18,0	8	16	15	---	---	---
53	2,67	1,97	26,0	27,9	18,5	10	19	22	---	---	---
54	2,71	1,89	27,0	33,0	18,0	8	17	16	---	---	---
55	2,72	1,88	33,3	38,0	23,0	6	14	14	---	---	---
56	2,67	1,57	6,9	32,0	17,0	---	21	20	0,013	0,018	0,023
57	2,71	1,56	12,5	29,1	18,0	---	21	23	0,015	0,032	0,046
58	2,70	1,78	25,0	28,5	18,5	10	14	14	---	---	---
59	2,76	1,96	30,0	49,7	30,3	18	18	46	---	---	---
60	2,72	1,86	36,0	48,4	28,2	9	13	35	---	---	---
61	2,66	1,71	22,0	24,0	18,0	6	21	10	---	---	---
62	2,67	1,85	28,5	29,9	18,5	8	16	16	---	---	---
63	2,67	1,92	20,0	22,0	16,5	15	26	15	---	---	---
64	2,75	1,91	29,2	40,9	24,5	11	19	18	---	---	---
65	2,76	1,43	8,0	28,0	16,5	---	18	19	0,070	0,090	0,100
66	2,68	1,93	29,3	30,0	15,0	10	16	19	---	---	---
67	2,70	1,82	23,0	28,0	18,0	10	17	18	---	---	---
68	2,73	1,82	25,7	29,0	18,5	8	16	16	---	---	---
69	2,75	1,96	27,5	44,0	21,0	18	19	50	---	---	---
70	2,75	1,90	28,8	46,90	20,9	15	16	42	---	---	---
71	2,72	1,88	33,3	38,0	23,0	6	14	14	---	---	---
72	2,70	1,93	30,0	28,6	20,4	---	16	10	---	---	---
73	2,72	2,00	25,0	28,4	19,6	15	18	20	---	---	---
74	2,73	2,00	29,2	53,2	31,3	20	19	53	---	---	---
75	2,68	1,72	15,6	23,8	17,8	---	20	10	0,025	0,036	0,039
76	2,68	1,82	16,2	24,2	18,0	---	22	12	0,010	0,012	0,014
77	2,68	1,57	6,9	32,0	18,0	---	22	20	0,009	0,018	0,028
78	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	---	20	18	0,048	0,072	0,089
79	2,68	1,57	6,9	32,0	17,0	---	22	24	0,008	0,018	0,023
80	2,70	1,51	8,3	36,0	22,0	---	20	19	0,048	0,072	0,089
81	2,70	1,82	23,0	28,0	18,0	12	16	16	---	---	---
82	2,75	1,96	27,5	44,0	21,0	10,0	16	42	---	---	---
83	2,75	1,95	23,3	46,9	22,9	16	16	43	---	---	---
84	2,75	1,91	29,2	44,9	27,5	18	18	46	---	---	---
85	2,68	1,72	15,6	23,8	17,8	---	23	12	0,025	0,036	0,039
86	2,68	1,82	16,2	24,2	18,0	---	24	14	0,010	0,012	0,014

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 67

ПРИМІТКИ до табл. 11 і 12:

Для слабких ґрунтів (лесових просідних ґрунтів, пухких пісків, водонасичених глинистих ґрунтів у текучому і текучопластичному станах, заторфованих ґрунтів і торфів) числові значення деяких міцнісних і деформаційних характеристик φ_n , c_n , E в окремих випадках не наведені. У такому разі для попередніх розрахунків можна керуватись наступними рекомендаціями:

1. Неводонасичені у природному заляганні пухкі піски (коефіцієнт водонасичення ґрунту $S_r < 0,8$) можуть бути максимально ущільнені при оптимальній вологості W_{opt} . Для пісків крупних і середньої крупності рекомендують приймати $W_{opt} = 8..10\%$, для пісків дрібних і пилюватих – $W_{opt} = 12..18\%$. Проте, для будь-яких різновидів пісків (за гранулометричним складом) можна скористатись формулою $W_{opt} = 0,7e \cdot \rho_w / \rho_s$, що впливає з виразу (7), якщо прийняти, що $S_r = 0,7$. Щонайменше піски ущільнюються до стану середньої щільності з коефіцієнтом пористості $e = 0,65$. При цьому змінюється щільність ρ і об'ємна вага ґрунту γ_{II} та його міцнісні й деформаційні характеристики. Нові значення щільності і об'ємної ваги обчислюють за формулами, відповідно $\rho = \rho_s \cdot (1 + W_{opt}) / (e + 1) = \rho_s \cdot (1 + W_{opt}) / (0,65 + 1)$ і $\gamma_{II} = \rho \cdot g$, де $g = 9,81 \cdot 10 \text{ м/с}^2$ – прискорення вільного падіння. Значення міцнісних (φ_n і c_n) і деформаційних характеристик (E) ущільнених пухких пісків можна приймати з нижче наведеної табл. 13, а їхній умовний розрахунковий опір R_0 – із табл. Е додатку як для відповідного різновиду (за гранулометричним складом) піску середньої щільності.

Таблиця 13

Нормативні значення механічних характеристик пухких пісків, ущільнених до стану середньої щільності (із табл. В.1 довідкового додатка В ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Позначення механічних характеристик ґрунтів	Різновиди пісків, ущільнених до стану середньої щільності з коефіцієнтом пористості $e = 0,65$			
	гравелісті і крупні	середньої зернистості	дрібні	пилюваті
$\varphi_n, ^\circ$	38	35	32	30
$c_n, \text{кПа}$		1	2	4
$E, \text{МПа}$	30	30	28	18

2. Водонасичені у природному заляганні пухкі піски й глинисті ґрунти (коефіцієнт водонасичення ґрунту $S_r \geq 0,8$) можуть бути ущільнені до щільності як у сухому стані відповідно $\rho_{ds} = 1,7...1,9 \text{ г/см}^3$ і $\rho_{ds} = 1,55...1,75 \text{ г/см}^3$. Тоді для визначеної щільності ρ_{ds} , враховуючи, що щільність твердих частинок ґрунту ρ_s при ущільненні залишається незмінною, коефіцієнт пористості e ущільненого ґрунту можна обчислити за формулою (6):

$$e = \frac{\rho_s}{\rho_d} - 1 = \frac{\rho_s(1 + W)}{\rho} - 1$$

При цьому для визначення природної вологості ґрунту W можна скористатись формулою (7) повної вологоємності ґрунту, прийнявши в ній $S_r = 1$ і вважаючи, що залишок води при ущільненні буде відтиснений. У результаті матимемо (тут числове значення W підставляють у частках одиниці)

$$S_r = \frac{\rho_s \cdot W}{e \cdot \rho_w} = 1 \Rightarrow W = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s} = \frac{e}{\rho_s}$$

де $\rho_w = 1 \text{ г/см}^3$ – густина води.

Остання формула дозволяє розв'язати й обернену задачу – віднайти можливий ступінь ущільнення ґрунту e за наперед відомою його вологістю W .

Значення міцнісних (φ_n і c_n) і деформаційних характеристик (E) ущільнених водонасичених ґрунтів можна приймати:

а) для пісків щільних або середньої щільності (як мінімум) – із табл. В.1 будівельних норм ДБН В.2.1-10-2009 [2];

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 68

б) для глинистих ґрунтів – як менші з наведених у табл. В.2 і В.3 будівельних норм ДБН В.2.1-10-2009 [2], а їхній умовний розрахунковий опір R_0 – із табл. Е і Є додатку відповідно для пісків і глинистих ґрунтів за визначеними e і W .

3. Глинисті просідні ґрунти (супіски, суглинки й глини з відносною деформацією просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$; у природному заляганні вони, зазвичай, неводонасичені, маючи $S_r \ll 0,8$) можуть бути ущільнені при оптимальній вологості W_{opt} (рекомендують брати значення $W_{opt} = W_P - (1...3)\%$ – при ущільненні важкими трамбівками; $W_{opt} \approx W_P$ – при ущільненнях укочуванням, а також пробиванням свердловин і влаштуванням у них ґрунтових паль, де W_P – вологість на межі розкочування ґрунту) до щільності у сухому стані $\rho_{ds} = 1,6..1,7 \text{ г/см}^3$. При цьому об'ємна вага просідного ґрунту після його ущільнення становитиме $\gamma_{II} = \rho_{ds} \cdot (1 + W_{opt}) \cdot g$, а модуль деформації може бути прийнятий з нижче наведеної табл. 14 залежно від прогнозованого вологісного стану, в якому передбачається подальше залягання ущільненого ґрунту (природної вологості або у водонасиченому стані).

Зважаючи на те, що наведені в завданні на проектування міцнісні характеристики глинистих просідних ґрунтів φ_n і c_n (табл. 12) отримані в лабораторних умовах за стандартною методикою, тобто після попереднього замочування та ущільнення ґрунту, то значення цих характеристики можна вважати однаковими і для ущільнених ґрунтів. Умовний розрахунковий опір R_0 ущільнених просідних ґрунтів можна приймати з табл. Ж у додатку залежно від їхнього різновиду (за числом пластичності I_p) і вибраної щільності сухого ґрунту ρ_{ds} .

Таблиця 14

Модуль деформації ущільнених глинистих просідних ґрунтів

Різновиди глинистих ґрунтів	Модуль деформації E (МПа) ущільненого ґрунту з щільністю в сухому стані $\rho_{ds} = 1,6..1,7 \text{ г/см}^3$	
	природної вологості	у водонасиченому стані
Супіски	20	15
Суглинки й глини	25	20

4. Не слід залишати в основі біогенних (органомінеральних і органічних) ґрунтів. У таких випадках ці ґрунти слід замінити "подушками" із піску (крупного або середньої зернистості), гравію, щебню, гранульованого шлаку і мінеральних відходів різних виробництв або використовувати як несучий шар основи нижче розташовані більш надійні ґрунти, заводячи в них підшву фундаменту не менше, ніж на 0,2...0,3 м.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 69

ДОДАТКИ

Таблиця А. Різновиди великоуламкових ґрунтів і пісків за гранулометричним складом
(табл. Б.10 ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4])

Різновиди ґрунтів	Вміст уламків і мінеральних частинок	
	крупність d , мм	Вміст у загальній масі сухого ґрунту, %
Великоуламкові ґрунти		
Валунний (якщо переважають неокатані частинки – бриластий)	>200	>50
Гальковий (якщо переважають неокатані частинки – щебеневий)	>10	>50
Гравійний (якщо переважають неокатані частинки – жорствяний)	>2	>50
Піски		
Гравелистий	>2	>25
Крупний	>0,50	>50
Середньої зернистості	>0,25	>50
Дрібний	>0,10	>75
Пилуватий	>0,10	<75

Примітки:

1. Встановлення назви ґрунту здійснюють послідовним додаванням вмісту частинок: спочатку – більших понад 200 мм, потім – більше 10 мм, далі – понад 2 мм і т. д. Назву встановлюють за першою задовільною ознакою.

2. За наявністю у великоуламкових ґрунтах піщаного (понад 40%) або глинистого (понад 30%) заповнювачів у назві ґрунту необхідно вказувати й вид заповнювачів.

Таблиця Б. Різновиди пісків за щільністю будови

(табл. Б.18 ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4])

Різновиди пісків	Коефіцієнт пористості e		
	Піски гравелисті, крупні та середньої зернистості	Піски дрібні	Піски пилуваті
Щільні	$e < 0,55$	$e < 0,60$	$e < 0,60$
Середньої щільності	$0,55 \leq e < 0,70$	$0,60 \leq e < 0,75$	$0,60 \leq e < 0,80$
Пухкі	$e > 0,70$	$e > 0,75$	$e > 0,80$

Таблиця В. Різновиди ґрунтів за ступенем водонасичення

(табл. Б.17 ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4])

Різновиди ґрунтів	Коефіцієнт водонасичення S_r
Малого ступеня водонасичення	$0 < S_r \leq 0,5$
Середнього ступеня водонасичення	$0,5 < S_r \leq 0,8$
Насичені водою	$0,8 < S_r \leq 1,0$

Таблиця Г. Різновиди глинистих ґрунтів за числом пластичності

(табл. Б.11 ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4])

Різновиди глинистих ґрунтів	Число пластичності I_p , %
Супісок	$0 < I_p \leq 7$
Суглинок	$7 < I_p \leq 17$
Глина	$I_p > 17$

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 70

Таблиця Г. Різновиди глинистих ґрунтів за показником текучості

(табл. Б14 ДСТУ Б В.2.1-2-96 [4])

Різновиди глинистих ґрунтів	Показник текучості I_L
Супіски	
Тверді	$I_L < 0$
Пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$
Суглинки та глини	
Тверді	$I_L < 0$
Напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$
Тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,5$
М'якопластичні	$0,5 < I_L \leq 0,75$
Текучопластичні	$0,75 < I_L \leq 1$
Текучі	$I_L > 1$

Таблиця Д. Умовний розрахунковий опір R_0 великоуламкових ґрунтів

(табл. Е.1 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Великоуламкові ґрунти	Значення R_0 , кПа
Галькові (щебеністі) із заповнювачем	
піщаним	600
глинистим, з показником текучості	
$I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравелисті (жорств'яні) із заповнювачем	
піщаним	500
глинистим, з показником текучості	
$I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

Таблиця Е. Умовний розрахунковий опір R_0 пісків

(табл. Е.2 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Піски	Значення R_0 , кПа, залежно від щільності будови пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні		
малого ступеня водонасичення	400	300
середнього ступеня водонасичення та насичені водою	300	200
Пилуваті		
малого ступеня водонасичення	300	250
середнього ступеня водонасичення	200	150
насичені водою	150	100

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 71

Таблиця Є. Умовний розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідних) ґрунтів
(табл. Е.3 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості e	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Примітка. Для проміжних значень e (від 0,5 до 0,7 – для супісків; від 0,5 до 1,0 – для суглинків; від 0,5 до 1,1 – для глини) і I_L (від 0 до 1) R_0 визначають інтерполяцією.

Таблиця Ж. Умовний розрахунковий опір R_0 глинистих просідних ґрунтів
(табл. Е.4 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Ґрунти	Значення R_0 , кПа, ґрунтів			
	природного складу зі щільністю в сухому стані ρ_{d*} , т/м ³		ущільнених до щільності в сухому стані ρ_{ds} , т/м ³	
	1,35	1,55	1,60	1,70
Супіски	300	300	200	250
	150	180		
Суглинки	350	400	250	300
	180	200		

Примітки. 1. Над ризкою наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідних ґрунтів із коефіцієнтом водонасичення $S_r < 0,5$; під ризкою – значення R_0 , що відносяться до таких самих ґрунтів із $S_r > 0,8$, а також до замочених просідних ґрунтів.

2. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

3. Щільність ґрунту природного складу в сухому стані визначають за формулою $\rho_d = \frac{\rho}{1+w}$.

Таблиця З. Умовні графічні позначення основних найменувань ґрунтів
(табл. 4 ДСТУ Б А.2.4-13:2009 [6])

Позначення	Найменування	Позначення	Найменування
	Валунний ґрунт		Крейда
	Бриластий ґрунт		Глина
	Гальковий ґрунт		Суглинок
	Щебенистий ґрунт		Супісок
	Гравійний ґрунт		Лес (лесоподібні супісок, суглинок і глина)
	Жорстк'яний ґрунт		Вапняк

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 72

Продовження табл. 3

	Гравійний пісок		Мул
	Крупний пісок		Сапропель
	Пісок середньої зернистості		Торф
	Дрібний (мілкий) пісок		Заторфований ґрунт
	Пилуватий пісок		Ґрунтово-рослинний шар
	Пісковий		Насипні великоуламкові, піщані й глинисті ґрунти, заторфовані ґрунти, торф, відходи виробництва (шлаки золи та ін.) будівельні й тверді побутові відходи

Таблиця II. Об'ємна вага будівельних матеріалів і вага 1 м² конструкцій (гідро-, тепло- і звукоізоляційних, вирівнювальних, опоряджувальних)

Матеріали та конструкції (гідро-, тепло- і звукоізоляційні, вирівнювальні, опоряджувальні)	Об'ємна вага γ , кН/м ³	Вага 1 м ² , кН/м ²
Матеріали		
асфальтобетон	20,0	
бетон важкий на щебневих заповнювачах	24,0	
бетон ніздрюватий (коміркуватий)	4,0...6,0	
керамзитобетон	6,0...12,0	
пінобетон	4,0...5,0	
шлакобетон	10,0	
залізобетон	25,0	
керамзит	2,5...8,0	
шлак гранульований	7,5	
мінераловатні плити	3,0...5,0	
мінераловатні плити "Rockwool"	1,5	
пінопласт	0,1...0,4	
гіпсокартон	9,0	
деревоволокнисті плити ізоляційні	4,0	
дерево	5,0...6,0	
скло	25,0	
сталь	78,0	
цегляна кладка	18,0	
цементно-піщана стяжка	22,0	
Конструкції (ізоляційні, вирівнювальні, опоряджувальні)		
металочерепиця покрівельна		0,04...0,10
рубероїдний килим на бітумній мастиці в три шари		0,15
сталь оцинкована покрівельна		0,10...0,14
черепиця покрівельна		0,40...0,60
шифер покрівельний		0,15
ламінат		0,07...0,10
лінолеум		0,02...0,04
паркет		0,10...0,15
плита круглопустотна		3,00
плита ребриста		1,60...2,00

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 73

Примітка. Характеристичні значення постійних навантажень визначають за проектними розмірами конструкцій як добуток об'ємної ваги матеріалу γ на об'єм конструкції або як добуток ваги 1 м^2 конструкції на її площу.

Таблиця І. Коефіцієнти надійності за граничним навантаженням γ_f для постійних навантажень від ваги будівельних конструкцій і ґрунтів

(табл. 5.1 ДБН В.1.2-2:2006 [3])

Конструкції будівель і споруд та вид ґрунтів	γ_f
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	
менші 50%	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (із середньою щільністю понад 1600 кг/м^3), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (із середньою щільністю 1600 кг/м^3 і менше), ізоляційні, вирівнювальні та опоряджувальні шари (плити, матеріали у рулонах, засипки, стяжки тощо), виконані:	
у заводських умовах	1,20 (0,90)
на будівельному майданчику	1,30 (0,90)
Ґрунти	
у природному заляганні	1,10 (0,90)
насіпні	1,15 (0,90)

Примітка. Значення у дужках слід використовувати для перевірки стійкості конструкції на перекидання, а також в інших випадках, коли зменшення ваги конструкцій і ґрунтів може погіршити умови роботи конструкції.

Таблиця ІІ. Характеристичні та квазіпостійні значення рівномірно розподілених змінних навантажень на плити перекриттів, сходові й підлоги на ґрунтах

(табл. 6.2 ДБН В.1.2-2:2006 [3])

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1. Квартири житлових будівель; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку й пансіонатів, гуртожитків і готелів; палати лікарень і санаторіїв; тераси	1,5 (150)	0,35 (35)
2. Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ; класні приміщення закладів освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3. Кабінети та лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії закладів освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	$\geq 2,0$ (200)	$\geq 1,2$ (120)
4. Зали:		
а) читальні	2,0 (200)	0,85 (85)
б) обідні (у кафе, ресторанах, їдальнях)	3,0 (300)	1,2 (120)
в) зборів і нарад, чекання, видовищні й концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	$\geq 4,0$ (400)	$\geq 1,7$ (170)
8. Горищні приміщення	0,7 (70)	---
9*. Покриття на ділянках:		
а) із можливим скупченням людей (що виходять із виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) що використовуються для відпочинку	1,5 (150)	0,6 (60)
в) інших	0,5 (50)	---
14. Приміщення для худоби:		
дрібної	$\geq 2,0$ (200)	$\geq 0,85$ (85)

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 74

великої	≥5,0 (500)	≥2,1 (210)
---------	------------	------------

Примітка. Навантаження, що зазначені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження.

**Таблиця Й. Характеристичні значення снігових навантажень для міст України
(за картою 8.1 та даними довідкового додатка Е ДБН В.1.2-2:2006 [3])**

Місто	S_0 (Па)	Місто	S_0 (Па)
Бахмач	1720	Марганець	1040
Вінниця	1360	Маріуполь	1380
Дніпро	1340	Мелітополь	1050
Донецьк	1500	Миколаїв	870
Дрогобич	1440	Миргород	1540
Дубно	1270	Ніжин	1690
Дубровиця	1260	Нікополь	1020
Житомир	1460	Нова Каховка	820
Жмеринка	1360	Нововолинськ	1240
Жовті Води	1170	Овруч	1450
Запоріжжя	1100	Очаків	830
Здолбунів	1320	П'ятихатки	1170
Івано-Франківськ	1410	Полтава	1450
Калуш	1440	Путівль	1760
Кам.-Подільський	1270	Рівне	1320
Кам'янське	1280	Ромни	1730
Каховка	840	Сарни	1270
Київ	1580	Скадовськ	770
Ківерці	1240	Славута	1350
Кіровоград	1230	Суми	1670
Ковель	1200	Тернопіль	1390
Конотоп	1740	Умань	1440
Коростень	1450	Харків	1600
Костопіль	1300	Херсон	760
Краматорськ	1400	Хмельницький	1340
Краснодон	1410	Червоноград	1260
Кременчук	1300	Черкаси	1520
Кривий Ріг	1110	Чернігів	1720
Луцьк	1240	Чигирин	1400
Львів	1310	Шепетівка	1370
Макіївка	1490	Шостка	1790

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 75

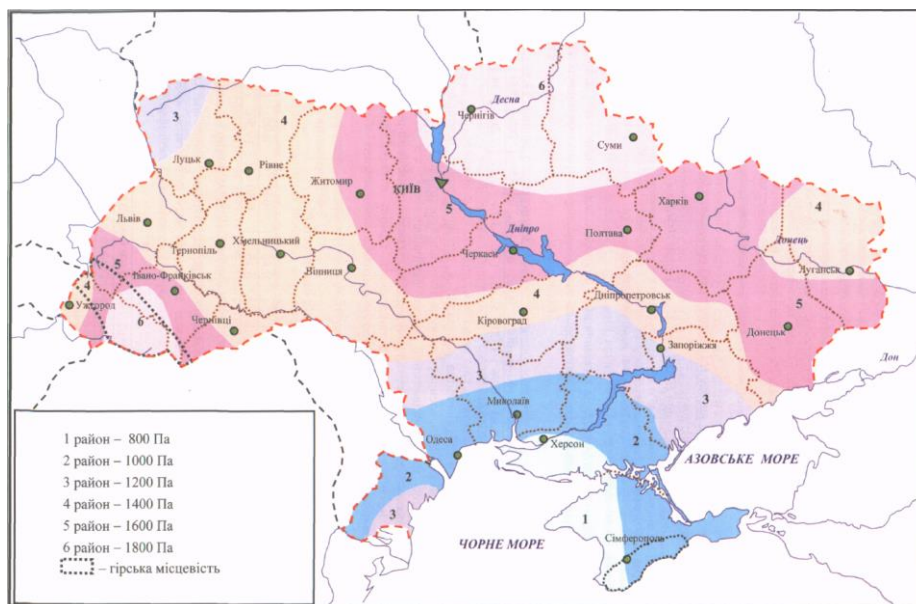


Рис. 19. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

Таблиця К. Значення коефіцієнта надійності γ_{fm} за граничним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від заданого середнього періоду повторюваності T

(табл. 8.1 ДБН В.1.2-2:2006 [3])

T , років	1	5	10	20	40	50	60	80	100	150	200	300	500
γ_{fm}	0,24	0,55	0,69	0,83	0,96	1,00	1,04	1,10	1,14	1,22	1,26	1,34	1,44

Примітка. 1. Проміжні значення коефіцієнта γ_{fm} слід визначати лінійною інтерполяцією.

2. Для об'єктів масового будівництва допускається середній період повторюваності T приймати таким, що дорівнює встановленому строку експлуатації конструкції, будівлі або споруди T_{ef}

Таблиця Л. Значення коефіцієнта надійності γ_{fe} за експлуатаційним розрахунковим значенням снігового навантаження залежно від частки часу η , упродовж якої можуть порушуватись умови другого граничного стану

(табл. 8.3 ДБН В.1.2-2:2006 [3])

η	0,002	0,005	0,01	0,02	0,03	0,04	0,05
γ_{fe}	0,88	0,74	0,62	0,49	0,40	0,34	0,28

Примітка. 1. Проміжні значення коефіцієнта γ_{fe} слід визначати лінійною інтерполяцією.

2. Значення η приймається за нормами проектування конструкцій або встановлюється завданням на проектування залежно від їхнього призначення, відповідальності та наслідків виходу за граничний стан. Для об'єктів масового будівництва допускається приймати $\eta = 0,02$.

Таблиця М. Номенклатура збірних бетонних фундаментних блоків для стін підвалів

(за ДСТУ Б В.2.6-108:2010 [7])

Ескіз блока	Тип блока	Основні розміри блока, мм			Маса блока, довідкова, т
		довжина l	ширина b	висота h	
	ФБС	2380	300	580	0,97
			400		1,30
			500		1,63
			600		1,95
		400		0,64	

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 76

	1180	500	280	0,79
		600		0,96
		400		0,31
		500		0,38
		600		0,46
	880	300	580	0,35
		400		0,47
		500		0,59
		600		0,70

Примітка. Умовне позначення (марка) фундаментного блока складається з літер і цифр: перші дві букви (ФБ) засвідчують найменування конструкції – фундаментний блок; третя (С, В, П) указує на тип блока (С – суцільний; В – суцільний з вирізом для вкладання перемичок та пропускання комунікацій під стелями підвалів і технічних підпіль; П – пустотілий з відкритими донизу порожнинами); цифри фіксують відповідно довжину, ширину й висоту блока в дециметрах (значення довжини й висоти заокруглюють до цілого числа); остання буква вказує на вид застосованого бетону (Т, П, С відповідно важкий бетон, бетон на пористих заповнювачах (зокрема, керамзитобетон) і силікатний бетон). Отже, наприклад, умовне позначення (марка) суцільного фундаментного блока типу ФБС довжиною 2380 мм, шириною 400 мм і висотою 580 мм із важкого бетону – ФБС 24.4.6-Т.

Таблиця Н. Номенклатура збірних залізобетонних фундаментних плит для стрічкових фундаментів

(за ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [8])

Ескіз плити	Марка плити	Основні розміри плити, мм				Маса плити довідкова, т
		<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	
	ФЛ 6.24	600	2380	300	---	0,93
	ФЛ 6.12		1180			0,45
	ФЛ 8.24	800	2380		150	1,1
	ФЛ 8.12		1180			0,55
	ФЛ 10.30	1000	2980	300	250	1,75
	ФЛ 10.24		2380			1,38
	ФЛ 10.12		1180			0,65
	ФЛ 10.8		780			0,42
	ФЛ 12.30	1200	2980		350	2,05
	ФЛ 12.24		2380			1,63
	ФЛ 12.12		1180			0,78
	ФЛ 12.8		780			0,50
	ФЛ 14.30	1400	2980		400	2,40
	ФЛ 14.24		2380			1,90
	ФЛ 14.12		1180			0,91
	ФЛ 14.8		780			0,58
	ФЛ 16.30	1600	2980		500	2,71
	ФЛ 16.24		2380			2,15
	ФЛ 16.12		1180			1,03
	ФЛ 16.8		780			0,65
	ФЛ 20.30	2000	2980	500	700	5,10
	ФЛ 20.24		2380			4,05
	ФЛ 20.12		1180			1,95
	ФЛ 20.8		780			1,25
	ФЛ 24.30	2400	2980		900	5,98
	ФЛ 24.24		2380			4,75
	ФЛ 24.12		1180			2,30
	ФЛ 24.8		780			1,45
	ФЛ 28.24	2800	2380		1000	5,90
	ФЛ 28.12		1180			2,82

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 77

	ФЛ28.8	3200	780	1200	1,80
	ФЛ 32.12		1180		3,23
	ФЛ 32.8		780		2,05

Примітка. Див. примітки до табл. М.

**Таблиця О. Групи фундаментних плит за несучою здатністю
(за ДСТУ Б В.2.6-109:2010 [8])**

Ширина плити, мм	Товщина стіни не менше, мм	Найбільший допустимий тиск на основу, МПа, для груп за несучою здатністю			
		1	2	3	4
600	160	0,45			
	300	0,60			
800	160	0,15	0,35		0,45
	300	0,25	0,57		0,60
	500	0,60			
1000	160	0,15	0,25	0,35	0,45
	300	0,22	0,36	0,45	0,50
1200-3200	160	0,15	0,25	0,35	0,45

Примітка табл. О. 1. Розрахунковий тиск на основу під підшоною фундаменту визначають шляхом ділення розрахункового вертикального рівномірно розподіленого погонного навантаження для розрахунків за II-ою групою граничних станів (при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$) на ширину фундаментної плити. 2. Несуча здатність плит за міцністю визначена при розрахунковому навантаженні $\gamma_f = 1,15$. При фактичній величині $\gamma_f > 1,15$ значення тиску на основу, зазначене в таблиці, слід множити на коефіцієнт $1,5/\gamma_f$. 3. Умовне позначення (марка) фундаментної плити складається з букв і цифр: перші дві букви (ФЛ) означають найменування конструкції – рос. мов. «фундамент ленточный»; перші дві цифри фіксують відповідно ширину й довжину плити в дециметрах (значення довжини заокруглюють до цілого числа); третя цифра вказує на групу плити за несучою здатністю. Для плит, що експлуатуються в умовах агресивного середовища до умовного позначення додатково включають показник проникності бетону (Н, П, О – відповідно нормальної, пониженої або особливо низької проникності). Отже, наприклад, умовне позначення (марка) плити шириною 1600 мм і довжиною 2380 мм, другої групи за несучою здатністю при середньому тиску на основу 0,25 МПа і товщині стіни 160 мм, із бетоном пониженої проникності — ФЛ 16.24-2-П.

Таблиця П. Характеристики полегшених фундаментних плит із кутовими вирізами

Ескіз плити	Марка плити	Розміри плити, мм		Вага, кН
		b	c	
	Ф 20.24-25В	2000	500	45,0
	Ф 20.24-35В			
	Ф 20.24-45В			
	Ф 24.24-25В	2400	700	52,8
	Ф 24.24-35В			
	Ф 24.24-45В			
	Ф 28.24-25В	2800	700	63,2
	Ф 28.24-35В			
	Ф 28.24-45В			
	Ф 32.24-25В	3200	700	72,7
	Ф 32.24-35В			

Таблиця Р. Глибина закладання фундаментів залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 78

(табл. Г.2 ДБН В.2.1-10-2009 [2])

Види ґрунтів під підшоною фундаменту	Глибина закладання фундаменту залежно від глибини розташування рівня ґрунтових вод d_w (м) при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравійні, крупні та середньої зернистості	Не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
Піски дрібні та пилюваті	Не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
Супіски з показником текучості:		
$I_L < 0$		
$I_L \geq 0$		
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту або заповнювача:	Не менше $0,5d_f$	
$I_L \geq 0,25$		
$I_L < 0,25$		

Таблиця С. Значення коефіцієнта k_h впливу теплового режиму будівлі або споруди на глибину промерзання ґрунту біля фундаментів стін і колон

(табл. Г.1 ДБН В.2.1-10-2009 [4])

Особливості будівлі або споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що прилягає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
по ґрунту	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
з підвалом чи технічним підпіллям	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4

Примітка. 1. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їхньою відсутністю – приміщення першого поверху. 2. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.

Таблиця Т. Середньомісячні температури зовнішнього повітря за зимові місяці

(табл. 2 ДСТУ-Н Б В.1.1-27 [5])

Населений пункт	Температура за зимові місяці, °С			Населений пункт	Температура за зимові місяці, °С		
	І	ІІ	ХІІ		І	ІІ	ХІІ
Бахмач	-7,3	-6,0	-3,8	Миколаїв	-3,1	-1,8	-0,1
Вінниця	-5,8	-4,3	-2,5	Овруч	-6,2	-4,8	-2,9
Дніпро	-5,5	-4,1	-2,1	Полтава	-6,6	-5,3	-3,1
Донецьк	-6,1	-4,8	-2,6	Рівне	-5,4	-4,0	-2,4
Житомир	-6,0	-4,6	-2,7	Ромни	-7,3	-6,0	-3,8
Жовті Води	-5,7	-4,4	-2,3	Сарни	-5,4	-4,0	-2,2
Запоріжжя	-4,2	-2,9	-0,8	Суми	-7,7	-6,4	-4,1
Івано-Франківськ	-5,1	-3,2	-2,1	Тернопіль	-5,8	-4,2	-2,9
Київ	-5,6	-4,2	-2,3	Умань	-5,7	-4,2	-2,4
Кропивницький	-5,7	-4,4	-2,3	Харків	-7,0	-5,7	-3,3
Ковель	-4,7	-3,4	-1,8	Херсон	-3,0	-1,8	0,1
Кривий Ріг	-5,0	-3,6	-1,6	Хмельницький	-5,5	-4,0	-2,6
Луцьк	-4,9	-3,5	-2,0	Черкаси	-5,9	-4,6	-2,5
Львів	-4,6	-3,1	-2,1	Чернігів	-7,1	-5,6	-3,3

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідас ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 79

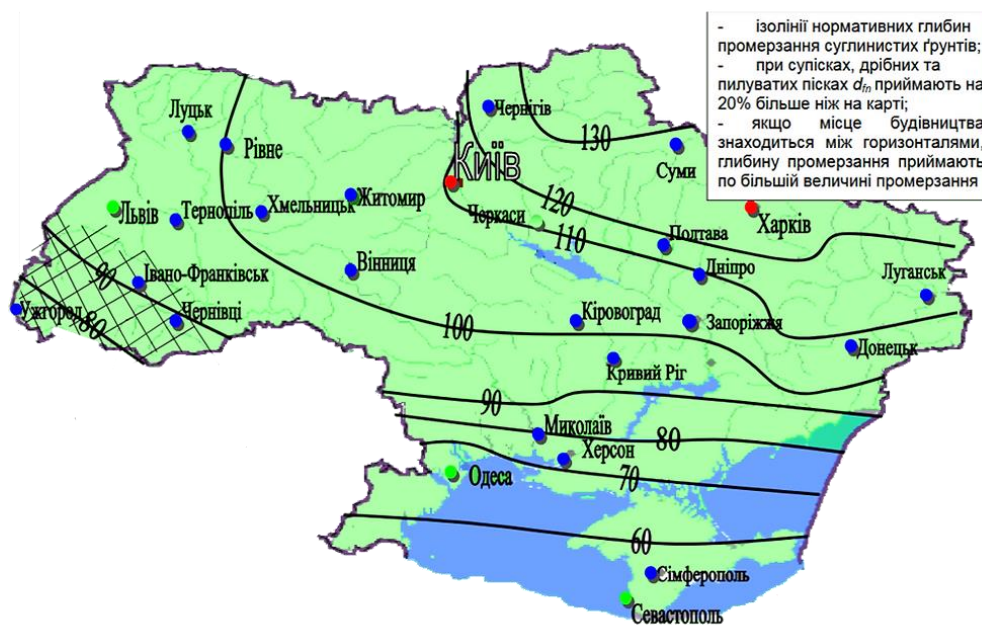


Рис. 20. Схематична карта нормативної глибини промерзання глинистих і суглинистих ґрунтів на території України

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 80

Таблиця У. Значення коефіцієнтів γ_{c1} і γ_{c2}
(табл. Б.7 ДБН В.2.1-10-2009 [4])

Назва ґрунту	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при співвідношенні довжини споруди або її частини до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем і піски, крім дрібних і пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті:			
малого та середнього ступенів водонасичення	1,25	1	1,2
насичені водою	1,1	1	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем, з показником текучості ґрунту або заповнювача:			
$I_L \leq 0,25$	1,25	1	1,1
$0,25 < I_L \leq 0,5$	1,2	1	1,1
$I_L > 0,5$	1,1	1	1

Примітка. 1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносять споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основи. 2. Для будівель із гнучкою конструктивною схемою коефіцієнт γ_{c2} приймають рівним одиниці. 3. Для проміжних значень L/H коефіцієнт γ_{c2} визначають інтерполяцією.

Таблиця Ф. Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , і M_c залежно від величини кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II}
(табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009 [4])

φ_{II} , град	Коефіцієнти			φ_{II} , град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	24	0,72	3,87	6,45
2	0,03	1,12	3,32	26	0,84	4,37	6,90
4	0,06	1,25	3,51	28	0,98	4,93	7,40
6	0,10	1,39	3,71	30	1,15	5,59	7,95
8	0,14	1,55	3,93	32	1,34	6,35	8,55
10	0,18	1,73	4,17	34	1,55	7,22	9,22
12	0,23	1,94	4,42	36	1,81	8,24	9,97
14	0,29	2,17	4,69	38	2,11	9,44	10,80
16	0,36	2,43	4,99	40	2,46	10,85	11,73
18	0,43	2,73	5,31	42	2,88	12,51	12,79
20	0,51	3,06	5,66	44	3,38	14,50	13,98
22	0,61	3,44	6,04	45	3,66	15,64	14,64

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 81

Таблиця Х. Значення коефіцієнта α до формул (51) і (59)

(табл. Д.1 ДБН В.2.1-10-2009 [4])

$\zeta = 2z/b$	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглих	прямокутних із співвідношенням сторін $\eta = l/b$, що дорівнює						стрічкових $\eta \geq 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
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	0,639	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,414	0,463	0,505	0,530	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,260	0,304	0,349	0,383	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
3,6	0,106	0,131	0,173	0,209	0,250	0,285	0,319	0,337
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,123	0,150	0,185	0,218	0,255	0,280
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,2	0,053	0,067	0,091	0,113	0,141	0,170	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,070	0,087	0,110	0,136	0,173	0,208
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
6,8	0,031	0,040	0,055	0,064	0,088	0,110	0,145	0,185
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,044	0,056	0,072	0,091	0,123	0,166
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,4	0,021	0,026	0,037	0,046	0,060	0,077	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,2	0,017	0,022	0,031	0,039	0,051	0,065	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,026	0,033	0,043	0,056	0,079	0,126
11,0	0,012	0,017	0,021	0,028	0,036	0,047	0,067	0,115
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,106

Примітка. 1. У таблиці позначено: b – ширина або діаметр фундаменту, l – довжина фундаменту. 2. Для фундаментів, підосва яких має форму правильного многокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 3. Для проміжних значень ζ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 82

Таблиця Ц. Граничні деформації основи
(табл. А.1 ДБН В.2.1-10-2018 [1])

Будівлі та споруди	Граничні деформації основи		
	відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	середнє \bar{s}_u (у дужках максимальне $s_{max,u}$) осідання, см
1. Промислові і цивільні одно- і багатоповерхові будівлі та споруди з повним каркасом:			
залізобетонним	0,002		(10)
те ж саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівлі монолітної конструкції	0,003		(15)
металевим	0,004		(15)
те ж саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005		(18)
2. Будівлі та споруди, в конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006		20
3. Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами з:			
крупних панелей	0,0016	0,005	12
крупних блоків або цегляної кладки без армування	0,002	0,005	12
те ж саме, з армуванням, у тому числі з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівлі монолітної конструкції .	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робоча будівля і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті	---	0,003	40
те ж саме, збірної конструкції	---	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції	---	0,004	40
те ж саме, збірної конструкції	---	0,004	30
окремо розташована робоча будівля .	---	0,004	25

Примітка. 1. Якщо основа складена горизонтальними (з ухилом не більше 0,1), витриманими по товщині шарами ґрунтів, граничні значення максимальних і середніх осідань допускається збільшувати на 20%. 2. Для будівель і споруд, перелічених у поз. 1-3, із фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 рази. 3. На підставі узагальнення досвіду проектування, будівництва й експлуатації окремих видів споруд допускається приймати граничні значення деформацій основи такими, що відрізняються від зазначених у даній таблиці.

Житомирська політехніка	МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЖИТОМИРСЬКА ПОЛІТЕХНІКА» Система управління якістю відповідає ДСТУ ISO 9001:2015			Ф-23.05- 05.02/2/192.00.1/Б/ОК27- 2024
	Випуск 1	Зміни 0	Екземпляр № 1	Арк 83 / 83

ЛІТЕРАТУРА

1. Нормативна література

1. **ДБН В.2.1-10-2018.** Основи та фундаменти споруд. Основні положення. / Мінрегіонбуд України. – Чинні від 01.01.2019. – Київ : ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), 2018. – 40 с. – (Державні будівельні норми України).
2. **ДБН В.2.1-10-2009.** Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування (зі змінами №1 і №2) / Мінрегіонбуд України. – Втратив чинність від 01.01.2019. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2009. – 161 с. - (Державні будівельні норми України).
3. **ДБН В.1.2-2:2006.** Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2. – Чинні від 01.06.2020. – Київ : Мінбуд України, 2006. – 77 с. – (Державні будівельні норми України).

2. Стандарти

4. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95). Ґрунти. Класифікація. – Чинний від 1996-07-01. – Київ : Укрархбудінформ, 1997. - 43 с. - (Національний стандарт України).
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія. - Чинні від 01.11.2011. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 127 с. – (Національний стандарт України).
6. ДСТУ Б А.2.4-13:2009. Умовні графічні зображення та умовні позначки в документації з інженерно-геологічних вишукувань. – Чинний від 2010-01-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 31 с. – (Національний стандарт України).
7. ДСТУ Б В.2.6-108:2010 (ГОСТ 13579-78, МОР), Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 27 с. – (Національний стандарт України).
8. ДСТУ Б В.2.6-109:2010 (ГОСТ 13580-85, МОР). Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови. – Чинний від 2011-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 44 с. – (Національний стандарт України).

3. Підручники

9. Бабич Є. М., Крусь Ю. О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник. - Рівне : Вид-во РДТУ, 2001. - 367 с.
10. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев та ін. ; під. ред. д-ра техн. наук, професора М. Л. Зоценка. - Вид. друге, перероб. і доп. - Полтава : ПНТУ, 2004. - 568 с.
11. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: підручник / В. Б. Швець, І. П. Бойко, Ю. Л. Винников та ін.; під ред. д.т.н., професора В. Б. Швеця. - Вид. друге, перероб. і доп. - Дніпропетровськ: «Пороги», 2014. -231 с.