

Міністерство освіти і науки України
Національний університет водного господарства та природо
користування
Кафедра автомобільних доріг, основ і фундаментів

03-03-177М

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до проведення лабораторних робіт, практичних занять та
самостійної підготовки з навчальної дисципліни «Основи та
фундаменти» для здобувачів вищої освіти першого
(бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою
«Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192
«Будівництво та цивільна інженерія»
денної та заочної форм навчання

Рекомендовано
науково-методичною радою
з якості ННІБА
Протокол №4 від 21.01.2025 р.

Рівне – 2025

Методичні вказівки до проведення лабораторних робіт, практичних занять та самостійної підготовки з навчальної дисципліни «Основи та фундаменти» для здобувачів вищої освіти першого (бакалаврського) рівня за освітньо-професійною програмою «Будівництво та цивільна інженерія» спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної та заочної форм навчання. [Електронне видання] / Фурсович М. О., Супрунюк В. В., Зятюк Ю. Ю. – Рівне : НУВГП, 2025. – 82 с.

Укладачі: Фурсович М. О., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Супрунюк В. В., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів; Зятюк Ю. Ю., к.т.н., доцент кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Відповідальний за випуск: Кузло М. Т., д.т.н., професор, завідувач кафедри автомобільних доріг, основ і фундаментів.

Керівник освітньої програми: Караван В. В., к.т.н., доцент кафедри промислового, цивільного будівництва та інженерних споруд.

Попередня версія методичних вказівок 03-03-106М

© М. О. Фурсович, В. В. Супрунюк,
Ю. Ю. Зятюк, 2025
© НУВГП, 2025

В цих методичних вказівках розглядаються питання, які стосуються проектування основ та фундаментів.

1. Визначення навантажень на основі фундаментів

Виконуються у відповідності з ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Згідно з цими ДБН, залежно від змінюваності у часі, навантаження і впливи поділяються на постійні та змінні.

До постійних навантажень слід відносити вагу частин споруд, у тому числі вагу несучих та огорожувальних конструкцій, вагу та тиск ґрунтів (насіпів, засипок), гірничий тиск.

Залежно від тривалості неперервної дії змінні навантаження і впливи поділяються на тривалі, короточасні та епізодичні.

До змінних тривалих навантажень відносять: вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання; вагу стаціонарного обладнання та речовин, що заповнюють його; квазіпостійні значення навантаження на перекриття, снігу, вітру; вертикальні квазіпостійні значення навантаження від мостових та підвісних кранів тощо (див. п.4.12 ДБН 1.2-2:2006);

До змінних короточасних навантажень відносять: навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах; граничні чи експлуатаційні значення навантаження на перекриття, снігу, вітру, від мостових та підвісних кранів, тощо (див. п.4.13 ДБН 1.2-2:2006);

До змінних епізодичних навантажень відносять: сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання; впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Повна класифікація навантажень наводиться в ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи».

Основою для призначення навантажень є їхні характеристичні значення N_n . Розрахунки основ фундаментів виконують з використанням розрахункових значень навантажень, які визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , який залежить від виду

навантаження.

Залежно від характеру навантажень та мети розрахунку використовуються чотири види розрахункових значень: граничне, експлуатаційне, циклічне, квазіпостійне. **Граничне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, що відповідає екстремальній ситуації, яка може виникнути не більш як один раз протягом терміну експлуатації конструкції, та використовується для перевірки граничних станів першої групи, вихід за межі яких еквівалентний повній втраті роботоспроможності конструкції. **Експлуатаційне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, що характеризує умови нормальної експлуатації конструкції. **Циклічне розрахункове значення навантаження** – значення навантаження, яке використовується для розрахунків конструкцій на витривалість і визначається як гармонійний процес, еквівалентний за результуючою дією на конструкцію реальному випадковому процесу змінного навантаження. **Квазіпостійне розрахункове значення навантаження** – розрахункове значення навантаження, яке використовується для врахування реологічних процесів, що відбуваються під дією змінних навантажень, і визначається як рівень такого постійного впливу, що еквівалентний за результуючою дією до фактичного випадкового процесу навантаження.

В практиці розрахунків основ фундаментів визначають найбільш несприятливе сполучення навантажень, які можуть діяти на основу. Згідно ДБН 1.2-2:2006 «Навантаження і впливи» використовуються сполучення двох типів: основні та аварійні.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з граничними розрахунковими значеннями, граничні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень.

При цьому навантаження на перекриття і снігові

навантаження, при розрахунку основ за першою групою граничних станів враховують як короткочасні, а при розрахунку за другою групою граничних станів як тривалі.

Граничний стан – стан, при якому конструкція, основа перестають задовольняти заданим експлуатаційним вимогам чи вимогам при виконанні робіт. Граничні стани ділять на дві групи: перша включає граничні стани, які ведуть до повної непридатності до експлуатації конструкцій, основ чи до повної втрати несучої здатності будівлі цілому; друга включає граничні стани, які ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій, основ чи зменшують довговічність будівель в порівнянні з передбачуваним терміном служби.

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

В курсовому проєкті розрахунки виконують тільки на основні сполучення навантажень.

Мала ймовірність одночасної реалізації розрахункових значень змінних навантажень урахується множенням їх значень на коефіцієнт сполучення $\psi \leq 1$.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень (друга група граничних станів) і $\psi_2=0,9$ для короткочасних навантажень (перша група граничних станів).

При виборі найбільш невідгідних сполучень навантажень і впливів за одне змінне навантаження слід приймати: навантаження від одного джерела (тиск чи розрідження у місткості, компоненти снігового, вітрового чи ожеледного навантаження, навантаження від одного навантажувача, одного крана тощо); навантаження від декількох джерел, якщо їхня сумісна дія врахована у значенні навантаження (навантаження на перекриття, визначене з урахуванням коефіцієнтів ψ_d чи ψ_n , – див. п.6.9 ДБН 1.2-2:2006); навантаження від декількох кранів з урахуванням коефіцієнта ψ – див. п.7.2 ДБН 1.2-2:2006; ожеледно-вітрове навантаження – див. п.10 ДБН 1.2-2:2006).

Вага конструкцій та ґрунтів.

Характеристичне значення ваги конструкцій заводського виготовлення слід визначати за стандартами, робочими кресленнями чи паспортними даними заводів-виробників, а інших будівельних конструкцій та ґрунтів – за проєктними розмірами та питомою вагою матеріалів і ґрунтів з урахуванням їхньої вологості в умовах будівництва та експлуатації споруд (питома вага деяких

матеріалів наведена в таблиці 1).

Таблиця 1

Питома вага деяких матеріалів

Назва матеріалу	Питома вага, $\kappa\text{H}/\text{M}^3$	Назва матеріалу	Питома вага, $\kappa\text{H}/\text{M}^3$
залізобетон	25	сосна	5
бетон важкий	24	дуб	8
пінобетон	5	фанера клесна	8
кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині	18	руберойд	6
		бітум	6
розчин цементно-піщаний	22	лінолеум	14
гравій керамзитовий	8	сталь	78

Питому вагу матеріалів не наведених в табл.1 див. ДБН В.2.6-31:2006. Вага 1M^2 круглопустотної плити перекриття – 3 κH , ребристої – 1,75 κH .

Граничне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів визначається множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , наведений у таблиці 2.

Таблиця 2

Конструкції споруд та вид ґрунтів	γ_{fm}
Конструкції	
металеві, у яких зусилля від власної ваги:	
менші 50 %	1,05 (0,95)
дорівнюють або перевищують 50 %	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною понад $1600 \text{ кг}/\text{M}^3$), залізобетонні, кам'яні, армокам'яні, дерев'яні	1,10 (0,90)
бетонні (з середньою густиною $1600 \text{ кг}/\text{M}^3$ 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)

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.

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

Коефіцієнти надійності за навантаженням для експлуатаційного γ_{fe} і квазіпостійного γ_{fp} значень приймаються рівними 1,0.

Рівномірно розподілені навантаження

Граничні розрахункові значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити покриття і перекриття визначаються множенням характеристичних значень на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням γ_{fm} , який приймається рівним: 1,3 – при характеристичному значенні менш ніж 2,0 кПа (200 кгс/м²); 1,2 – при характеристичному значенні 2,0 кПа (200 кгс/ м²) і більше.

Експлуатаційні розрахункові значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на покриття і перекриття приймаються рівними квазіпостійним. Коефіцієнти надійності за навантаженням для квазіпостійного γ_{fp} значення приймається рівними 1,0.

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, східці і підлоги на ґрунтах наведено в *таблиці 3*.

Таблиця 3

Характеристичні і квазіпостійні значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів, східці і підлоги на ґрунтах

Будівлі та приміщення	Характеристичні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)	Квазіпостійні значення навантажень, кПа (кгс/м ²)
1 Квартри житлових будинків; спальні приміщення дитячих дошкільних закладів і шкіл-інтернатів; житлові приміщення будинків відпочинку і 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 установ освіти; побутові приміщення (гардеробні, душові, умивальні, вбиральні) промислових підприємств і громадських будівель і споруд	2,0 (200)	0,85 (85)
3 Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я; лабораторії установ освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні громадських будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	Не менш 2,0 (200)	Не менш 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 і концертні, спортивні	4,0 (400)	1,7 (170)
г) торгові, виставкові та експозиційні	Не менш 4,0 (400)	Не менш 1,7 (170)
5 Книгосховища, архіви	Не менш 5,0 (500)	Не менш 5,0 (500)
6 Сцени видовищних установ	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)
7 Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0 (400)	1,7 (170)
б) для глядачів, що стоять	5,0 (500)	1,8 (180)
8 Горищні приміщення	0,7 (70)	-
9 Покриття на ділянках:		
а) з можливим скупченням людей (що виходять з 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)	-
10 Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження:		
а) смугового рівномірного на ділянці завширшки 0,8 м уздовж огороження балкона (лоджії)	4,0 (400)	1,7 (170)
б) суцільного рівномірного на площі балкона (лоджії), вплив якого більш несприятливий, ніж обумовлений у поз.10,а	2,0 (200)	0,85 (85)
11 Ділянки обслуговування і ремонту устаткування у виробничих приміщеннях	Не менш 1,5 (150)	-
12 Вестибюлі, фойє, коридори, сходи (з проходами до них), що прилягають до приміщень, зазначених у позиціях:		
а) 1, 2 і 3	3,0 (300)	1,0 (100)
б) 4, 5, 6 і 11	4,0 (400)	1,7 (170)
в) 7	5,0 (500)	2,1 (210)
13 Перони вокзалів	4,0 (400)	1,7 (170)
14 Приміщення для худоби:		
дрібної	Не менш 2,0 (200)	Не менш 0,85 (85)
великої	Не менш 5,0 (500)	Не менш 2,1 (210)

1. Навантаження, наведені в поз. 8, слід враховувати на площі, не зайнятій устаткуванням і матеріалами. **2.** Навантаження, наведені в поз. 9, слід враховувати без снігового навантаження. **3.** Навантаження, наведені в поз. 10, слід враховувати при

розрахунку несучих конструкцій балконів (лоджій) і ділянок стін у місцях защемлення цих конструкцій. При розрахунку нижніх ділянок стін, фундаментів і основ навантаження на балкони (лоджії) слід приймати такими, що дорівнюють навантаженням прилеглих головних приміщень будівель, і зменшувати їх з урахуванням вказівок 6.8 і 6.9. 4. Характеристичні і квазіпостійні значення навантажень для будівель і приміщень, наведених у поз. 3, 4, г, 5, 6, 11 і 14, слід приймати за будівельним завданням на підставі технологічних рішень.

Снігові навантаження

Граничне розрахункове значення снігового навантаження на горизонтальну проекцію покриття обчислюється за формулою

$$S_m = \gamma_{fm} S_0 C, \quad (1)$$

де γ_{fm} – коефіцієнт надійності за граничним значенням снігового навантаженням, що визначається залежно від заданого середнього періоду повторюваності T за *таблицею 4*.

Таблиця 4

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

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

S_0 – характеристичне значення снігового навантаження, дорівнює вазі снігового покриву на 1 квадратний метр поверхні ґрунту, яке визначається залежно від снігового району по карті (рис. 1), або за *таблицею 5*.

Таблиця 5

Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)	Міста обласного підпорядкування	S_0 , (Па)
Київ	1550	Кіровоградська область	
Севастополь	770	Кропивницький	1230
АР Крим		Олександрія	1250
Сімферополь	820	Знам'янка	1320
Алушта	860	Світловодськ	1310
Джанкой	850	Луганська область	
Євпаторія	730	Луганськ	1350
Керч	920	Антрацит	1460
Красноперекопськ	780	Брянка	1410
Саки	760	Голубівка	1400
Армянськ	780	Алчевськ	1410
Феодосія	1000	Краснодон	1410
Судак	940	Хрустальний	1470
Ялта	830	Лисичанськ	1370
Вінницька область		Первомайськ	1400

Вінниця	1360	Ровеньки	1450
Жмеринка	1360	Рубіжне	1370
Могилів-Подільський	1280	Довжанськ	1450
Хмільник	1390	Северодонецьк	1370
Волинська область		Кадіївка	1400
Луцьк	1240	Львівська область	
Володимир	1200	Львів	1310
Ковель	1200	Борислав	1500
Нововолинськ	1240	Дрогобич	1440
Дніпропетровська область		Самбір	1400
Дніпро	1340	Стрий	1420
Вільногірськ	1190	Трускавець	1490
Кам'янське	1280	Червоноград	1260
Жовті Води	1170	Николаївська область	
Кривий Ріг	1110	Миколаїв	870
Марганець	1040	Вознесенськ	990
Нікополь	1020	Очаків	830
Новомосковськ	1390	Первомайськ	1200
Покров	1030	Южноукраїнськ	1090
Павлоград	1390	Одеська область	
Первомайське	1380	Одеса	880
Синельникове	1350	Білгород-Дністровський	890
Тернівка	1390	Ізмаїл	1100
Донецька область		Чорноморськ	880
Донецьк	1500	Подільськ	1170
Авдіївка	1450	Южне	870
Бахмут	1380	Полтавська область	
Горлівка	1500	Полтава	1450
Дебальцеве	1440	Горішні Плавні	1280
Торець	1480	Кременчук	1300
Мирноград	1420	Лубни	1600
Добропілля	1410	Миргород	1540
Докучаївськ	1520	Рівненська область	
Снакієве	1470	Рівне	1320
Жданівка	1160	Дубно	1270
Маріуполь	1380	Вараш	1260
Хрестівка	1490	Острог	1320
Костянтинівка	1400	Сумська область	
Краматорськ	1400	Суми	1670
Покровськ	1410	Охтирка	1600
Лиман	1390	Глухів	1770
Макіївка	1490	Конотоп	1740
Селідове	1420	Лебедин	1640
Слов'янськ	1400	Ромни	1730

Сніжне	1510	Шостка	1790
Чистяково	1520	Тернопільська область	
Вугледар	1450	Тернопіль	1390
Харцизьк	1500	Харківська область	
Шахтарськ	1500	Харків	1600
Ясинувата	1470	Ізюм	1460
Житомирська область		Куп'янськ	1460
Житомир	1460	Лозова	1490
Бердичів	1410	Люботин	1570
Коростень	1450	Первомайський	1510
Новоград-Волинський	1380	Чугуїв	1600
Закарпатська область		Херсонська область	
Ужгород	1340	Херсон	760
Мукачеве	1490	Каховка	840
Запорізька область		Нова Каховка	820
Запоріжжя	1110	Хмельницька область	
Бердянськ	1120	Хмельницький	1340
Мелітополь	1050	Кам'янець-Подільський	1270
Токмак	1070	Нетішин	1330
Івано-Франківська область		Славути	1350
Івано-Франківськ	1410	Шепетівка	1370
Болехів	1520	Черкаська область	
Калуш	1440	Черкаси	1520
Коломия	1400	Ватутіне	1420
Яремча	1530	Канів	1540
Київська область		Золотоноша	1560
Біла Церква	1520	Сміла	1480
Березань	1580	Умань	1440
Бориспіль	1570	Чернівецька область	
Бровари	1580	Чернівці	1320
Васильків	1530	Чернігівська область	
Ірпінь	1560	Чернігів	1720
Переяслав-Хмельницький	1560	Ніжин	1690
Прип'ять	1590	Прилуки	1640
Фастів	1510		
Ржищів	1540		
Славутич	1600		

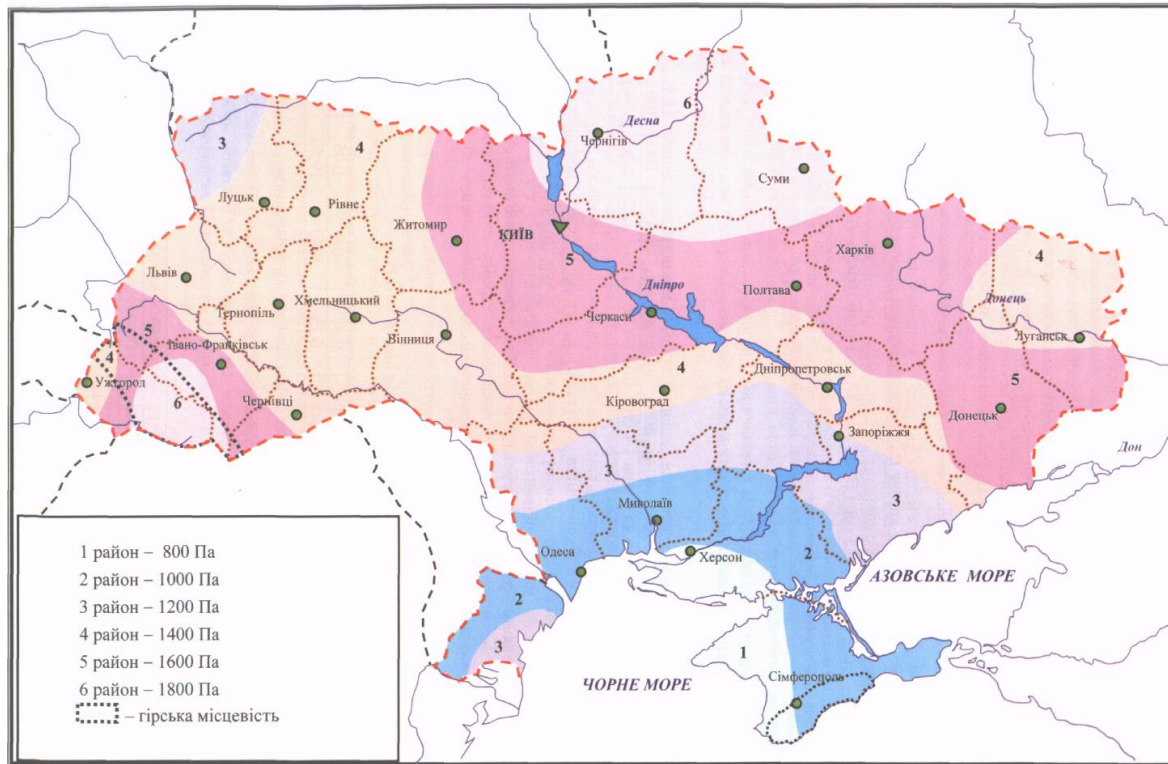


Рис. 1. Карта районування території України за характеристичними значеннями ваги снігового покриву

C – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$C = \mu C_e C_{alt}, \quad (2)$$

де μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на поверхні ґрунту до снігового навантаження на покрівлю, який визначається за додатком Ж ДБН 1.2-2:2006 “Навантаження і впливи” залежно від форми покрівлі і схеми розподілу снігового навантаження, при цьому проміжні значення коефіцієнта слід визначати лінійною інтерполяцією (витяг з додатку Ж ДБН 1.2-2:2006 наведено нижче);

C_e – коефіцієнт, що враховує вплив особливостей режиму експлуатації на накопичення снігу на покрівлі (очищення, танення тощо) і встановлюється завданням на проектування. При визначенні снігових навантажень для неутеплених покрівель цехів з підвищеною тепловіддачею при ухилах покрівлі понад 3% і забезпеченні належного відводу талої води слід приймати $C_e = 0,8$. При відсутності даних про режим експлуатації покрівлі коефіцієнт C_e допускається приймати таким, що дорівнює одиниці.

C_{alt} – коефіцієнт враховує висоту H (у кілометрах) розміщення будівельного об'єкта над рівнем моря і визначається за формулою:

$$C_{alt} = 1,4H + 0,3 \quad (\text{при } H \geq 0,5 \text{ км}) \quad (3)$$

$$C_{alt} = 1 \quad (\text{при } H < 0,5 \text{ км}) \quad (4)$$

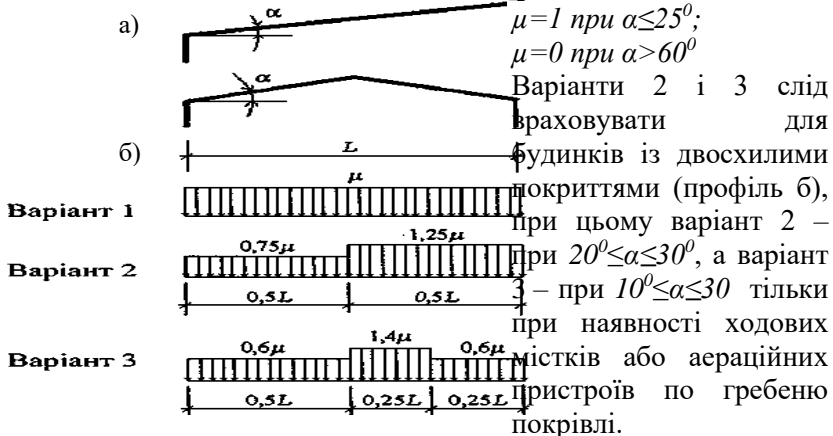


Рис. 2. Будинки з односхилими та двосхилими покриттями.

Квазіпостійне розрахункове значення снігового навантаження обчислюється за формулою

$$S_p = (0,4S_0 - \bar{S})C, \quad (5)$$

де $\bar{S} = 160 \text{ Па}$; S_0 , C – те саме, що і в формулі 1.

Для того, щоб визначити навантаження на основу фундаменту стіни або колони спочатку визначають вантажну площу, тобто площу покриття та перекриттів, що прилягають до цієї стіни або колони і передають на них навантаження від своєї ваги, ваги конструкцій та змінних навантажень. Після цього знаходять навантаження від власної ваги огорожуючих конструкцій (стін), колон, ферм, балок покриття та перекриття, фундаментних балок, тощо. Приклади визначення вантажних площ, для різних конструктивних схем будівель наведено на рис. 3.

Як правило, навантаження на стрічкові фундаменти визначають на l_m довжини фундаменту. З метою врахування наявності в стінах віконних та дверних прорізів визначення навантажень ведуть на всю ділянку стіни, або на відрізок стіни поміж осями суміжних вікон чи дверей. В таких випадках, щоб визначити навантаження на l_m довжини фундаменту, ділять отримане навантаження на довжину відрізка стіни. Так, наприклад, вантажна площа на стіну по осі "2" (див. рис. 3а) становитиме:

$$A_2 = \left(\frac{5,4 - 0,2 - 0,19}{2} + \frac{6,0 - 0,2 - 0,19}{2} \right) \cdot 1,0 = 5,31 \text{ м}^2$$

Якщо плити перекриттів оперті по контуру, то вантажну площу визначають діленням кутів перекритого приміщення бісектрисою (див. рис. 3б). Вантажна площа в цьому випадку може мати форму трикутника, квадрата, трапеції, шестикутника і вираховується за відповідними фігурі формулами. Наприклад, вантажна площа по осі "1" становитиме

$$A_1 = \frac{a+b}{2} h = \frac{5,82 + 3,0}{2} \cdot 1,41 = 6,22 \text{ м}^2, \text{ де}$$

$$b = 6,0 - 0,10 - 0,08 = 5,82 \text{ м}, \quad a = b - 2h = 5,82 - 2 \cdot 1,41 = 3,0 \text{ м},$$

$$h = (3,0 - 0,10 - 0,08) / 2 = 1,41 \text{ м}, \quad A_1^{1,mn} = \frac{A_1}{l_1} = \frac{6,22}{6,0} = 1,04 \text{ м}^2 \cdot$$

На фундамент самонесучих стін передається навантаження тільки від власної ваги стіни.

Якщо будівля є каркасного типу, то фундаменти, як правило, є окремо розташованими (стовпчастими). В цьому випадку, наприклад, вантажна площа на фундамент на перетині осей "2" та "Б" (див. рис. 3в) становитиме: $A_{2-Б}=6*12=72,0\text{м}^2$.

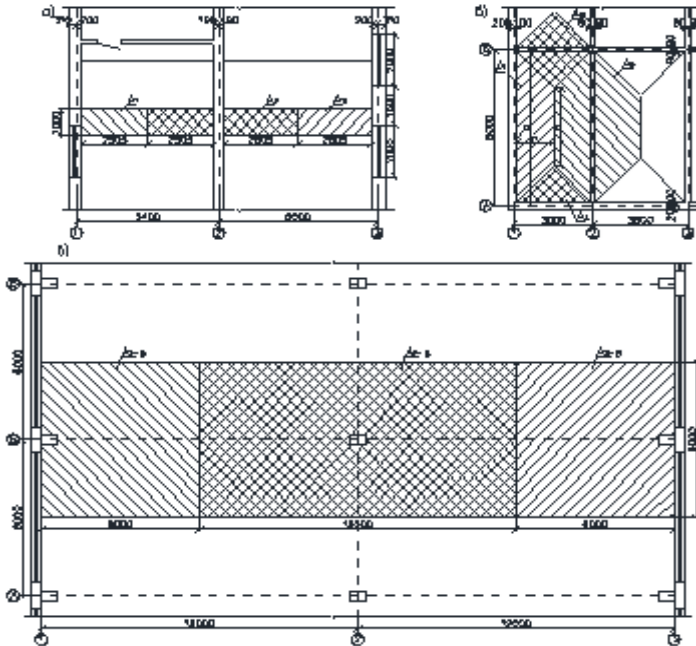


Рис. 3. Схема визначення вантажної площі: а) опирання плит перекриття на поздовжні (поперечні) несучі стінці; б) опирання плит перекриття по контуру; в) каркасно-конструктивна схема будівлі

Приклад 1. Визначити навантаження на основу стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, Г і 3 та стрічкових фундаментів по осі 7 і осі 8 будівлі, конструктивна схема якої наведена нижче.

Рішення. Визначення навантажень на фундаменти ведемо у відповідності з конструктивною схемою будівлі згідно з ДБН 1.2-2:2006 “Навантаження і впливи”. Геометричні побудови для визначення вантажних площ на фундаменти виконано на *конструктивній схемі будівлі*. Визначення навантажень виконуємо в табличній формі (див. *таблицю б*).

Фундамент по осі 8 будівлі. Навантаження визначаємо до рівня планувальної відмітки землі. Навантаження на фундамент цієї стіни

складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги даху, перекриттів і перегородок, цоколя, вікон і дверей а також з тимчасових навантажень на дах і перекриття. Вантажна площа перекриттів, що передають свій вантаж на стіну становить: $A_2=(6,0-0,2-0,19)/2*1,0=2,81\text{м}^2$. Далі див. таблицю 6. Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3 дорівнює: $(0,51*(9,9+0,3)*31,15*18-0,51*(2*1,5*15+1*1,5*7+1,5*2,4*2)*18)/31,15=75,16\text{кН/м}$, де: 0,51 – товщина стіни; 31,15 – довжина ділянки стіни; 18 – питома вага цеглової кладки; $2,0*1,5*15+1,0*1,5*7+1,5*2,4*2$ – розміри віконних і дверних прорізів та їх кількість. Значення рівномірно розподілених тимчасових навантажень на плити перекриттів приймаємо з таблиці 3. Для розрахунків за першою групою граничних станів приймаємо характеристичне значення навантаження – 2,0 кПа, а для розрахунків за другою групою граничних станів приймаємо квазіпостійне значення навантаження – 0,85 кПа.

Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за другою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_p=(0,4S_0\bar{S})C$, де $S_0=1,32\text{кПа}$ – характеристичне значення снігового навантаження, яке визначене за табл. 5 для м.Рівне; $\bar{S}=0,16\text{кПа}$; $C=\mu*C_e*C_{alt}$, де $\mu=1$ – прийнято згідно рис.1 для будівель з односхилим і двосхилим покриттям при $\alpha\leq 25^\circ$; $C_e=1$ – дах утеплений; $C_{alt}=1$ – будівля розміщена над рівнем моря менше ніж 500м. Отже, $S_p=(0,4S_0\bar{S})C=(0,4*1,32*0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*2,81*0,95=0,98\text{кН/м}^2$, де 0,95 (ψ_1) – на фундамент діють два різнірідних тимчасових навантаження.

Значення снігового навантаження на дах для розрахунків за першою групою граничних станів визначаємо за формулою: $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C$, де $\gamma_{fe}=1,14$ – приймаємо з таблиці 4; S_0, C – приймають ті ж самі значення, що й для розрахунків за другою групою граничних станів. Отже, $S_m=\gamma_{fm}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*2,81*0,9=3,80$, де 0,9 (ψ_2) – на фундамент діють два різнірідних тимчасових навантаження.

Фундамент в осях "А" та "З" будівлі. Навантаження на фундамент колони в осях "А" та "З" складається з ваги стіни (з відрахуванням віконних прорізів), ваги фундаментної балки, даху, балок покриття, колони а також з тимчасових навантажень на дах. Вантажна площа покриття, що передає свій вантаж на балку покриття, яка в свою чергу передає його на колону становить: $A_2=6,0*9,0=54,0\text{м}^2$. Далі див. таблицю 7. Наприклад, вага балки покриття дорівнює: $108/2=54,0$ – балка покриття передає свою вагу на дві колони; вага фундаментної

балки 14,0 – з кожної сторони на фундамент діє по половині балки, що складає цілу балку. Коефіцієнт сполучення ψ не вводимо, оскільки на фундамент діє тільки одне тимчасове навантаження.

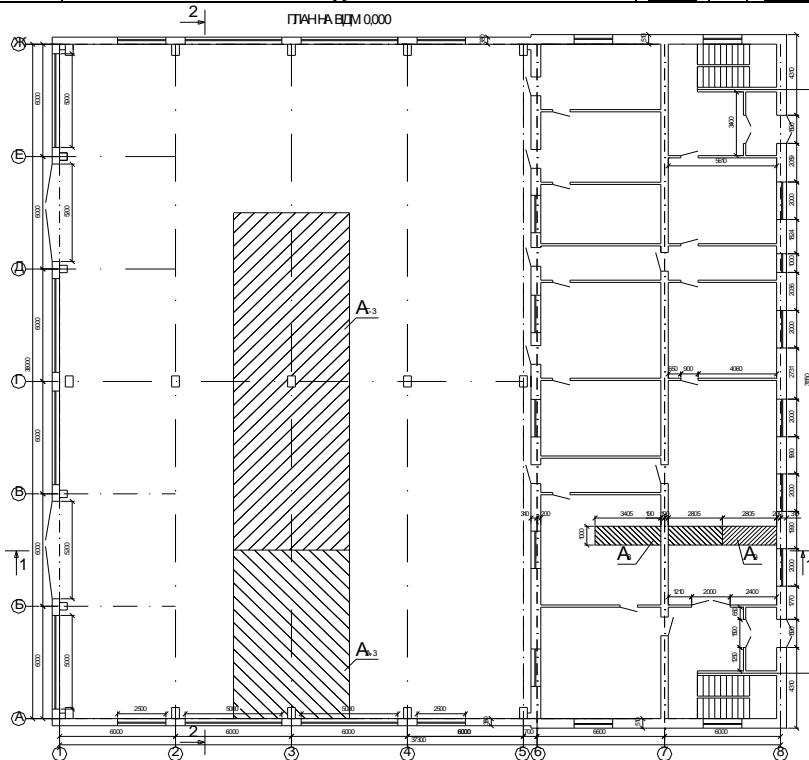
Таблиця 6

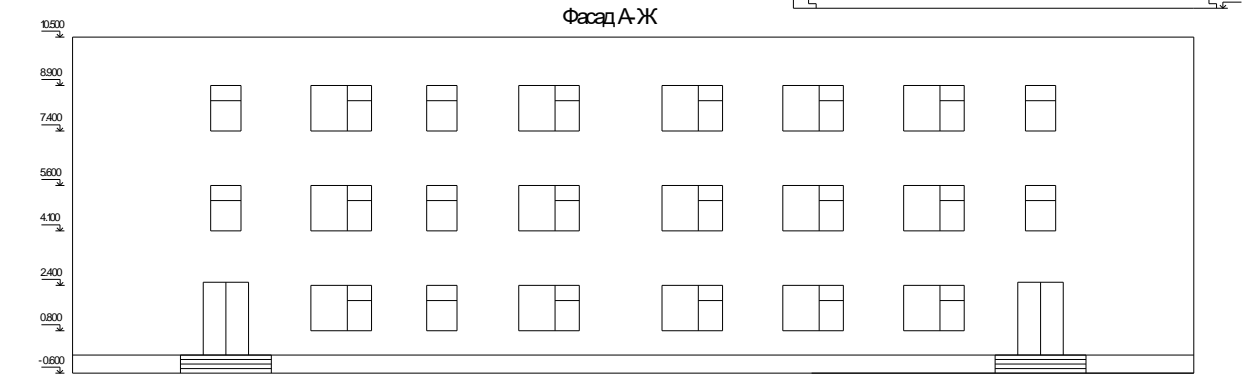
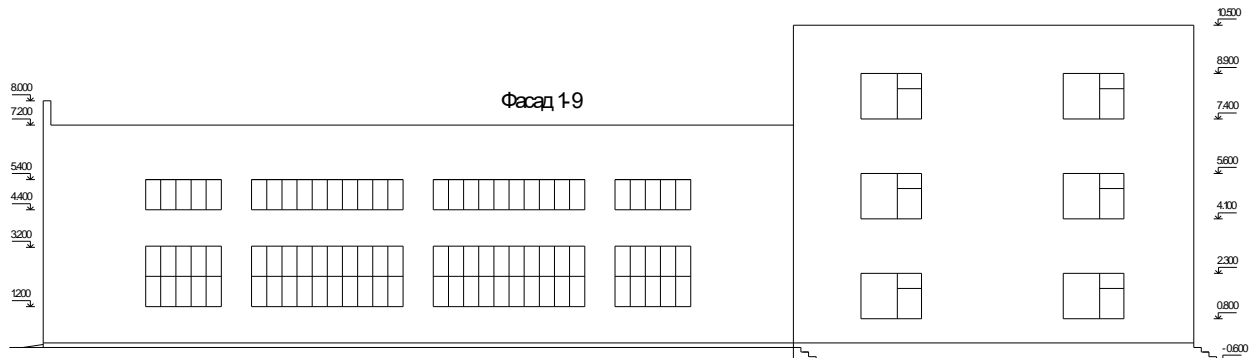
До збору навантажень на основи фундаментів

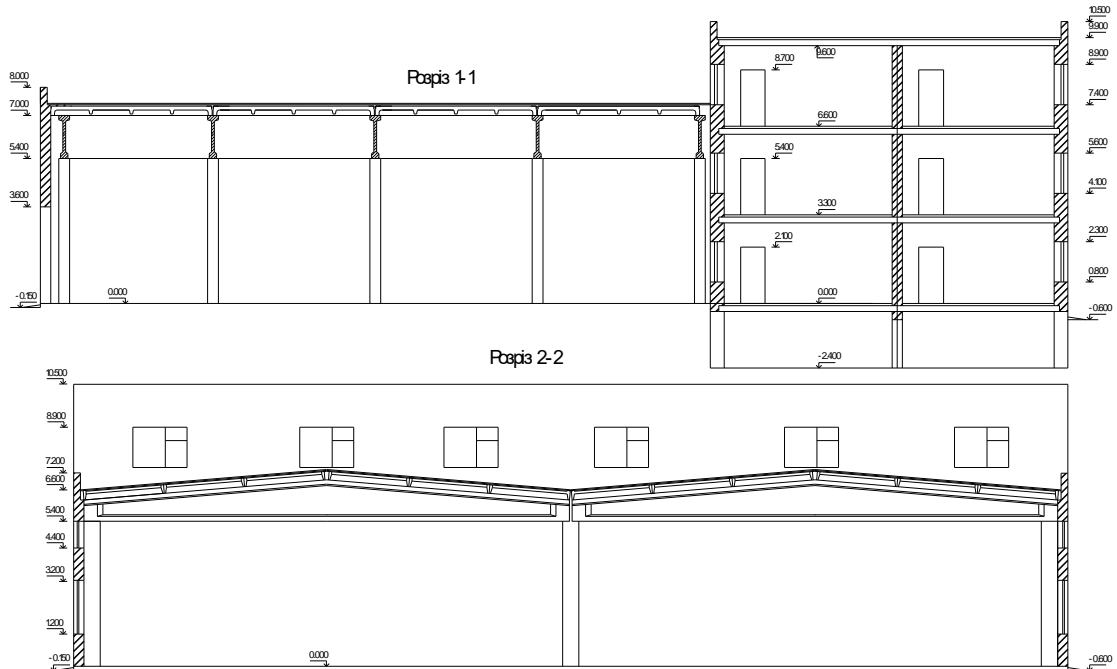
№ з/п	Вид навантаження і формула визначення	$N_{п}$, кН	γ_f	N_f , кН
Фундамент по осі "8"				
Вантажна площа (6-0,2-0,19)/2*1=2,81м ²				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta=(0,004+0,002)*3=0,018\text{м}; \gamma=6\text{кН/м}^3; 0,018*6=0,108$	0,108	1,3	0,140
	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м}; \gamma=22\text{кН/м}^3; 0,03*22=0,66$	0,660	1,3	0,858
	- керамзит: $\delta=0,1\text{м}; \gamma=8\text{кН/м}^3; 0,1*8=0,8$	0,800	1,3	1,040
	- шар руберойду насуху: $\delta=0,004\text{м}; \gamma=6\text{кН/м}^3; 0,004*6=0,024$	0,024	1,2	0,029
	- круглопустотна плита: 3кН/м^2	3,000	1,1	3,300
	Σ	4,59		5,37
	* A_8	12,88		15,05
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів			
	- паркет: $\delta=0,017\text{м}; \gamma=6\text{кН/м}^3; 0,017*6=0,102$	0,102	1,1	0,11
	- клеюча мастика: $\delta=0,002\text{м}; \gamma=6\text{кН/м}^3; 0,002*6=0,012$	0,012	1,3	0,02
	- фанера: $\delta=0,014\text{м}; \gamma=8\text{кН/м}^3; 0,014*8=0,112$	0,112	1,1	0,12
	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м}; \gamma=22\text{кН/м}^3; 0,03*22=0,66$	0,660	1,3	0,86
	- круглопустотна плита	3,000	1,1	3,30
	Σ	3,89		4,41
	* A_8*3	32,70		37,10
3	Вага перегородок: $2\text{кН/м}^2; 2*2,81*3=16,83$	16,83	1,1	18,51
4	Вага цегляної кладки між відмітками 10,5 та 9,9: $0,25*(10,5-9,9)*1*18=2,70$	2,70	1,1	2,97
5	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3: $(0,51*(9,9+0,3)*31,15*18+0,51*(2*1,5*15+1*1,5*7+1,5*2,4*2)*18)/31,15=75,16$	75,16	1,1	82,67
6	Вага віконних та дверних блоків: $(0,5*15+0,3*7+0,5*2)/31,15=0,34$	0,34	1,1	0,37
7	Вага цокольної частини: $0,5*(0,6-0,3)*1*24=3,60$	3,60	1,1	3,96
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368; C=\mu*C_s*C_{alt}=1*1*1=1; 0,368*2,81*0,95=0,98$	0,98		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{im}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505; C=\mu*C_s*C_{alt}=1*1*1=1; 1,505*2,81*0,9=3,80$			3,80
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю групою граничних станів: $0,85*2,81*3*0,95=6,80$	6,80		
	- за I-ю групою граничних станів: $2,0*2,81*3*0,9=15,15$		1,2	18,18
Всього на 1м/п фундаменту по осі "8"		152,0		182,6
Фундамент по осі "7"				

Вантажна площа $(6,0-2,0-0,19)/2+(6,6-0,2-0,19)/2*1=5,91\text{м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття	4,59		5,37
		*A ₇ 27,14		31,72
2	Вага 3-х міжповерхових перекриттів	3,89		4,41
		*A ₇ *3 68,90		78,17
3	Вага перегородок: $2\text{кН/м}^2; 2*5,91*3=35,46$	35,46	1,1	39,01
4	Вага цегляної кладки між відмітками 9,9 та -0,3: $(0,38*(9,9+0,3)*36*18-2,1*0,9*0,38*3*3*18)/36=66,54$	66,54	1,1	73,19
5	Вага дверних блоків: $0,5*9/36=0,13$	0,13	1,1	0,14
6	Вага цокольної частини: $0,4*(0,6-0,3)*1*24=2,88$	2,88	1,1	3,17
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*5,91*0,95=2,07$	2,07		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_m=\gamma_{im}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*5,91*0,9=8,00$			8,00
2	На міжповерхові перекриття для розрахунку:			
	- за II-ю групою граничних станів: $0,85*5,91*3*0,95=14,32$	14,32		
	- за I-ю групою граничних станів: $2,0*5,91*3*0,9=31,9$		1,2	38,30
	Всього на 1м/п фундаменту по осі "7"	217,4		271,7
Фундамент в осях "А" та "3"				
Вантажна площа $6*9=54\text{м}^2$				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття			
	- три шари руберойду на бітумній мастиці: $\delta=0,004+0,002)*3=0,018\text{м}$; $\gamma=6\text{кН/м}^3$; $0,018*6=0,108$	0,108	1,3	0,140
	- цементно-піщана стяжка: $\delta=0,03\text{м}$; $\gamma=22\text{кН/м}^3$; $0,03*22=0,66$	0,660	1,3	0,858
	- шар руберойду насухо: $\delta=0,004$; $\gamma=6\text{кН/м}^3$; $0,004*6=0,024$	0,024	1,2	0,029
	- ребриста плита: $1,75\text{кН/м}^2$	1,750	1,1	1,925
		Σ 2,54		2,95
	*A _{A,3} 137,27		159,42	
2	Вага балки покриття: $108/2=54,00$	54,00	1,1	59,40
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
4	Вага цегляної кладки між відмітками 7,2 та 6,6: $0,25*0,6*6*18=16,20$	16,20	1,1	17,82
5	Вага цегляної кладки між відмітками 6,6 та 0,0: $0,38*6,6*6*18-(5*2+5*1)*0,38*18=168,26$	168,26	1,1	185,09
6	Вага віконних блоків: $1+0,5=1,5$	1,5	1,1	1,65
7	Вага фундаментної балки	14,00	1,1	15,40
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $0,368*54=19,87$	19,87		
	-за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{ie}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{alt}=1*1*1=1$; $1,505*54=81,26$			81,26

	Всього на фундамент на осях "А" та "3"	446,1		558,5
	Qп, кН	62,5		71,9
	Мп, кН*м	32,1		36,9
Фундамент в осях "Г" та "3"				
Вантажна площа 6*18=108м ²				
Постійні навантаження				
1	Вага покриття	2,54		2,95
	Σ			
	*АГ-3	274,54		318,84
2	Вага балки покриття	108,00	1,1	118,80
3	Вага колони	35,00	1,1	38,50
Змінні навантаження				
1	Снігове для розрахунків:			
	- за II-ю групою граничних станів: $S_p=(0,4S_0-\bar{S})C=(0,4*1,32-0,16)*1=0,368$; $C=\mu*C_e*C_{all}=1*1*1=1$; $0,368*108=69,85$	39,74		
	- за I-ю групою граничних станів: $S_e=\gamma_{ie}*S_0*C=1,14*1,32*1,0=1,505$; $C=\mu*C_e*C_{all}=1*1*1=1$; $1,505*108=162,52$			162,52
	Всього на фундамент на осях "Г" та "3"	457,3		638,7







ВИМІР ДАН Конструктивна схема: в осях 1-6 - повний загосібсений каркас. Вага конструкцій колона (0,4x0,6м) - 35кН, загосібсена двосхила балка 108кН, ребриста апліка покриття - 175кН/м², фундамент на балка - 14кН/Стіни - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 380мм Покрівля т три шари руберойду (?=0,004, ?=6кН/м²) на бітумній мастиці (?=0,002, ?=6кН/м²), цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН/м², шар руберойду насую ?=4, ?=6кН/м² в осях 7-9 - будівля з поздовжніми несучими стінами Стіни зовнішні - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 510мм внутрішні - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 380мм Перегородки - кладка з суцільної глиняної цегли на цементно-піщаному розчині т товщиною 120мм Покрівля т три шари руберойду (?=0,004, ?=6кН/м²) на бітумній мастиці (?=0,002, ?=6кН/м²), цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН/м², керамзит ?=100, ?=8кН/м², шар руберойду насую ?=4, ?=6кН/м² Підлога паркет ?=17, ?=6кН/м², клязова мастица ?=2, ?=6кН/м², фанера ?=4, ?=8кН/м², цементно-піщана стяжка ?=30, ?=22кН/м². Вага перегородок зведен др 1м² - 2кН/м².

Фундамент – підземна частина споруди, яка сприймає навантаження від несучих конструкцій і передає їх на основу, складену природними ґрунтами (природну) чи штучними ґрунтами (штучну).

фундамент глибокого закладення – фундамент, який прорізає шари низької міцності чи сильно стисливі і спирається на ґрунти основи, які забезпечують вимоги до несучої здатності і деформативності фундаменту і споруди в цілому.

фундамент заглиблений – фундамент споруди з більш ніж одним підземним поверхом і навантаження від якого передаються на основу через підшову і бічну поверхню.

фундамент неглибокого закладення – фундамент споруди заглиблений не більш ніж на один поверх, навантаження від якого передаються на основу через підшову.

Основною вимогою при проектуванні основ фундаментів неглибокого закладення, тобто при визначенні розмірів підшови фундаментів, є обмеження нерівномірних осідань надземних конструкцій. Нерівномірні осідання можуть бути причиною руйнування несучих конструкцій більшості споруд. Крім того, деформації споруд інколи є недопустимими з технологічних причин та через порушення архітектурного вигляду будівлі. В зв'язку з цим розрахунок основ фундаментів неглибокого закладення в першу чергу ведеться за II-ю групою граничних станів, тобто за деформаціями. Інколи може відбутися повна втрата несучої здатності ґрунту під фундаментами. В таких випадках основи фундаментів неглибокого закладення додатково розраховуються за I-ю групою граничних станів, тобто за несучою здатністю.

Як правило, несуча здатність палових фундаментів вичерпується при незначних деформаціях. Тому розрахунок таких фундаментів за несучою здатністю є основним, а за деформаціями - перевірочним.

В цих методичних вказівках розглядаються питання, які стосуються проектування фундаментів неглибокого закладення та палових фундаментів.

2. ФУНДАМЕНТИ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

Фундаменти неглибокого закладення та їх основи проектують у такій послідовності:

1. Вивчають конструктивну схему будівлі і визначають навантаження на фундаменти.
2. Аналізують ґрунтові умови будівельного майданчика.
3. Вибирають тип фундаменту (стрічковий, стовпчастий, плитний).

4. Задаються глибиною закладення фундаменту.
5. Визначають розміри підшови фундаменту.
6. За необхідністю, намічають заходи по ущільненню або закріпленню слабких чи структурно-нестійких ґрунтів, чи їх заміні надійними ґрунтами.
7. За необхідністю, виконують розрахунки основ за несучою здатністю.
9. Визначають сумісні деформації основ і фундаментів.
8. Проектують і розраховують фундамент як конструкцію.

2.1. Визначення глибини закладення фундаментів

Глибина закладення фундаменту d (рис. 4) - це відстань по вертикалі від його підшови (лінія FL) до рівня планування поверхні ґрунту (лінія DL). Глибина закладення приймається з урахуванням таких основних факторів: 1) призначення та конструктивних особливостей будівлі (наявність підземних поверхів і комунікацій, підвалу тощо); 2) інженерно-геологічних умов будівельної

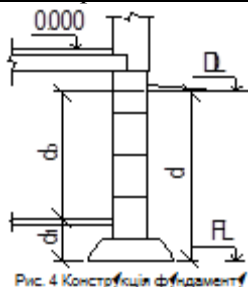


Рис. 4 Конструкція фундаменту

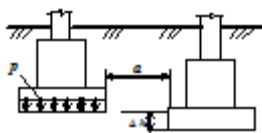


Рис. 5. Схема до визначення Δh .

ділянки (інколи буває більш доцільним прорізати фундаментами непридатні ґрунти і передавати навантаження на підстилаючі надійні основи – заглиблення фундаменту в несучий шар рекомендується приймати не менше 0,3м);

3) гідрогеологічних умов будмайданчика (при високому рівні ґрунтових вод необхідно влаштувати гідроізоляцію підвальних приміщень, відмовлятися від них, або виконувати підсипку території для запобігання будівництва під водою);

4) існуючого та проектного рельєфу території, яка забудовується (при плануванні ґрунту підсипкою фундаменти найчастіше опирають на природні основи);

5) глибини закладення фундаментів суміжних об'єктів та прокладання інженерних комунікацій (фундаменти споруди або її відсіку повинні закладатись на одному рівні. За необхідності закладення сусідніх фундаментів на різних позначках їх допустиму різницю Δh (рис. 5) визначають виходячи з умови

$$\Delta h \leq a(\operatorname{tg}\varphi_1 + c_1 / p_1), \quad (6)$$

де a - відстань між внутрішніми гранями фундаментів; φ_1 і c_1 - розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту; p - середній тиск під підшовою вищорозміщеного фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основи за несучою здатністю).

б) глибини сезонного промерзання ґрунтів (глибину закладення фундаментів визначають за табл. 7 залежно від виду ґрунтів та глибини розташування підземних вод).

Глибина закладення фундаментів залежно від рівня підземних вод d_w

Таблиця 7. (табл. Г.2 ДБН В.2.1-10-2009)

Ґрунти під подошвою фундаменту	Глибина закладення фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w , м, при	
	$d_w \leq d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравіюваті, крупні і середньої крупності	Не залежить від d_f	Не залежить від d_f
Піски дрібні і пилуваті	Не менше d_f	Те саме
Супіски з показником текучості $I_L < 0$	Те саме	»
Те саме, при $I_L \geq 0$	»	Не менше d_f
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача $I_L \geq 0,25$	»	Те саме
Те саме, при $I_L < 0,25$	»	Не менше $0,5 d_f$

У випадках, коли глибина закладення фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .

Розрахункова глибина промерзання ґрунту визначається за формулою

$d_f = k_h \cdot d_{fn}$, (7) де k_h - коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, приймають: для зовнішніх фундаментів опалюваних будівель - за таблицею 8; для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних будівель, а також при зведенні будівлі в зимовий період з негативними температурами - $k_h = 1,1$. (коефіцієнт k_h слід приймати рівним $1,1$ для всіх типів будівель - цим враховується ймовірність припинення будівництва на зимовий період).

Коефіцієнт k_h

Таблиця 8. (табл. Г.1 ДБН В.2.1-10-2009)

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °C				
	0	5	10	15	20 і більше
Без підвалу з підлогами, що влаштовують:					
<i>по ґрунту</i>	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
<i>на лагах по ґрунту</i>	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
<i>по утепленому цокольному перекриттю</i>	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

1. Наведені в таблиці 2 значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більше ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією. 2. До приміщень, що примикають до зовнішніх фундаментів, відносяться підвали і технічні підпілля, а за їх відсутності - приміщення першого поверху. 3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймають з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в таблиці.

d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, яка визначається за формулою

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \text{ де} \quad (8)$$

M_t - безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних негативних температур за зиму в даному районі (визначають згідно зі ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010– див. табл. 9, а за відсутності даних для конкретного району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва);

Абсолютне значення середньомісячних від'ємних температур за зиму по місяцях

Таблиця 9. (витяг з табл.1 ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010)

Область, місто	зимові місяці			Область, місто	зимові місяці			Область, місто	зимові місяці		
	ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ		ХІІ	І	ІІ
Вінницька область	-3,4	-6	-5,3	Київська область	-3,5	-5,9	-5,2	Рівненська область	-2,6	-5,4	-4,4
Вінниця	-3,4	-6	-5,3	Київ	-3,5	-5,9	-5,2	Рівне	-2,6	-5,4	-4,4
Волинська область	-2,1	-4,9	-3,9	Кіровоградська область	-3,3	-5,6	-5,1	Сумська область	-5,4	-7,9	-7,6
Луцьк	-2,1	-4,9	-3,9	Кіровоград	-3,3	-5,6	-5,1	Суми	-5,4	-7,9	-7,6
Луганська область	-3,8	-6,6	-6,0	АР Крим	+1,5	-1,0	-0,7	Тернопільська область	-2,8	-5,4	-4,4
Луганськ	-3,8	-6,6	-6,0	Джанкой	+0,9	-1,8	-1,3	Тернопіль	-2,8	-5,4	-4,4
Дніпропетровська область	-3,1	-5,4	-4,8	Євпаторія	+2,3	-0,1	-0,1	Харківська область	-4,8	-7,3	-6,9
Дніпропетровськ	-3,1	-5,4	-4,8	Сімферополь	+1,5	-1,0	-0,7	Харків	-4,8	-7,3	-6,9
Донецька область	-4,2	-6,6	-6,2	Феодосія	+3,2	+0,6	+0,5	Херсонська область	-0,8	-3,2	-2,6
Донецьк	-4,2	-6,6	-6,2	Ялта	+6,1	+4,0	+3,8	Херсон	-0,8	-3,2	-2,6
Житомирська область	-3,2	-5,7	-4,9	Львівська область	-2,6	-5,0	-4,2	Хмельницька область	-3,0	-5,6	-4,6
Житомир	-3,2	-5,7	-4,9	Львів	-2,6	-5,0	-4,2	Хмельницький	-3,0	-5,6	-4,6
Закарпатська область	+0,1	-3,1	-0,7	Миколаївська область	-1,2	-3,5	-2,8	Черкаська область	-3,5	-5,8	-5,6
Ужгород	+0,1	-3,1	-0,7	Миколаїв	-1,2	-3,5	-2,8	Черкаси	-3,5	-5,8	-5,6
Запорізька область	-2,3	-4,9	-4,2	Одеська область	+0,2	-2,5	-2,0	Чернігівська область	-4,2	-6,7	-6,2
Бердянськ	-1,2	-3,8	-3,5	Любешівка	-2,6	-5,0	-4,2	Чернігів	-4,2	-6,7	-6,2
Запоріжжя	-2,3	-4,9	-4,2	Одеса	+0,2	-2,5	-2,0	Чернівецька область	-2,4	-5,0	-3,5
Івано-Франківська область	-2,4	-5,1	-3,7	Полтавська область	-4,5	-6,9	-6,4	Чернівці	-2,4	-5,0	-3,5
Івано-Франківськ	-2,4	-5,1	-3,7	Полтава	-4,5	-6,9	-6,4				

d_0 - величина, що дорівнює, м, для: суглинків і глин – **0,23**; супісків, пісків пилюватих та дрібних – **0,28**; пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності – **0,30**; великоуламкових ґрунтів –

0,34. Значення d_0 для ґрунтів неоднорідного складу визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Приклад 2. Визначити глибину закладення стрічкових фундаментів по осі 8 та стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, А і 5 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу в МВ 03-03-84М в інженерно-геологічних умовах варіанту “ХУ” (див. приклад МВ 03-03-031).

Стрічковий фундамент по осі 8. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі.

Глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання ґрунтів. Розрахункову глибину промерзання ґрунту визначаємо за формулою $d_f = k_h \cdot d_{fn}$, де $k_h = 1,1$ - враховуємо ймовірність припинення будівництва на зимовий період; d_{fn} - нормативна глибина промерзання ґрунту, яку визначаємо за формулою (8) $d_{fn} = d_0 M_t$, де $d_0 = 0,28$ м – прийнято як для супісків.

Згідно з *табл. 3 МВ* для м. Рівне сума абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур за зиму становить: $M_t = 2,6 + 5,4 + 4,4 = 12,4$. Отже $d_{fn} = d_0 M_t = 0,28 \cdot 12,4 = 0,99$ м.

Розрахункова глибина промерзання ґрунту становитиме $d_f = 1,1 \cdot 0,99 = 1,09$ м.

Враховуємо прокладання водогону і каналізації, які проходять крізь стіни підвалу і нижче розрахункової глибини промерзання ґрунту. Таким чином, глибина закладення фундаменту, виходячи з *глибини сезонного промерзання ґрунтів* становитиме

$$d = 1,09 + 0,3 = 1,39 \approx 1,4 \text{ м.}$$

Глибина закладення фундаменту, виходячи з *конструктивних особливостей будівлі* становить $d = 2,4$ м (див. *рис. 6*).

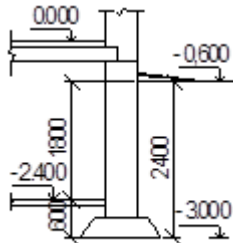


Рис. 6: Конструкція фундаменту по осі 8

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги *табл. 1 МВ*, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту по осі 8 приймаємо рівною $d = 2,4$ м.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі і фундаменту.

Глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання становить $d = 1,4\text{ м}$ (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Глибина закладення фундаменту, виходячи з конструктивних особливостей фундаменту становить $d = 1,5\text{ м}$ (див. рис. 4).

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 1 МВ, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей А і 3 приймаємо рівною $d = 1,5\text{ м}$.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 5. В нашому випадку глибина закладення фундаменту, може залежати від глибини сезонного промерзання ґрунтів та конструктивних особливостей будівлі і фундаменту.

Глибина закладення фундаменту, виходячи з глибини сезонного промерзання становить $d = 1,4\text{ м}$ (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Глибина закладення фундаменту, виходячи з конструктивних особливостей фундаменту становить $d = 1,5\text{ м}$ (див. рис. 6), але враховуючи те, що відмітка підшви фундаментів по осі 5 буде рівна відмітці підшви стрічкового фундаменту по осі 8, то відмітку підшви фундаменту на перетині осей А і 5 приймаємо на цьому ж рівні, тобто на відмітці -3.000 . Отже глибина закладення

фундаменту з урахуванням цього становить $d = 2,85\text{ м}$ (див. рис. 7).

Аналізуючи інженерно-геологічні і гідрогеологічні умови будмайданчика та враховуючи вимоги табл. 1 МВ, в подальші розрахунки приймаємо більше з отриманих значень. Отже, глибину закладення фундаменту на перетині осей А і 5 приймаємо рівною $d = 2,85\text{ м}$.

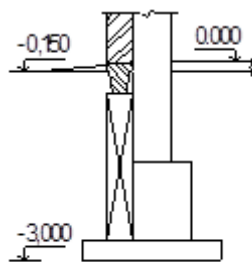


Рис 7. Конструкція фундаменту на перетині осей А і 5.

2.2. Визначення розмірів підшови фундаментів

При проектуванні фундаментів слід дотримуються таких основних принципів: конструкція в першу чергу повинна бути надійна; конструкція повинна бути економічна. Стосовно основ фундаментів перший принцип досягається при виконанні умови $p \leq R$, другий - при виконанні $p \rightarrow R$, де p - середній тиск під підшовою фундаменту, R - розрахунковий опір ґрунту, який визначається за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}], \text{ де} \quad (9)$$

γ_{c1} , γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи, які приймаються за *табл. 4*; k - коефіцієнт, який приймається рівним $k=1$, якщо міцнісні характеристики ґрунту (φ, c) визначались безпосереднім випробуванням і $k=1,1$ - якщо вони прийняті з таблиць додатку **B** ДБН В.2.1-10:2009; k_z - коефіцієнт, що приймають: при $b < 10\text{м}$ - $k_z=1$, при $b \geq 10\text{м}$ - $k_z=8/b+0,2$; b - ширина підшови фундаменту, м ; M_{γ} , M_q , M_c , - коефіцієнти, які визначаються з *табл. 5*; γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче підшови фундаменту, кН/м^3 (за наявності підземних вод визначають з урахуванням зважувальної дії води); γ'_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підшови фундаменту, кН/м^3 ; c_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, що залягає безпосередньо під підшовою фундаменту, кПа ; d_b - глибина підвалу, \mathcal{M} (відстань від рівня планування землі до підлоги підвалу, для споруд з підвалом глибиною понад 2м приймають $d_b=2\text{м}$); d_1 - глибина закладення фундаментів безпідвальних споруд, зведена глибина закладення зовнішніх і внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу, яка визначається за формулою

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (10)$$

де h_s - товщина шару ґрунту вище підшови фундаменту з боку підвалу, м ; h_{cf} - товщина конструкції підлоги підвалу; γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги підвалу кН/м^3 .

Забезпечити виконання умови $p \leq R$ можна таким чином.

Задаються розмірами підшови фундаменту, визначають p , R , і порівнюють ці величини. Якщо $p > R$, то збільшують розміри підшови, а якщо p значно менше R , то зменшують ці розміри і повторюють визначення p , R і їх порівняння. Таким чином, за декілька обчислень можна визначити необхідні розміри підшови.

На практиці використовують дещо інший підхід. Задаються наближеним табличним значенням розрахункового опору ґрунту R_0 (значення R_0 , наведені в табл. 6-9 при $b=1m$ і $d=2m$). Потім визначають площу підшови фундаменту A і задаються її розмірами в плані. Для центрально завантажених фундаментів приймають квадратну підшову, а для позацентрово завантажених – прямокутну, розвинуту у напрямку дії згинального моменту чи поперечної сили.

Значення коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2}

Таблиця 10. (табл. Е.7 ДБН В.2.1-10-2009)

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд із жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H	
		4 і більше	1,5 і менше
		Великоуламкові з піщаним заповнювачем і піщані, крім дрібних і пилуватих	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилуваті			
<i>малою і середнього ступеня водонасичення</i>	1,25	1,0	1,2
<i>насичені водою</i>	1,1	1,0	1,2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача:			
<i>$I_L \leq 0,25$</i>	1,25	1,0	1,1
<i>Те саме при $0,25 < I_L \leq 0,50$</i>	1,2	1,0	1,1
<i>Те саме при $I_L > 0,50$</i>	1,1	1,0	1,1

1. До споруд із жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані до сприйняття зусиль від деформацій основ (*водонапірні бапти, димові труби, тощо*). 2. Для будинків із гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймають за одиницю. 3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} приймається за інтерполяцією.

Значення коефіцієнтів M_γ , M_q , M_c

Таблиця 11. (табл. Е.8 ДБН В.2.1-10-2009)

Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ_{II} , град	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1,00	3,14	16	0,36	2,43	4,99	31	1,24	5,95	8,24
1	0,01	1,06	3,23	17	0,39	2,57	5,15	32	1,34	6,34	8,55
2	0,03	1,12	3,32	18	0,43	2,73	5,31	33	1,44	6,76	8,88
3	0,04	1,18	3,41	19	0,47	2,89	5,48	34	1,55	7,22	9,22

4	0,06	1,25	3,51	20	0,51	3,06	5,66	35	1,68	7,71	9,58
5	0,08	1,32	3,61	21	0,56	3,24	5,84	36	1,81	8,24	9,97
6	0,10	1,39	3,71	22	0,61	3,44	6,04	37	1,95	8,81	10,37
7	0,12	1,47	3,82	23	0,69	3,65	6,24	38	2,11	9,44	10,80
8	0,14	1,55	3,93	24	0,72	3,87	6,47	39	2,28	10,11	11,25
9	0,16	1,64	4,05	25	0,78	4,11	6,67	40	2,46	10,85	11,73
10	0,18	1,73	4,17	26	0,84	4,37	6,90	41	2,66	11,64	12,24
11	0,21	1,83	4,29	27	0,91	4,64	7,14	42	2,88	12,51	12,79
12	0,23	1,94	4,42	28	0,98	4,93	7,40	43	3,12	13,46	13,37
13	0,26	2,05	4,55	29	1,06	5,25	7,67	44	3,38	14,50	13,98
14	0,29	2,17	4,69	30	1,15	5,59	7,95	45	3,66	15,64	14,64
15	0,32	2,30	4,84								

Попередня ширина стрічкових фундаментів визначається за формулою

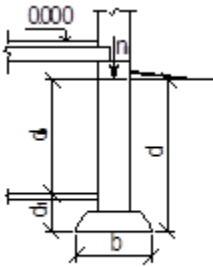


Рис. 8. Розрахункова схема стрічкового фундаменту.

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d}, \quad (11)$$

де n_{II} - навантаження на $1m$ довжини фундаменту.

Попередня площа підшви стовпчастих фундаментів визначається за формулою

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} \quad (12)$$

Після визначення (в першому наближенні) розмірів підшви фундаменту перевіряють виконання умов:

для стрічкового фундаменту (рис. 8)

$$p = \frac{n_{II}}{b} + \bar{\gamma}d \leq R \quad (13)$$

для центрально завантаженого фундаменту (рис. 9)

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d \leq R \quad (14)$$

для позакентровано завантаженого в одному напрямку (рис. 10)

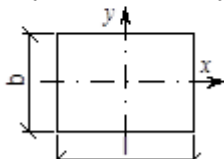
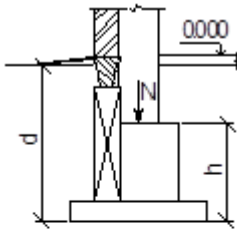


Рис. 9. Розрахункова схема центрально завантаженого фундаменту.

$$\left. \begin{aligned} p &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d \leq R \\ p_{\max} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} \leq 1,2R \\ p_{\min} &= \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} \geq 0 \end{aligned} \right\}, \text{ де } (15)$$

($\bar{\gamma}$ - усереднена вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах

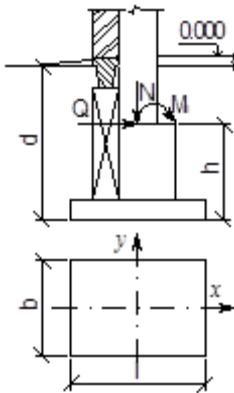


Рис.10 Розрахункова схема позациентрово завантаженого в одній площині фундаменту.

$\bar{\gamma} \approx 20 \text{ кН/м}^3$; M_{II} , Q_{II} - момент і горизонтальна сила на рівні обрізу фундаменту відносно (y напрямку) відповідної осі; h - відстань від підосви фундаменту до його обрізу; W - момент опору підосви фундаменту відносно осі, у напрямку якої діють позациентрові сили.

Якщо: в основі фундаменту залягає ґрунт з розрахунковим опором $R \leq 150 \text{ кПа}$; проектується будівля з мостовими кранами вантажопідйомністю $\geq 75 \text{ т}$; проектується відкрита кранова естакада при кранах вантажопідйомністю $\geq 15 \text{ т}$; проектується споруда баштового типу (димова труба, силос), то не допускається відрив підосви фундаменту від

ґрунту основи і епора тиску повинна бути трапецієподібна із співвідношенням $p_{\min} / p_{\max} \geq 0,25$.

В інших випадках проектування будівель з мостовими кранами також не допускається відрив підосви фундаменту від ґрунту основи, але епора тиску може бути трикутною.

При проектуванні будівель без мостових кранів допускається навіть неповне торкання підосви фундаменту до ґрунту основи, якщо

$$e = \frac{M_{II} + Q_{II}h}{N_{II} + Ad\bar{\gamma}} \leq \frac{1}{4}. \quad (16)$$

Найбільший крайовий тиск в цьому випадку визначають за формулою

$$p_{\max} = \frac{2N_{II}}{3b(l/2 - e)} \quad (17)$$

При невиконанні умов (9)÷(11) збільшують розміри підосви фундаменту і повторюють необхідні обчислення. Якщо $p \ll R$, то зменшують розміри підосви фундаменту. Фундамент вважається надійно і економічно запроектованим, якщо $p \rightarrow R$ і виконуються умови (9)÷(11).

Приклад 3. *Визначити розміри підосви стрічкових фундаментів по осі 8 та стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, Г і 3 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу в МВ 053-93 в інженерно-геологічних умовах варіанту "ХУ" (див. приклад МВ 053-71н).*

**Розрахунковий опір R_0
великоуламкових ґрунтів**

Таблиця 12. (табл. Е.1 ДБН В.2.1-10-2009) [4]

Великоуламкові ґрунти	Значення R_0 , кПа
Галькові (шебеністі) з заповнювачем: <i>піщаним</i>	600
<i>пильвато-глинистим з показником текучості:</i> $I_L \leq 0,5$	450
$0,5 < I_L \leq 0,75$	400
Гравійні (<u>жорсткі</u> яні) з заповнювачем: <i>піщаним</i>	500
<i>пильвато-глинистим з показником текучості:</i> $I_L \leq 0,5$	400
$0,5 < I_L \leq 0,75$	350

**Розрахунковий опір R_0
пісків**

Таблиця 14. (табл. Е.2 ДБН В.2.1-10-2009)

Піски	Значення R_0 , кПа, у залежності від щільності пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
<i>малого ступеню водонасичення</i>	400	300
<i>середнього ступеню водонасичення і насичені водою</i>	300	200
Пилуваті:		
<i>малого ступеню водонасичення</i>	300	250
<i>середнього ступеню водонасичення</i>	200	150
<i>насичені водою</i>	150	100

Розрахунковий опір R_0 глинистих (непросідаючих) ґрунтів

Таблиця 13. (табл. Е.3 ДБН В.2.1-10-2009)

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

Розрахунковий опір R_0 глинистих (просідаючих) ґрунтів

Таблиця 15. (табл. Е.4 ДБН В.2.1-10-2009)

ґрунти	Значення R_0 , кПа, ґрунтів			
	природного складу із щільністю в сухому стані ρ_d , т/м ³		ущільнених із щільністю в сухому стані ρ_d , 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		

Над ризикою наведені значення R_0 , що відносяться до незамочених просідаючих ґрунтів з коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,5$; під ризикою - значення R_0 , що відносяться до таких же ґрунтів з $S_r \geq 0,8$, а також до замочених просідаючих ґрунтів. Для проміжних значень S_r (від 0,5 до 0,8) R_0 визначають інтерполяцією.

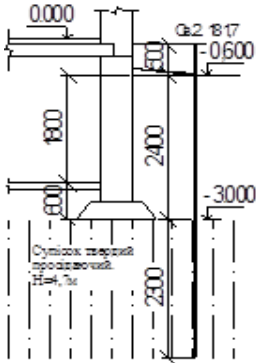


Рис. 11. Вертикальна прив'язка фундаменту по осі 8.

абсолютна відмітка Св. 2 в інженерно-геологічних умовах варіанту "ХУ"; 0,5 – товщина ґрунтово-рослинного шару; 0,6 – відносна відмітка розпланування землі біля фундаменту по осі 8).

Основою підшови фундаменту буде слугувати ПГЕ – 2 – супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. п. 3).

Визначаємо попередню ширину фундаменту за формулою прийнявши $R_0 = 280 \text{ кПа}$ (див. табл. 9)

$$b = \frac{n_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{152,0}{280 - 20 \cdot 2,4} = 0,66 \text{ м.}$$

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою. Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c1} = 1,0$ (за табл. 4); $k = 1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z = 1$ ($b = 0,66 < 10 \text{ м}$).

Оскільки обчислена ширина підшови фундаменту $b = 0,66 < 10 \text{ м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (φ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшови фундаменту, визначаємо в межах глибини $z = b/2 = 0,66/2 = 0,33 \text{ м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\varphi_{II} = 25^\circ$, $c_{II} = 8 \text{ кПа}$, $\gamma_{II} = 19,5 \text{ кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. п. 3).

$M_\gamma = 0,78$, $M_q = 4,11$, $M_c = 6,67$ (з табл. 5 при $\varphi_{II} = 25^\circ$); $\gamma'_{II} = 17,2 \text{ кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки); $d_b = 1,8 \text{ м}$. Отже,

Стрічковий фундамент по осі 8. Глибину закладення фундаменту $d = 2,4 \text{ м}$ – прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_{II} = 152,0 \text{ кН/м}$ – прийнято з табл. 6.

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 11). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 ($181,7 - 0,5 + 0,6 = 181,8$, де 181,7-

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} [M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} \times \\ \times [0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,66 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 0,6 \cdot 17,2 + (4,11 - 1) 1,8 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 252,6 \text{ кПа}$$

Перераховуємо ширину стрічкового фундаменту при $R_0 = 252,6 \text{ кПа}$

$$b = \frac{152,0}{252,6 - 20 \cdot 2,4} = 0,74 \text{ м.}$$

Приймаємо більшу по ширині типову фундаменту плиту шириною $b = 0,8 \text{ м}$ за ГОСТ 13580-85. Перевіряємо виконання умови

$$p = \frac{n_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{152,0}{0,8 \cdot 1,0} + 20 \cdot 2,4 = 238,0 \text{ кПа} < R = 255,3 \text{ кПа.}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 0,6 \cdot 17,2 + (4,11 - 1) 1,8 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = \\ = 255,3 \text{ кПа}$$

Умова виконується. Остаточню приймаємо фундаменту

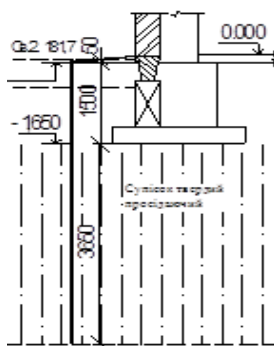


Рис.12. Вертикальна прирізка фундаменту на перетині осей А і 3.

плиту шириною $b = 0,8 \text{ м}$ за ДСТУ Б В.2.6-109:2010.

Стовпчастий фундамент на перетині осей А і 3. Глибину закладення фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$ - прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_{II} = 446,1 \text{ кН}$; $Q_{II} = 62,5 \text{ кН}$; $M_{II} = 32,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ - прийнято з табл. 6.

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 12). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Основною підшви фундаменту буде слугувати ПГЕ – 2 - супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. п. 3).

Визначаємо в першому наближенні площу підшви стовпчастого фундаменту за формулою (8) прийнявши $R_0=280\text{кПа}$ (див. табл. 9)

$$A = \frac{N_{II}}{R_0 - \bar{\gamma}d} = \frac{446,1}{280 - 20 \cdot 1,5} = 1,78\text{м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,5 \times 1,5\text{м}$, $A = 2,25\text{м}^2$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою (4). Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{c1} = 1,25$, $\gamma_{c1} = 1,0$ (за табл. 4); $k = 1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z = 1$ ($b = 1,5 < 10\text{м}$).

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту $b = 1,5 < 10\text{м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (φ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини $z = b/2 = 1,5/2 = 0,75\text{м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\varphi_{II} = 25^\circ$, $c_{II} = 8\text{кПа}$, $\gamma_{II} = 19,5\text{кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. п.3).

$M_\gamma = 0,78$, $M_q = 4,11$, $M_c = 6,67$ (з табл. 5 при $\varphi_{II} = 25^\circ$); $\gamma'_{II} = 17,2\text{кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки); Отже,

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 227,8\text{кПа}.$$

Перевіряємо виконання першої умови виразу

$$p = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d = \frac{446,1}{2,25} + 20 \cdot 1,5 = 228,3\text{кПа} > R = 227,8\text{кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 1,8\text{м}$, $A = 3,24\text{м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{446,1}{3,24} + 20 \cdot 1,5 = 167,7\text{кПа} < R = 233,5\text{кПа}, \text{ де}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 233,5\text{кПа}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання другої умови

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{461,2}{3,24} + 20 \cdot 1,5 + \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 1,8^2)/6} = 297,2 \text{ кПа} > 1,2R = 1,2 \cdot 233,5 = 280,2 \text{ кПа}$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшови фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшови $b \times l = 1,8 \times 2,1 \text{ м}$, $A = 3,78 \text{ м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p_{\max} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d + \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{461,2}{3,78} + 20 \cdot 1,5 + \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 2,1^2)/6} = 243,1 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 233,5 = 280,2 \text{ кПа}$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання третьої умови

$$p_{\min} = \frac{N_{II}}{A} + \bar{\gamma}d - \frac{M_{II} + Q_{II}h}{W} = \frac{461,2}{3,78} + 20 \cdot 1,5 - \frac{32,1 + 62,5 \cdot 1,5}{(1,8 \cdot 2,1^2)/6} = 52,9 \text{ кПа} > 0$$

Умова виконується. Остаточо приймаємо типовий фундамент з розмірами підшови в плані $b \times l = 1,8 \times 2,1 \text{ м}$, висотою $h = 1,5 \text{ м}$, марка фундаменту ФА4-1.

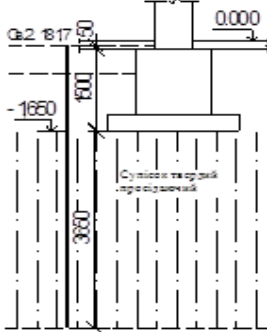


Рис. 13. Вертикальна прив'язка фундаменту на перетині осей Г і З.

Стовпчастий фундамент на перетині осей Г і З. Глибину закладення фундаменту $d = 1,5 \text{ м}$ - прийнято з прикладу 1. Навантаження на рівні планувальної відмітки $N_{II} = 457,3 \text{ кН}$ - прийнято з табл. 6.

Викреслюємо конструкцію фундаменту, прив'язавши його до інженерно-геологічних умов (див. рис. 12). За умовну позначку 0.000 приймаємо рівень чистої підлоги першого поверху будівлі, що відповідає абсолютній відмітці 181,8 (див. розрахунок для фундаменту по осі 8).

Основою підшови фундаменту буде слугувати ПГЕ – 2 - супісок твердий. Оскільки в основі залягають просідаючі ґрунти, то перед влаштуванням фундаментів необхідно їх поліпшити (спосіб покращення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів див. п. 3).

Визначаємо попередню площу підшви стовпчастого фундаменту за формулою прийнявши $R_0=280\text{кПа}$.

$$A = \frac{457,3}{280 - 20 \cdot 1,5} = 1,82\text{м}^2.$$

Приймаємо найближчий більший по площі типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,5 \times 1,5\text{м}$, $A = 2,25\text{м}^2$.

Уточнюємо розрахунковий опір ґрунту R за формулою. Визначаємо складові, які входять в цю формулу: $\gamma_{cl} = 1,25$, $\gamma_{cl} = 1,0$ (за табл. 4); $k = 1$ (характеристики ґрунту основи визначались безпосереднім випробуванням). $k_z = 1$ ($b = 1,5 < 10\text{м}$).

Оскільки обчислена ширина підшви фундаменту $b = 1,5 < 10\text{м}$, то усереднене значення міцнісних характеристик (φ , c) і питомої ваги γ ґрунту, який залягає нижче підшви фундаменту, визначаємо в межах глибини $z = b/2 = 1,5/2 = 0,75\text{м}$. Для подальших розрахунків приймаємо: $\varphi_{II} = 25^\circ$, $c_{II} = 8\text{кПа}$, $\gamma_{II} = 19,5\text{кН/м}^3$ (прийнято після ущільнення ґрунту див. п.3).

$M_\gamma = 0,78$, $M_\varphi = 4,11$, $M_c = 6,67$ (з табл. 5 при $\varphi_{II} = 25^\circ$); $\gamma'_{II} = 17,2\text{кН/м}^3$ (питома вага ґрунту зворотньої засипки); **Отже**,

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,5 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 227,8\text{кПа}$$

Перевіряємо виконання умови

$$p = \frac{457,3}{2,25} + 20 \cdot 1,5 = 233,2\text{кПа} > R = 227,8\text{кПа}.$$

Умова не виконується. Збільшуємо розміри підшви фундаменту. Приймаємо більший за розмірами типовий фундамент за серією 1.412-1/77 з розмірами підшви $b \times l = 1,8 \times 1,8\text{м}$, $A = 3,24\text{м}^2$ і знову перевіряємо виконання цієї умови

$$p = \frac{457,3}{3,24} + 20 \cdot 1,5 = 171,1\text{кПа} < R = 233,5\text{кПа}, \text{ де}$$

$$R = \frac{1,25 \cdot 1,0}{1,0} [0,78 \cdot 1,0 \cdot 1,8 \cdot 19,5 + 4,11 \cdot 1,5 \cdot 17,2 + 6,67 \cdot 8] = 233,5\text{кПа}.$$

Умова виконується. Остаточо приймаємо типовий фундамент з розмірами підшви в плані $b \times l = 1,8 \times 1,8\text{м}$, висотою

$h=1,5\text{ м}$, марка фундаменту ФА2-1.

2.4. Визначення деформацій фундаментів

Під час проектування основ фундаментів необхідно визначати сумарне осідання основи фундаменту S , середнє осідання будівлі \bar{S} , відносну нерівномірність осідань ΔS_e та нахил фундаментів i .

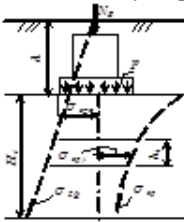


Рис. 14. Розрахункова схема до визначення осідання фундаменту.

В даний час для визначення осідань фундаментів найчастіше використовують метод пошарового підсумовування. Сумарне осідання основи фундаменту визначається за формулою

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} \cdot h_i}{E_i}, \text{ де} \quad (18)$$

β - безрозмірний коефіцієнт, який приймається рівним $\beta=0,8$; n - число шарів, на які розділяється стислива товща ґрунту; h_i - товщина i -го розрахункового шару ґрунту (для спрощення розрахунків варто приймати $h_i=0,4b$, де b - ширина підшови фундаменту); E_i - модуль деформації i -го шару ґрунту; $\sigma_{zp,i}$ - середнє значення додаткових напружень в i -му шарі (визначається як півсума відповідних напружень на верхній та нижній межах шару рис. 14).

Значення додаткових напружень на верхній межі i -го шару визначається за виразом

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0, \text{ де} \quad (19)$$

α - безрозмірний коефіцієнт, який приймається за табл.10; $p_0 = p - \sigma_{zg0}$ - додаткові напруження на рівні підшови фундаменту.

Деформації ґрунту враховують до глибини H_c , на якій виконується умова $\sigma_{zp} \leq 0,2\sigma_{zg}$, а в сильностисливих ґрунтах ($E \leq 5\text{ МПа}$) $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$. Товща ґрунту в межах глибини H_c називається стисливою.

Середнє осідання будівлі \bar{S} визначають за формулою

$$\bar{S} = \frac{\sum S_i A_i}{\sum A_i}, \text{ де} \quad (20)$$

S_i - осідання i -го фундаменту; A_i - площа підшови i -го фундаменту.

Відносну нерівномірність осідань ΔS_e визначають за формулою

$$\Delta S_{\sigma} = \Delta S / L, \text{ де} \quad (21)$$

ΔS - різниця осідань між фундаментами; L - відстань між осями цих фундаментів.

Розрахункові значення S , \bar{S} , ΔS_{σ} , i порівнюють з граничними значеннями цих величин S_u (див табл. 11), тобто

$$S \leq S_u \quad (22)$$

Під величинами S , S_u може розумітись будь-яка з вищевказаних деформацій.

Коефіцієнт α

Таблиця 12. (табл. Д.1 ДБН В.2.1-10-2009)

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

1. У таблиці позначено: b - ширина або діаметр фундаменту, l - довжина фундаменту. 2. Для фундаментів, що мають підшову у формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймають як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. 3. Для проміжних значень ξ і η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Гранично допустимі деформації основи

Таблиця 13. (табл. А.1 ДБН В.2.1-10:2018)

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Середні \bar{s}_u (у дужках максимальні $s_{max,u}$) осідання, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатопверхові будинки з повним каркасом: залізобетонним	0,002	-	(10)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції:	0,003	-	(15)
сталеvim	0,004	-	(15)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	-	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	-	(20)
3. Багатопверхові безкаркасні будинки з несучими стінами з: крупних панелей	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	12
те саме, з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочим будинок і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті:	-	0,003	40
те саме, збірної конструкції:	-	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції:	-	0,004	40
те саме, збірної конструкції:	-	0,004	30
окремо розташований робочий будинок	-	0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у п. 4 і 5	-	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку: стовбури щогл заземлені	-	0,002	20
те саме, електрично ізольовані:	-	0,001	10
вежі радіо;	0,002	-	-
вежі короткохвильових радіостанцій;	0,0025	-	-
вежі (окремні блоки)	0,001	-	-
8. Опори повітряних ліній електропередачі: проміжні прямі	0,003	0,003	-
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, портали відкритих розподільних пристроїв	0,0025	0,0025	-
спеціальні перехідні	0,002	0,002	-
1. Граничні значення відносного прогину будинків, зазначених у поз. 3, приймають 0,5 $(\Delta s/L)_u$, а відносного вигину - 0,25 - $(\Delta s/L)_u$. 2. При визначенні відносної різниці осідань $(\Delta s/L)$ у поз. 8 за L приймають відстань між осями блоків фундаментів у напрямку горизонтальних навантажень, а в опорах з відтяжками - відстань між осями стиснутого фундаменту й анкера. 3. 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 %. 4. Граничні значення підйому основи, складеної набухаючими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25 % і відносну різницю осідань у розмірі 50 % відповідних			

граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відносний вигин - в розмірі 0,25 ($\Delta s/L$). 5. Для споруд, перерахованих у поз. 1-3, з фундаментами у вигляді суцільних плит граничні значення середніх осідань допускається збільшувати в 1,5 рази. 6. На основі узагальнення досвіду проєктування, будівництва й експлуатації окремих видів споруд допускається приймати граничні значення деформацій основи такими, що відрізняються від зазначених у даному додатку.

Приклад 4. *Визначити осідання фундаментів, які запроєктовані в прикладі 2, та визначити відносну нерівномірність осідань ΔS_v стовпчастих фундаментів.*

Розрахунки осідань фундаментів будемо вести методом пошарового підсумовування.

Стрічковий фундамент по осі 8. Визначаємо вихідні дані:

тиск на рівні підшви фундаменту $p=238,0\text{кПа} < R=255,3\text{кПа}$;

додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{z_0} = 238,0 - 17,2 * 2,4 = 196,7\text{кПа};$$

товщина розрахункового шару $h_i = 0,4b = 0,4 * 0,8 = 0,32\text{м}$;

питома вага ґрунту з урахуванням зважуючої дії води (для шарів, які знаходяться нижче рівня ґрунтових вод)

$$\text{для ПГЕ-4 } \gamma_{sw} = \frac{(\rho_s - \rho_w)g}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1,0)9,81}{1 + 0,78} = 10,21\text{кН/м}^3.$$

Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 14).

Стовпчастий фундамент на перетині осей Г і 3. Визначаємо вихідні дані:

тиск на рівні підшви фундаменту $p=171,1\text{кПа} < R=233,5\text{кПа}$;

додаткові напруження в ґрунті на рівні підшви фундаменту

$$p_0 = 171,1 - 17,2 * 1,5 = 145,3\text{кПа};$$

товщина розрахункового шару $h_i = 0,4b = 0,4 * 1,8 = 0,72\text{м}$.

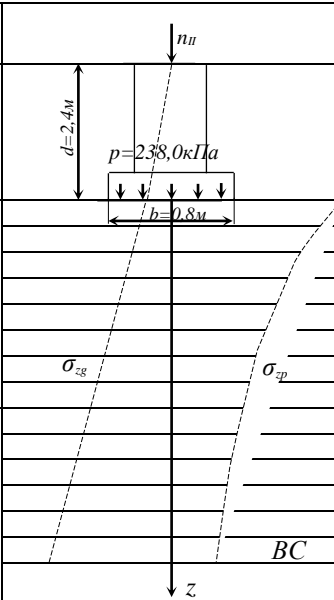
Подальші розрахунки ведемо в табличній формі (див. табл. 14).

Відносну нерівномірність осідань стовпчастих фундаментів визначимо за формулою

$$\Delta S_v = \frac{\Delta S}{L} = \frac{0,016 - 0,014}{18} = 0,00011 < \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u = 0,002$$

До розрахунку осідання стрічкового фундаменту по осі "8"

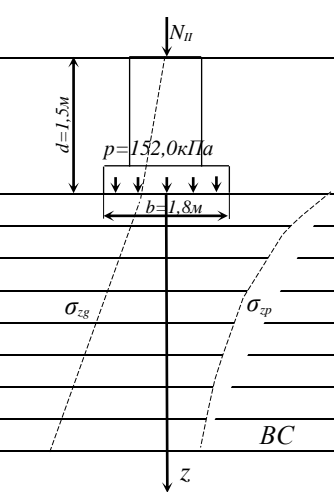
Таблиця 14

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , кН/м ³	E, кПа		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$, кПа	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	S_i , см	
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2	20000	2,40	41,28	0,00	0,00	1,000	196,70	-----	-----		
					0,32	47,52	0,32	0,80	0,881	173,29	185,00	0,24		
					19,5		0,32	53,76	0,64	1,60	0,642	126,28	149,79	0,19
						0,32	60,00	0,96	2,40	0,477	93,83	110,05	0,14	
						0,32	66,24	1,28	3,20	0,374	73,57	83,70	0,11	
						0,32	72,48	1,60	4,00	0,306	60,19	66,88	0,09	
						0,32	78,72	1,92	4,80	0,264	51,93	56,06	0,07	
						0,32	84,96	2,24	5,60	0,258	50,75	51,34	0,07	
						0,06	86,13	2,30	5,75	0,223	43,86	47,31	0,01	
						0,26	91,20	2,56	6,40	0,196	38,55	41,21	0,03	
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	20500	0,32	97,44	2,88	7,20	0,175	34,42	36,49	0,04		
					0,32	103,68	3,20	8,00	0,158	31,08	32,75	0,03		
					0,32	109,92	3,52	8,80	0,143	28,13	29,60	0,03		
					0,32	116,16	3,84	9,60	0,132	25,96	27,05	0,03		
					0,32	122,40	4,16	10,40	0,122	24,00	24,98	0,03		
														Σ

Сумарне осідання фундаменту становить $S = 1,1 \text{ см}$, що менше гранично допустимої величини $S_u = 10 \text{ см}$.

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей А і З

Таблиця 15

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , кН/м ³	E, кПа		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma h_i$, кПа	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	S_i , см
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2	20000	1,50	25,80	0,00	0,00	1,000	126,20	-----	-----	
					0,72	39,84	0,72	0,80	0,9604	121,20	123,70	0,36	
		19,5	17,2	20000	0,72	53,88	1,44	1,60	0,8014	101,14	111,17	0,32	
					0,72	67,92	2,16	2,40	0,6082	76,76	88,95	0,26	
					0,72	81,96	2,88	3,20	0,4514	56,97	66,86	0,19	
					0,32	88,20	3,20	3,56	0,3383	42,69	49,83	0,06	
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	20500	0,40	96,00	3,60	4,00	0,2590	32,68	37,69	0,05	
					0,72	110,04	4,32	4,80	0,2027	25,58	29,13	0,07	
					0,72	124,08	5,04	5,60	0,1615	20,38	22,98	0,05	
					Σ								

Сумарне осідання фундаменту становить $S=1,4$ см, що менше гранично допустимої величини $S_u=10$ см.

До розрахунку осідання стовпчастого фундаменту на перетині осей Г і З

Таблиця 16

№ ПЕ	Назва ПЕ	Товщина ПЕ, м	γ , кН/м^3	E , кПа		h_i , м	$\sigma_{zg} = \sum \gamma_i h_i$, кПа	z_i , м	$\xi = 2z/b$	α_i	$\sigma_{zp} = \alpha_i p_0$, кПа	$\sigma_{zp,i}$, кПа	S_i , см	
ПЕ-2	Супісок твердий	4,7	17,2											
					19,5	20000	0,72	25,80	0,00	0,00	1,000	145,30	-----	-----
					19,5	20000	0,72	39,84	0,72	0,80	0,960	139,49	142,39	0,41
					19,5	20000	0,72	53,88	1,44	1,60	0,800	116,24	127,86	0,37
					19,5	20000	0,72	67,92	2,16	2,40	0,606	88,05	102,15	0,29
					19,5	20000	0,72	81,96	2,88	3,20	0,449	65,24	76,65	0,22
ПЕ-3	Суглинок твердий	6,3	19,5	20500		0,32	88,20	3,20	3,56	0,336	48,82	57,03	0,07	
						0,40	96,00	3,60	4,00	0,257	37,34	43,08	0,06	
						0,72	110,04	4,32	4,80	0,201	29,21	33,27	0,08	
						0,72	124,08	5,04	5,60	0,160	23,25	26,23	0,06	
														Σ

Сумарне осідання фундаменту становить $S=1,6\text{ см}$, що менше гранично допустимої величини $S_n=10\text{ см}$.

3. Проектування пальових фундаментів

Пальові фундаменти складаються з паль і ростверків (рис.15). *Ростверк* – це збірна чи монолітна, як правило, залізобетонна конструкція, яка забезпечує передачу і рівномірний розподіл навантаження від надземних конструкцій на палі. *Палі* – це довгі стрижні, які занурюються в ґрунт у готовому вигляді або

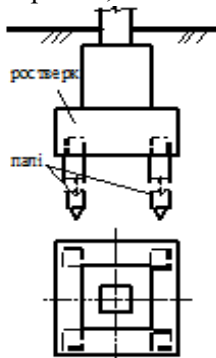


Рис.15. Конструкція пальового фундаменту

виготовляються безпосередньо в ґрунті і передають навантаження від споруди на розміщені нижче шари ґрунтів.

За конструктивними особливостями палі бувають: *забивні* – занурюються в ґрунт без його виїмки за допомогою молотів, втискуючих домкратів, або віброзанурювачів, а також палі-оболонки, які занурюються в ґрунт віброзанурювачами без виїмки чи з частковою виїмкою ґрунту і не заповнюються бетонною сумішшю; *палі-оболонки* – порожні елементи, які занурюються в ґрунт за допомогою віброзанурювачів з виїмкою ґрунту і заповнюються частково чи повністю бетонною сумішшю; *набивні* – виготовляють шляхом бетонування свердловин, утворених примусовим відтисненням ґрунту в сторони; *бурові* – виготовляють шляхом бетонування пробурених свердловин, або монтують у свердловинах готові залізобетонні елементи; *гвинтові* – загвинчуються в ґрунт за допомогою спеціальних установок.

Враховуючи обмеженість обсягу методичних вказівок, розглянемо детальніше лише конструкцію забивних паль.

Згідно з прийнятою класифікацією (ДСТУ Б В.2.6-65:2008) забивні палі поділяються на наступні типи: ПН – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура, з напруженою арматурою; ПП та ППН – квадратного перерізу з круглою порожниною, цільні, з напруженою та ненапруженою арматурою; ПЦ – квадратного суцільного перерізу, цільні, без поперечного армування стовбура, з напруженою арматурою у центрі палі.

Палі позначають марками відповідно до вимог ГОСТ 23009. Марка палі складається з літерно-цифрових груп, розділених дефісами.

У першій групі зазначають тип палі, вид її арматури (без позначки – стрижні; др – дріт; к – канати), довжину у дециметрах і розміри грані перерізу у сантиметрах.

У другій групі зазначають: для попередньо напружених паль – клас напруженої арматурної сталі; для паль з ненапруженою арматурою – порядковий номер варіанта армування згідно з робочими кресленнями.

У третій групі зазначають: для складеної палі – тип стику, який позначається рядковими літерами: б – болтовий стик, з – зварний стик; для паль усіх типів (за необхідністю) цифрами позначають додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування або конструктивні особливості.

Наприклад, ПН90.30-Ат800 – цільна призматична паля довжиною 9 м з стороною поперечного перерізу 30 см з напруженою арматурою класу Ат800; ПНдр90.30-ВрІ – те саме, з армуванням дротом Вр-І; ППН120.35-А600-б – складена призматична паля довжиною 12 м зі стороною поперечного перерізу 35 см з напруженою арматурою А600, з болтовими стиками.

Форма, марки і номінальні розміри паль типу ПН повинні відповідати зазначеним на рисунку 16 та у таблиці 17.

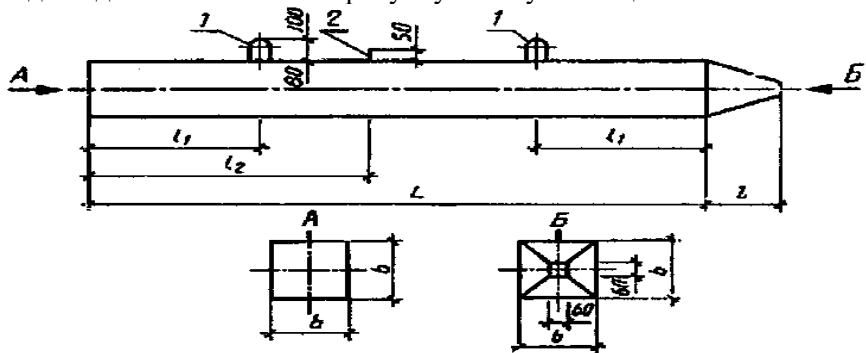


Рис. 16. Палі типу ПН із суцільним квадратним перерізом, з поперечним армуванням стовбура з напруженою поздовжньою

арматурою: 1 – підймальні петлі; 2 – штир для фіксації місця стропування під час підймання на копер

Таблиця 17

Марки і номінальні розміри паль типу ПН

Марка палі	Номінальні розміри, мм				Об'єм бетону, м ³	Маса палі, т	Витрати сталі, кг		
	L	l	l ₁	l ₂				b	
ПНдр30.30	3000	250	600	-	300	0,28	0,70	10,7	
ПНдр35.30	3500		700			0,33	0,83	11,2	
ПНдр40.30	4000		800			0,37	0,93	11,8	
ПНдр45.30	4500		900			0,42	1,05	12,4	
ПНдр50.30	5000		1000			0,46	1,15	12,9	
ПНдр55.30	5500		1100			0,51	1,28	13,5	
ПНдр60.30	6000		1200			0,55	1,38	14,2	
ПНдр70.30	7000		1400			0,64	1,60	16,5	
ПНдр80.30	8000		1600			2400	0,73	1,83	17,6
ПН90.30	9000		1800			2600	0,82	2,05	36,0
ПНдр90.30									24,6
ПН100.30	10000		2100			2900	0,91	2,28	39,6
ПНдр100.30									27,0
ПН110.30	11000		2300			3200	1,00	2,50	42,7
ПНдр110.30									28,8
ПНк110.30									33,0
ПН120.30	12000	2500	3500	1,09	2,73	45,7			
ПНдр120.30						38,1			
ПНк120.30						35,2			
ПН130.30	13000	2700	3800	1,18	2,95	51,4			
ПНдр130.30						43,2			
ПНк130.30						40,0			
ПН140.30	14000	2900	4100	1,27	3,18	55,6			
ПНдр140.30						55,2			
ПНк140.30						43,3			
ПН150.30	15000	3100	4400	1,36	3,40	75,4			
ПНдр150.30						68,2			
ПНк150.30						64,8			
ПНдр80.35	8000	300	1600	2400	350	1,00	2,50	20,0	
ПНдр90.35	9000		1800	2600		1,12	2,80	27,1	
ПН100.35	10000		2100	2900		1,24	3,10	42,6	
ПНдр100.35								29,9	
ПНк100.35								33,8	
ПН110.35	11000		2300	3200		1,37	3,43	45,6	
ПНдр110.35								31,6	
ПНк110.35								35,9	
ПН120.35	12000		2500	3500		1,49	3,73	48,9	
ПНдр120.35								41,2	
ПНк120.35								38,3	
ПН130.35	13000		2700	3800		1,61	4,03	56,2	
ПНдр130.35								48,0	

ПНк130.35							44,8	
ПН140.35							75,2	
ПНдр140.35	14000		2900	4100		1,73	4,33	59,6
ПНк140.35								47,4
ПН150.35								79,6
ПНдр150.35	15000		3100	4400		1,86	4,65	72,4
ПНк150.35								69,0
ПН160.35								105,0
ПНк160.35	16000		3300	4,700		1,98	4,95	99,0
ПН170.35								137,7
ПНк170.35	17000		3500	5000		2,12	5,30	105,7
ПН180.35								144,9
ПНк180.35	18000		3700	5300		2,23	5,58	133,9
ПН190.35								152,2
ПНк190.35	19000		3900	5600		2,35	5,80	202,7
ПН200.35								193,5
ПНк20-35	20000		4100	5900		2,47	6,18	212,5
ПН130.40								76,2
ПНдр130.40	13000		2700	3800		2,10	5,26	53,5
ПНк130.40								50,3
ПН140.40								80,9
ПНдр140.40	14000		2900	4100		2,26	5,65	65,3
ПНк140.40								53,0
ПН150.40								105,2
ПНдр150.40	15000		3100	4400		2,42	6,05	78,3
ПНк150.40								74,8
ПН160.40								112,6
ПНк160.40	16000		3300	4700		2,50	6,45	106,6
ПН170.40								144,2
ПНк170.40	17000		3500	5000		2,74	6,85	112,2
ПН180.40								151,6
ПНк180.40	18000		3700	5300		2,90	7,25	140,6
ПН190.40								194,1
ПНк190.40	19000		3900	5600		3,06	7,65	212,3
ПН200.40								203,3
ПНк200.40	20000		4100	5900		3,22	8,05	222,3

Примітка. Витрати сталі на одну палю наведені за умови армування дротом класу В-І.

За умовами роботи в ґрунті всі палі поділяються на палі-стояки та висячі палі. До *паль-стояків* відносять палі, що передають навантаження нижнім кінцем на практично нестисливі ґрунти (скельні і напівскельні ґрунти, а також глини твердої консистенції у водонасиченому стані ($I_L < 0$; $S_r > 0,85$) з модулем деформації $E \geq 50 \text{ МПа}$). Сили тертя на бічній поверхні таких паль у процесі їх роботи не виникають. *Висячі палі* опираються на стисливі ґрунти – опір ґрунту розвивається як під нижнім кінцем палі, так і на її бічній поверхні.

У загальному випадку проектування пальових фундаментів виконують у такій послідовності:

1. Визначають вид паль (*забивні, бурові*). При цьому враховують характер та величину навантажень, інженерно-геологічні умови будівельної ділянки, можливості будівельних організацій, економічні показники та інші фактори.
2. Визначають глибину закладення ростверка. При цьому враховують призначення та конструктивні особливості будівлі, інженерно-геологічні умови будівельної ділянки, глибину сезонного промерзання ґрунтів, тощо.

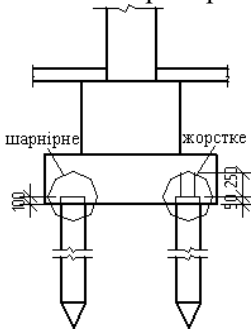


Рис. 17. З'єднання палі з ростверком.

3. Визначають вид защемлення палі в ростверку. При цьому враховують величину та характер діючих навантажень на фундамент. З'єднання пального ростверка з палями (рис. 3) може бути шарнірним або жорстким (жорстке з'єднання хоч є значно трудомістким і дорогим, проте використовується частіше, оскільки є надійнішим і, зокрема, є обов'язковим для позацентровозавантажених фундаментів).

4. Приймають спосіб занурення паль в ґрунт (для забивних паль – за допомогою молотів, втискуючих домкратів, або

віброзанурювачів).

5. Попередньо визначають розміри паль. Палі повинні прорізати ненадійні ґрунти і вартість фундаментів має бути мінімальною. Для цього визначають вартість фундаментів з паль різних розмірів. *Довжину* вибирають так, щоб палі заглиблювались не менше $0,5$ м у великоуламкові ґрунти, гравіюваті, крупні й середньої крупності піщані і глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,1$; для решти ґрунтів – $1,0$ м.

6. Визначають несучу здатність паль F_d (див. п. 2).

7. Визначають навантаження P , допустиме на палю. В розрахунках приймають менше з визначених навантажень: за властивостями ґрунту – за формулою (6) і за властивостями матеріалу палі (орієнтовні розрахункові навантаження, допустимі на палю за міцністю її стовбура становлять: 30×30 см–1000кН; 35×35 см–1850кН; 40×40 см–2000кН). При розрахунку паль всіх видів як на втискуючі, так і на висмикуючі навантаження

поздовжнє зусилля, яке виникає в палі від розрахункового навантаження, варто визначати з урахуванням власної ваги палі, яка приймається з коефіцієнтом надійності за навантаженням, що збільшує розрахункове зусилля (примітка 2 до п.8.5.2.24 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1).

8. Визначають кількість паль:

- для кущових фундаментів за формулою

$$n = \frac{N_I}{P}, \quad (23)$$

- максимально допустима розрахункова відстань між осями сусідніх забивних паль стрічкового фундаменту становить

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nI}}{n_I + G_{pI}}, \quad (24)$$

де n_I , G_{nI} , G_{pI} - відповідно погонне навантаження, вага палі, вага $1\text{м}/\text{н}$ ростверка і ґрунту на його обрізах.

9. Виконують конструювання фундаментів. Пальові фундаменти залежно від розміщення паль у плані проектуєть у вигляді: *пальових смуг* – під стіни будівель; *пальових кущів* – під колони; *суцільного пальового поля* – під всією будівлею чи спорудою.

Мінімальна кількість паль у кущі, зазвичай, становить: у *центрально завантаженому фундаменті* – 1; у *позацентрово завантаженому фундаменті в одній площині* – 2; у *позацентрово завантаженому фундаменті в двох площинах* – 3.

Відстань між осями забивних висячих паль повинна бути не меншою $3d$ (d – діаметр круглого, або сторона квадратного поперечного перерізу, або більша сторона прямокутного поперечного перерізу палі), а між осями паль-стояків – не меншою $1,5d$. Чиста відстань між стовбурами бурових, набивних паль і паль-оболонки приймається не менше $1,0\text{ м}$, а відстань між розширенням таких паль у твердих та напівтвердих глинистих ґрунтах – $0,5\text{ м}$, в інших нескельних ґрунтах – $1,0\text{ м}$.

Оптимальна конструктивна відстань між осями сусідніх паль у стрічковому фундаменті зумовлена несучою здатністю ростверку і становить приблизно $6d$.

Якщо максимальна розрахункова відстань між осями сусідніх паль у стрічковому фундаменті менша мінімально допустимої, то палі розташовують у два і більше рядів. Якщо максимальна розрахункова відстань більша оптимальної конструктивної, то

палі розміщують з урахуванням останньої. Потім виконують розстановку паль у плані таким чином, щоб фактична відстань між ними не перевищувала максимальну розрахункову і оптимальну конструктивну і була не меншою за мінімальну конструктивну. В першу чергу розміщують палі в місцях, де ростверки перетинаються між собою.

Після розміщення паль у плані перевіряють фактичне завантаження паль за формулами:

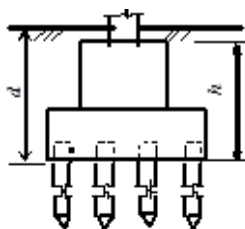
- для стрічкових фундаментів

$$N = nI + G_{pl} + G_{nl} \leq P, \quad (25)$$

- для стовпчастих центрально завантажених фундаментів

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} \leq P, \quad (26)$$

- для стовпчастих позацентровано завантажених в одній площині фундаментів



$$\left. \begin{aligned} N &= G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} \leq P \\ N_{\max} &= G_{nl} + \frac{n N_I + G_{pl}}{n} + \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} \leq P \\ N_{\min} &= G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h) x_{\max}}{\sum x_i^2} \geq 0 \end{aligned} \right\}, \quad (27)$$

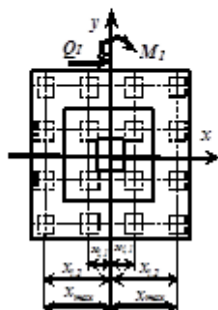


Рис. 18. Розрахункова схема пальового фундаменту

де N_{\max} , N_{\min} – максимальне і мінімальне навантаження на крайні палі; G_{pl} – вага ростверка та ґрунту на його обрізах; G_{nl} – вага палі; x_{\max} – відстань від головної осі до осі найбільш віддаленої палі (рис.4); x_i – відстань від головної осі до осі кожної палі; M_I , Q_I – момент і горизонтальна складова зовнішніх сил на рівні обрізу фундаменту відносно (y у напрямку) відповідної осі; h – відстань від підшови ростверка до його обрізу.

Перевантаження крайніх паль в куці на 20% від навантаження, допустимого на них, можливе при розрахунках фундаментів із врахуванням вітрових та кранових навантажень

(при цьому величина кранових навантажень повинна становити більше 30% сумарних навантажень на фундамент), тобто $N_{max} \leq 1,2P$. Якщо $N_{min} < 0$, то додатково проводять розрахунки паль на дію висмикуючих навантажень.

10. Проводять розрахунки фундаментів за деформаціями.

11. Для забивних паль підбирають механізм для занурення палі в ґрунт (як правило, дизель-молот).

12. Розраховують тіло ростверка і палі.

3.1. Визначення несучої здатності паль на дію вертикальних навантажень

В процесі збільшення вертикальних навантажень на палю може відбутися руйнування її матеріалу або втрата несучої здатності ґрунту (випирання ґрунту з-під нижнього кінця палі та подолання сил тертя на її бічній поверхні). Тому розрізняють *несучу здатність матеріалу палі* та *ґрунту*. Як правило, несуча здатність пальових фундаментів вичерпується при незначних деформаціях. Тому розрахунок таких фундаментів за несучою здатністю є основним, а за деформаціями – перевірочним.

Допустиме навантаження на палю (за властивостями ґрунту) визначають з умови

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (28)$$

де F_d – несуча здатність палі за властивостями ґрунту (граничний опір ґрунту основи заглибленню палі); γ_k – коефіцієнт надійності (приймається залежно від методу визначення несучої здатності палі).

Для визначення несучої здатності палі F_d застосовують такі методи: формули ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1; статичні і динамічні випробування паль натурних розмірів; статичне зондування; статичні випробування інвентарних паль.

Враховуючи обмеженість обсягу методичних вказівок, розглянемо детальніше лише формули ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”, зміна 1.

Формули ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1.

Несуча здатність паль-стояків зумовлена лише опором ґрунту під нижнім кінцем палі і розраховується за формулою

$$F_d = \gamma_c RA. \quad (29)$$

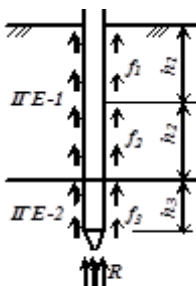


Рис. 19. Розрахунок опору ґрунту

У формулі (7) R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, який приймається для всіх видів забивних паль рівним 20000 кПа.

Несуча здатність висячих паль складається з несучої здатності ґрунту під нижнім кінцем палі та несучої здатності ґрунту на її бічній поверхні (рис. 5) й визначається за формулою

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf_i} f_i h_i). \quad (30)$$

Несуча здатність паль на дію висмикуючих навантажень F_{du} визначається за формулою

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf_i} f_i h_i. \quad (31)$$

У (30)-(31) прийняті позначення: γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті (приймається рівним 1); A – площа поперечного перерізу нижнього кінця палі; R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (визначається з табл. 18); u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі (визначається з табл. 19); h_i – товщина i -го розрахункового шару ґрунту (приймається не більшою $2m$); γ_{cR} , γ_{cf_i} – коефіцієнти умов роботи ґрунту, відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі (визначаються з табл. 20).

Таблиця 18 (табл. Н.2.1 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1)

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, заглиблених без виймання ґрунту R , кПа						
	пісків середньої щільності						
	гравіюватих	крупних	---	середньої крупності	дрібних	пилуватих	---
	пилувато-глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	$\frac{3100}{2000}$	$\frac{2000}{1200}$	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{5100}$	3800	$\frac{3200}{2500}$	$\frac{2100}{1600}$	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6000}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000

20	12600	8500	6200	4800 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5000	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

1. Над рискою даються значення R для пісків, під рискою – для глинистих ґрунтів. 2. В таблицях заглиблення нижнього кінця палі і середню глибину розташування розрахункового шару ґрунту при розплануванні території зрізуванням, підсіпкою, намиванням до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при зрізуванні, підсіпці, намиванні від 3 до 10 м - від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізки, або на 3 м нижче рівня підсіпки. 3. Для проміжних заглиблень палі та проміжних значень показника текучості глинистих ґрунтів значення R і f_i в табл. 2 і 3 визначаються інтерполяцією. 4. Для щільних пісків, ступінь щільності яких визначається за даними статичного зондування, значення R в табл. 2 для палей, заглиблених без використання підмиву або лідерних свердловин, слід збільшити на 100%. Якщо ступінь щільності ґрунту визначалася за даними інших видів інженерних досліджень при відсутності даних статичного зондування, то для щільних пісків значення R в табл. 2 слід збільшити на 60%, але не більше як до 20000кПа. 5. Значення розрахункового опору R під нижнім кінцем забивних палей з поперечним перерізом 0,15×0,15 м і менше, які використовуються у фундаментах внутрішніх перегородок одноповерхових виробничих будівель, допускається збільшувати на 20%. 6. Для супісків з числом пластичності $I_p \leq 4$ та коефіцієнтом пористості $e \leq 0,8$ розрахункові опори R і f_i слід визначати як для пилуватих пісків середньої щільності.

Таблиця 19 (табл. Н.2.2 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1)

Розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахунковий опір на бічній поверхні забивних палей f_i , кПа								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилуватих	---	---	---	---	---	---
	пилувато-глинистих ґрунтів з показником текучості I_L , що дорівнює								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

1. При визначенні розрахункового опору ґрунту на бічній поверхні палі f_i з табл. 3 слід урахувати вимоги приміток 2 і 3 до табл. 2. 2. При визначенні з табл. 3 розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні палей f_i верстви ґрунту слід розчленувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. 3. Значення розрахункового опору щільних пісків на бічній поверхні палей f_i слід збільшувати на 30% порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3. 4. Розрахунковий опір супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,5$ і глин з коефіцієнтом пористості $e \leq 0,6$ слід збільшувати на 15%

порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 3, при будь-яких значеннях показника текучості I_L .

Таблиця 20 (табл. Н.2.3 ДБН В.2.1-10-2009, зміна 1)

Коефіцієнти умов роботи ґрунту γ_{cr} , γ_{cf}

Способи заглиблення забивних паль і паль-оболонок, заглиблених без виїмання ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту при визначенні несучої здатності паль	
	під нижнім кінцем	на бічній поверхні
1. Заглиблення суцільних і порожнистих із закритим нижнім кінцем паль механічними пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
2. Заглиблення забиванням і втискуванням в попередньо пробурені лідерні свердловини з заглибленням кінців паль не менше як 1 м нижче вибою свердловини при її діаметрі:		
а) що дорівнює сторони квадратної палі	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної палі або діаметра палі круглого перерізу (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Заглиблення з підмивом в піски при умові, що палі будуть добиті на останньому етапі заглиблення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
4. Віброзаглиблення паль-оболонок, віброзаглиблення і вібровтиснення в ґрунти: а) <u>піски середньої щільності</u> : крупні і середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилуваті	1,0	1,0
б) <u>глинисті з показником текучості $I_L=0,5$</u> : суніски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
в) <u>глинисті з показником текучості $I_L \leq 0$</u>	1,0	1,0
5. Заглиблення молотами будь-якої конструкції порожнистих залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі 0,4 м і менше	1,0	1,0
б) це ж, від 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
6. Заглиблення будь-яким способом порожнистих паль круглого перерізу із закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням в нижньому кінці комуфлетного розширення в пісках середньої щільності і в глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L < 0,5$ при діаметрі розширення рівному: а) 1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунтів	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках і сунісках	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Заглиблення втисненням паль:		
а) в піски середньої щільності крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0
б) в піски пилуваті	1,1	0,8
в) в глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) це ж, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} в п.4 табл. 4 для глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються інтерполяцією.

3.2. Пальові фундаменти в просідаючих ґрунтах

В усіх випадках палі повинні прорізати просідаючі ґрунти і заглиблюватись в скельні, піщані (крім пухких) чи глинисті ґрунти з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для ґрунтів I-го типу за просіданням, а для II-го - $I_L < 0,6$ при $S_{slg} \leq S_u$ і $I_L < 0,2$ при $S_{slg} > S_u$ (S_{slg} - просідання ґрунту від власної ваги; S_u - гранично допустиме осідання фундаменту будівлі).

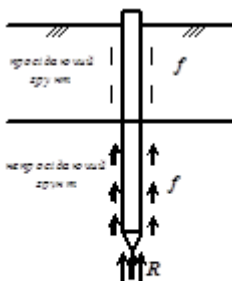


Рис. 20. До розрахунку несучої здатності палів ґрунтових умовах I-го типу за просіданням

Величина заглиблення палі в непродіагностований ґрунт визначається виходячи з необхідної несучої здатності палі і повинна бути не менше 1 м для всіх ґрунтів, крім скельних і великоуламко-вих, для яких вона приймається не менше 0,5 м.

Несуча здатність палі в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням (рис. 20) визначається з умови, що такі ґрунти зменшують несучу здатність при замочуванні. Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі (f) в межах просідаючої товщі при можливому замочуванні визначається як для зволоженого ґрунту при показнику текучості, розрахованому за формулою

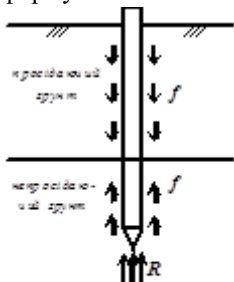


Рис. 21. До розрахунку несучої здатності палів ґрунтових умовах II-го типу за просіданням

$$I'_L = \frac{0,9e\gamma_w/\gamma_s - W_p}{W_L - W_p}.$$

(32)

Якщо визначене за (10) значення $I'_L < 0,4$, то приймають $I_L = 0,4$.

В процесі просідання ґрунтів в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням на бічній поверхні палі виникає негативне тертя (рис. 7), яке створює додаткове навантаження, тому розрахунок виконують виходячи з умови

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (33)$$

де F_d - несуча здатність палі, що визначається на глибині, де діє позитивне тертя; γ_k – коефіцієнт надійності; γ_c – коефіцієнт умов роботи: при $S_{slg}=5\text{ см}$ $\gamma_c=0$; при $S_{slg}\geq 2S_u$ $\gamma_c=0,8$ (для проміжних значень γ_c визначається інтерполяцією); P_n – сила негативного тертя, яка визначається за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (34)$$

де u - периметр палі; h_{sl} – глибина, в межах якої діє сила негативного тертя (приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від власної ваги дорівнює 5 см); h_i – товщина i -го шару ґрунту (в межах, де проявляється негативне тертя); τ_i – розрахунковий опір ґрунту, визначається до глибини 6 м за формулою

$$\tau_i = \xi \sigma_{zg} tg \varphi_I + c_I, \quad (35)$$

а нижче приймається постійним.

Тут $\xi=0,7$ – коефіцієнт бічного тиску; σ_{zg} – напруження від власної ваги замоченого ґрунту; φ_I, c_I – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ґрунту (в межах h_{sl}).

В курсових проектах при визначенні несучої здатності палі в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням допускається опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймати рівним нулю. Також допускається силу негативного тертя визначати з урахуванням таблиці 3 за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \gamma_{cf_i} f_i h_i, \quad (36)$$

приймавши h_{sl} рівною потужності просідаючої товщі.

Якщо просідання ґрунту від власної ваги перевищує 30 см, то передбачають попереднє замочування просідаючої товщі для переведення таких ґрунтів в I-й тип ґрунтових умов за просіданням.

Приклад 5. Визначити розрахунком навантаження P , допустиме на забивну залізобетонну палю **ПН110.30**, заглиблену дизель-молотом з dna котловану глибиною $h_k=2,6\text{ м}$. Інженерно-геологічні умови – варіант “ХУ” (див. приклад **МВ 053-71н**).

Звичайні ґрунтові умови (умовно прийнято, що в основі немає просідаючих ґрунтів).

Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою (33)

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{1302,9}{1,4} = 930,6 \text{ кН},$$

де $\gamma_k=1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН).

Несучу здатність палі F_d визначаємо за формулою

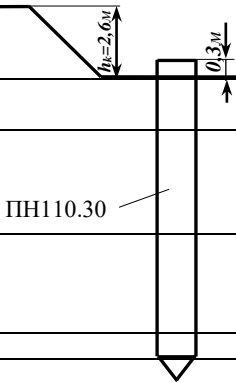
$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0 (1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 650,49) = 1302,9 \text{ кН}$$

де $\gamma_c=1,0$; $A=0,3 \cdot 0,3=0,09 \text{ м}^2$; $u=4 \cdot 0,3=1,2 \text{ м}$; $\gamma_{cR}=1,0$; $R=5803 \text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією.

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо у табличній формі (див. табл. 21).

Таблиця 21

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i , м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{ef}	$h_i f_i \gamma_{ef}$, кПа·м
супісок твердий $I_L < 0$,	4,70						
			2,0	3,60	51,00	1,0	102,0
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30	ПН110.30	0,1	4,65	54,95	1,0	5,5
			2,00	5,70	57,40	1,0	114,8
			2,00	7,70	61,40	1,0	122,8
			2,00	9,70	64,55	1,0	129,1
			0,30	10,85	66,19	1,0	19,86
пісок середньої крупності, середньої щільності	1,20		1,20	11,60	67,24	1,0	80,69
глина напівтверда $I_L=0,18$	2,30		1,10	12,75	68,85	1,0	75,74
Σ							650,49

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по матеріалу, $P=1000 \text{ кН}$. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P=930,6 \text{ кН}$.

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням I-й (умовно прийнято, що в основі залягають просідаючі ґрунти, тип ґрунтових умов за просіданням I-й).

Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою (33)

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{710}{1,4} = 507,1 \text{кН},$$

де $\gamma_k = 1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН).

Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя визначаємо за формулою

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0 \text{кН},$$

де $\gamma_c = 1,0$; $A = 0,3 \cdot 0,3 = 0,09 \text{м}^2$; $u = 4 \cdot 0,3 = 1,2 \text{м}$; $\gamma_{cR} = 1,0$; $R = 5803 \text{кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 2).

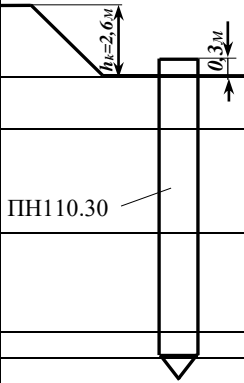
Оскільки з поверхні до глибини 11,0 м залягають глинисті ґрунти твердої консистенції, то для полегшення заглиблення палі крізь товщу цих ґрунтів та зменшення сил негативного тертя на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі влаштовуємо лідерні свердловини діаметром рівним стороні поперечного перерізу палі.

Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймаємо рівним нулю (I-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 22).

Таблиця 22

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_{iR} кПа	γ_{ef}	$h_i f_i \gamma_{ef}$ кПа·м
супісок твердий $I_L < 0$	4,70	ПН110.30	2,0	3,60	0	0,5	0
			0,1	4,65	0	0,5	0
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30	ПН110.30	2,00	5,70	0	0,5	0
			2,00	7,70	0	0,5	0
			2,00	9,70	0	0,5	0
			0,30	10,85	0	0,5	0
пісок середньої крупності, середньої щільності	1,20		1,20	11,60	67,24	1,0	80,69
глина напівтверда $I_L = 0,18$	2,30		1,10	12,75	68,85	1,0	75,74
Σ							156,43

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої

здатності по матеріалу, $P=1000\text{кН}$. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P=507,1\text{кН}$.

Просідаючі ґрунти. Тип ґрунтових умов за просіданням II-й.
Навантаження P , допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по ґрунту, обчислюємо за формулою

$$P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n = \frac{710}{1,4} - 0,155 \cdot 296,4 = 461,2\text{кН}$$

де $\gamma_k=1,4$ (несучу здатність палі визначали розрахунком за формулами ДБН), сила негативного тертя $P_n=1,2 \cdot 247,03=296,4\text{ кН}$; $\gamma_c=0,155$ – визначене за інтерполяцією за умов $S_{slg}=7,9\text{ см}$, $S_u=10\text{ см}$.

Несучу здатність палі F_d на глибині, де діє позитивне тертя, визначаємо за формулою (8)

$$F_d = 1,0(1,0 \cdot 5803 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 156,43) = 710,0\text{кН}$$

де $\gamma_c=1,0$; $A=0,3 \cdot 0,3=0,09\text{ м}^2$; $u=4 \cdot 0,3=1,2\text{ м}$; $\gamma_{cR}=1,0$; $R=5803\text{ кПа}$ визначене за інтерполяцією (див табл. 18).

Оскільки з поверхні до глибини $11,0\text{ м}$ залягають глинисті ґрунти твердої консистенції, то для полегшення заглиблення палі крізь товщу цих ґрунтів та зменшення сил негативного тертя на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі влаштовуємо лідерні свердловини діаметром рівним стороні поперечного перерізу палі.

Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі в межах просідаючої товщі приймаємо з від'ємним знаком (II-й тип ґрунтових умов за просіданням).

Допоміжні розрахунки з визначення граничного опору ґрунту на бічній поверхні палі виконуємо в табличній формі (див. табл. 23).

Таблиця 23

До розрахунку несучої здатності палі

Назва ПГЕ	Товщина ПГЕ, м		Товщина розрахункового шару, h_i м	Середня глибина залягання розрахункового шару, м	f_i , кПа	γ_{efi}	$h_i f_i \gamma_{efi}$, кПа·м
супісок твердий $I_L < 0$	4,70		2,0	3,60	-51,00	0,5	-51,00
			0,1	4,65	-54,95	0,5	-2,75
			2,00	5,70	-57,40	0,5	-57,40
суглинок твердий $I_L < 0$	6,30		2,00	7,70	-61,40	0,5	-61,40
			2,00	9,70	-64,55	0,5	-64,55
			0,30	10,85	-66,19	0,5	-9,93
							Σ
пісок середньої крупно-	1,20		1,20	11,60	67,24	1,0	80,69

сті, середньої щільності							
глина напівтверда $I_L=0,18$	2,30		1,10	12,75	68,85	1,0	75,74
						Σ	156,43

Навантаження, допустиме на палю, виходячи з її несучої здатності по матеріалу $P=1000\text{кН}$. В подальші розрахунки приймаємо менше з двох отриманих значень, тобто $P=461,2\text{кН}$.

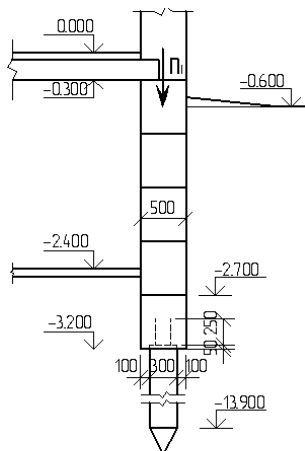


Рис. 22. Конструкція фундаменту по осі 8.

табл. 6 МВ 053-93.

Максимально допустиму розрахункову відстань між осями сусідніх забивних паль в стрічковому фундаменті визначаємо за формулою

$$l_{\max} = \frac{P - G_{nl}}{n_l + G_{pl}} = \frac{461,2 - 26,5}{182,6 + 34,6} = 2,0\text{ м},$$

де $G_{nl}=0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,7 \cdot 25 \cdot 1,1=26,5\text{кН}$ – вага палі;

$G_{pl}=0,5 \cdot 0,5 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,5 \cdot 2,1 \cdot 1,0 \cdot 24 \cdot 1,1=34,6\text{кН/м}$ – вага 1м/п ростверку і фундаментних блоків.

Мінімальна конструктивна відстань між осями сусідніх забивних висячих паль становить $l_{\min}=3d=3 \cdot 0,3=0,9\text{м}$. Оптимальна конструктивна відстань між осями сусідніх паль у стрічковому фундаменті становить $l_{opt} \approx 6d=6 \cdot 0,3=1,8\text{м}$. Розстановку паль у ростверку стрічкового фундаменту

Приклад 6. Визначити відстань між осями сусідніх забивних паль стрічкових фундаментів по осі 8 та кількість паль стовпчастих фундаментів на перетині осей А і 3, А і 5 будівлі, конструктивна схема якої наведена до прикладу в МВ 053-93 в інженерно-геологічних умовах варіанта “ХУ” (див. приклад МВ 053-71н). Навантаження P , допустиме на палю, приймаємо рівним $P=461,2\text{кН}$ (див. приклад 1).

Стрічковий фундамент по осі 8. Навантаження на рівні планувальної відмітки $n_l=182,6\text{кН/м}$ – прийнято з

виконуємо з урахуванням отриманих величин відстаней.

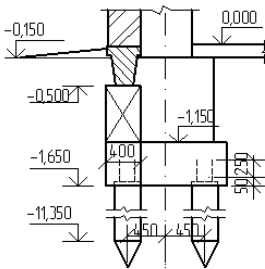
Стовпчастий фундамент на перетині осей А і З. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_I=558,5\text{кН}$; $Q_I=62,5\text{кН}$; $M_I=71,9\text{кН}\cdot\text{м}$ – прийнято з табл. 6.

Кількість паль n для сприйняття навантаження N_I визначаємо за формулою (1)

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{558,5}{461,2} = 1,21 \text{ шт.}$$

Приймаємо 2 палі, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 23) і перевіряємо виконання *першої* умови виразу

$$N = G_{nl} + \frac{N_I + G_{pl}}{n} = 26,5 + \frac{558,5 + 58,4}{2} = 335,2\text{кН} < P = 461,2\text{кН},$$



де $G_{nl}=0,3\cdot 0,3\cdot 10,7\cdot 25\cdot 1,1=26,5\text{кН}$;

$G_{pl}=V_p\cdot\gamma_p\cdot\gamma_f + V_{ep}\cdot\gamma_{ep}\cdot\gamma_f=1,85\cdot 25\cdot 1,1+0,4\cdot 16,4\cdot 1,15=58,4\text{кН}$;

$V_p=0,9\cdot 1,4\cdot 0,5+0,9\cdot 1,1\cdot 1,0+$

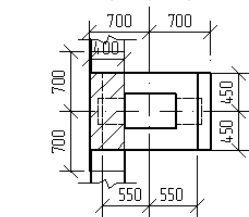
$+0,25\cdot 0,4\cdot 1,15\cdot 2=1,85\text{ м}^3$;

$V_{ep}=V_{\phi}-V_p=2,25-1,85=0,40\text{ м}^3$;

$V_{\phi}=(0,9\cdot 1,4+0,25\cdot 0,4\cdot 2)\cdot 1,5=2,25\text{ м}^3$.

Умова виконується. Перевіряємо виконання *другої* умови виразу

Умова не виконується. Збільшуємо кількість паль до трьох, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 24) і знову перевіряємо виконання цієї умови



$$N_{\max} = 26,5 + \frac{558,5 + 64,9}{3} + \frac{(71,9 + 62,5\cdot 1,5)\cdot 0,45}{3\cdot 0,45^2} = 358,9\text{кН} < P = 461,2\text{кН}$$

де $G_{nl}=0,3\cdot 0,3\cdot 10,7\cdot 25\cdot 1,1=26,5\text{кН}$;

$G_{pl}=V_p\cdot\gamma_p\cdot\gamma_f + V_{ep}\cdot\gamma_{ep}\cdot\gamma_f=1,965\cdot 25\cdot 1,1+0,575\cdot 16,4\cdot 1,15=64,9\text{кН}$;

$V_p=1,4\cdot 1,4\cdot 0,5-$

$0,9\cdot 0,3/2\cdot 2\cdot 0,5+0,9\cdot 1,1\cdot 1,0+$

Рис. 24. Конструкція фундаменту.

$$0,25 \cdot 0,4 \cdot 0,65 \cdot 2 = 1,965 \text{ м}^3;$$

$$V_{cp} = V_{\phi} - V_p = 2,54 - 1,965 = 0,575 \text{ м}^3;$$

$$V_{\phi} = (1,4 - 1,4 - 0,9 \cdot 0,3 / 2 \cdot 2) 1,5 = 2,54 \text{ м}^3.$$

Умова виконується. Перевіряємо виконання *третьої* умови виразу

$$\begin{aligned} N_{\min} &= G_{nl} + \frac{N_I + G_{pI}}{n} - \frac{(M_I + Q_I h)x_{\max}}{\sum x_i^2} = \\ &= 26,5 + \frac{558,5 + 64,9}{3} - \frac{(71,9 + 62,5 \cdot 1,5)0,45}{3 \cdot 0,45^2} = \\ &= 111,4 \text{ кН} > 0 \end{aligned}$$

Умова виконується. Отже, розрахунок на "висмикування" проводити не потрібно. Остаточного приймаємо **3** палі **ПН110.30**.

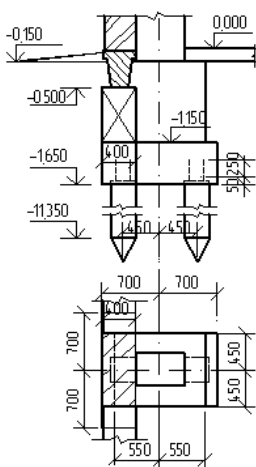


Рис. 25. Конструкція фундаменту.

Стовпчастий фундамент на перетині осей
Г і 3. Навантаження на рівні планувальної відмітки: $N_I = 638,7 \text{ кН}$ – прийнято з табл. 6.

Кількість палей n для сприйняття навантаження N_I визначаємо за формулою (1)

$$n = \frac{N_I}{P} = \frac{638,7}{461,2} = 1,38 \text{ шт.}$$

Приймаємо **2** палі, розставляємо їх в ростверку, конструюємо його (рис. 25) і перевіряємо виконання умови

$$N = 26,5 + \frac{638,7 + 58,4}{2} = 375,3 \text{ кН} < P = 461,2 \text{ кН},$$

де $G_{nl} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 10,7 \cdot 25 \cdot 1,1 = 26,5 \text{ кН}$;

$G_{pI} = V_p \cdot \gamma_p \cdot \gamma_f + V_{cp} \cdot \gamma_{cp} \cdot \gamma_f = 1,85 \cdot 25 \cdot 1,1 + 0,4 \cdot 16,4$

$$1,15 = 58,4 \text{ кН};$$

$$V_p = 0,9 \cdot 1,4 \cdot 0,5 + 0,9 \cdot 1,1 \cdot 1,0 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 1,15 \cdot 2 = 1,85 \text{ м}^3;$$

$$V_{cp} = V_{\phi} - V_p = 2,25 - 1,85 = 0,40 \text{ м}^3;$$

$$V_{\phi} = (0,9 \cdot 1,4 + 0,25 \cdot 0,4 \cdot 2) 1,5 = 2,25 \text{ м}^3.$$

Умова виконується. Остаточного приймаємо **2** палі **ПН110.30**.

Приклад 7. Підібрати дизель-молот для заглиблення палі, несуча здатність якої становить $1302,9 \text{ кН}$ (див. приклад 6).

Визначаємо мінімальну енергію удару \mathcal{E} за формулою:

$\mathcal{E}=1,75$ а $F=1,75 \cdot 25 \cdot 1302,9=57001,9$ Дж $=57,0$ кДж.
 $F=1302,9$ кН – несуча здатність палі,
 $\alpha=25$ Дж/кН – безрозмірний коефіцієнт.

Приймаємо трубчатий дизель-молот С974 (див. табл. 30 енергія удару 76кДж), енергія удару якого більша мінімальної.

Перевіряємо придатність прийнятого молота за умовою:

$$(G_h + G_b) / \mathcal{E}_p \leq k_m, \quad (37)$$

де $k_m=6$ – безрозмірний коефіцієнт;

$G_h=10,1$ кН – повна вага молота (див. табл. 30);

$G_h=24,75+1,25+0,15=26,15$ кН – вага палі, наголовника і підбабка;

$G_n=0,3 \cdot 0,3 \cdot 11 \cdot 25=24,75$ кН – вага палі;

$G_n=1,25$ кН – вага наголовника;

$G_{пб}=0,15$ кН – вага підбабка.

\mathcal{E}_p – розрахункова енергія удару;

$$\mathcal{E}_p = 0,9 G'_p h_m, \quad (38)$$

де $G'_p=5,0$ кН – вага ударної частини молота (див. табл. 30);

$h_m=1,8$ м – фактична висота падіння ударної частини (див. табл. 30).

$$\mathcal{E}_p = 0,9 \cdot 1,8 \cdot 5,0 = 8,1 \text{ кДж.}$$

Підставляємо отримані значення у формулу (37)

$$(10,1 + 26,15) / 8,1 = 4,35 < 6.$$

Умова виконується. Отже, обраний дизель-молот для занурення палі придатний.

Таблиця 24

Плити залізобетонні стрічкових фундаментів (витяг з ДСТУ Б В.2.6-109:2010)

Марка плити	Основні розміри плити, мм				Витрата матеріалів		Маса плити, т
	<i>b</i>	<i>l</i>	<i>h</i>	<i>a</i>	Бетон, м ³	Сталь, кг	
ФЛ6.24-4	600	2380	300	---	0,37	1,84	0,93
ФЛ6.12-4		1180			0,18	0,91	0,45
ФЛ8.24-1	800	2380		150	0,46	2,50	1,15
ФЛ8.24-3						3,42	
ФЛ8.24-4						4,81	
ФЛ8.12-1		1180			0,22	1,24	0,55
ФЛ8.12-3	1,70						
ФЛ8.12-4	2,39						
ФЛ10.30-1	1000	2980		250	0,69	4,71	1,75
ФЛ10.30-2						6,67	
ФЛ10.30-3						9,04	
ФЛ10.30-4						11,03	
ФЛ10.24-1	1000	2380	250	0,55	3,76	1,38	
ФЛ10.24-2					5,34		
ФЛ10.24-3					7,16		
ФЛ10.24-4					8,82		
ФЛ10.12-1	1000	1180	250	0,26	1,87	0,65	
ФЛ10.12-2					2,66		
ФЛ10.12-3					3,41		
ФЛ10.12-4					4,40		
ФЛ10.8-1	1000	780	250	0,17	1,24	0,42	
ФЛ10.8-2					1,76		
ФЛ10.8-3					2,26		
ФЛ10.8-4					2,92		

Продовження табл.24

ФЛ12.30-1 ФЛ12.30-2 ФЛ12.30-3 ФЛ12.30-4	1200	2980	350	0,82	7,88	2,05
					12,76	
					17,46	
					21,43	
ФЛ12.24-1 ФЛ12.24-2 ФЛ12.24-3 ФЛ12.24-4		2380		0,65	6,30	1,63
					10,20	
					13,83	
					17,13	
ФЛ12.12-1 ФЛ12.12-2 ФЛ12.12-3 ФЛ12.12-4		1180		0,31	3,13	0,78
					5,09	
					6,57	
					8,55	
ФЛ12.8-1 ФЛ12.8-2 ФЛ12.8-3 ФЛ12.8-4	780	0,20	2,08	0,50		
			3,38			
			4,37			
			5,69			
ФЛ14.30-1 ФЛ14.30-2 ФЛ14.30-3 ФЛ14.30-4	1400	2980	400	0,96	12,43	2,40
					19,09	
					23,46	
					34,65	
ФЛ14.24-1 ФЛ14.24-2 ФЛ14.24-3 ФЛ14.24-4		2380		0,76	9,85	1,90
					15,12	
					18,76	
					27,72	
ФЛ14.12-1 ФЛ14.12-2 ФЛ14.12-3 ФЛ14.12-4		1180		0,36	4,68	0,91
					7,18	
					9,37	
					13,84	

Продовження табл.24

ФЛ14.8-1		780			0,23	3,11	0,58			
ФЛ14.8-2						4,78				
ФЛ14.8-3						6,23				
ФЛ14.8-4						9,22				
ФЛ16.30-1	1600	2980	500	700	1,09	15,82	2,71			
ФЛ16.30-2						26,42				
ФЛ16.30-3						37,32				
ФЛ16.30-4						46,11				
ФЛ16.24-1		2380						0,86	12,55	2,15
ФЛ16.24-2									21,13	
ФЛ16.24-3									29,85	
ФЛ16.24-4									36,57	
ФЛ16.12-1		1180						0,41	6,02	1,03
ФЛ16.12-2									10,55	
ФЛ16.12-3									14,90	
ФЛ16.12-4									17,51	
ФЛ16.8-1		780			0,26	3,84	0,65			
ФЛ16.8-2						7,02				
ФЛ16.8-3						9,93				
ФЛ16.8-4						11,15				
ФЛ20.30-1	2000	2980	500	700	2,04	15,60	5,10			
ФЛ20.30-2						25,16				
ФЛ20.30-3						36,85				
ФЛ20.30-4						50,04				
ФЛ20.24-1		2380						1,62	12,47	4,05
ФЛ20.24-2									20,12	
ФЛ20.24-3									29,48	
ФЛ20.24-4									39,99	

Продовження табл.24

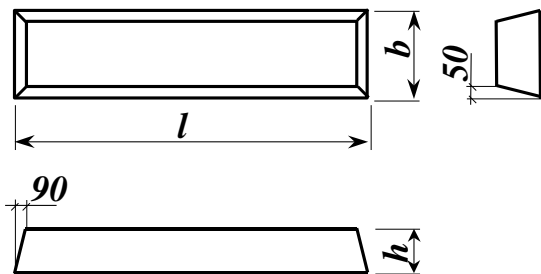
ФЛ20.12-1 ФЛ20.12-2 ФЛ20.12-3 ФЛ20.12-4	2000	1180	500	700	0,78	6,19	1,95
						10,02	
						14,69	
						19,95	
ФЛ20.8-1 ФЛ20.8-2 ФЛ12.8-3 ФЛ12.8-4	2000	780	500	900	0,50	4,04	1,25
						6,57	
						9,70	
						13,00	
ФЛ24.30-1 ФЛ24.30-2 ФЛ24.30-3 ФЛ24.30-4	2400	2980	500	900	2,39	27,44	5,98
						43,86	
						67,09	
						73,40	
ФЛ24.24-1 ФЛ24.24-2 ФЛ24.24-3 ФЛ24.24-4	2400	2380	500	900	1,90	21,80	4,75
						34,97	
						53,48	
						58,70	
ФЛ24.12-1 ФЛ24.12-2 ФЛ24.12-3 ФЛ24.12-4	2400	1180	500	900	0,91	10,69	2,30
						17,44	
						26,27	
						29,31	
ФЛ24.8-1 ФЛ24.8-2 ФЛ24.8-3 ФЛ24.8-4	2400	780	500	900	0,58	7,10	1,45
						11,52	
						17,62	
						19,51	
ФЛ28.24-1 ФЛ28.24-2 ФЛ28.24-3 ФЛ28.24-4	2800	2380	500	900	2,36	32,01	5,90
						50,37	
						79,86	
						97,06	

Продовження табл.24

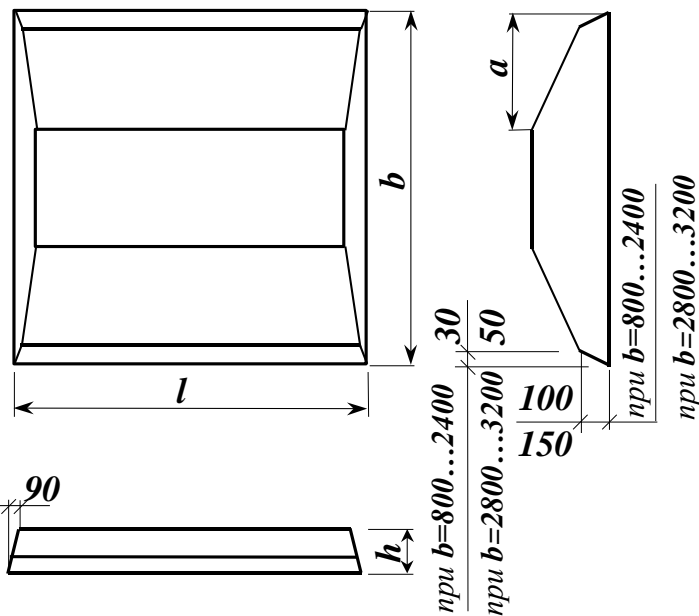
ФЛ28.12-1		1180			1,13	15,03	2,82
ФЛ28.12-2						24,80	
ФЛ28.12-3						39,12	
ФЛ28.12-4						47,02	
ФЛ28.8-1		780			0,72	10,30	1,80
ФЛ28.8-2						16,72	
ФЛ28.8-3						26,05	
ФЛ28.8-4						31,33	
ФЛ32.12-1	3200	1180		1200	1,29	23,24	3,23
ФЛ32.12-2						37,41	
ФЛ32.12-3		53,03					
ФЛ32.12-1		780			0,82	15,76	2,05
ФЛ32.12-2						24,89	
ФЛ32.12-3						35,81	

Марка плити складається з букв **ФЛ** (фундамент ленточный) і цифр, які визначають її ширину і довжину, групу за несучою здатністю (**1, 2, 3, 4** – армування плити розраховано на середній тиск під її підшвою відповідно до **150 мПа, 250 мПа, 350 мПа, 450 мПа**). Для плит, які експлуатуються в умовах агресивного середовища включають показник проникності бетону (**Н, П, О** – відповідно нормальної, пониженої і особливо низької проникності).

Наприклад, фундаментна плита шириною **1600 мм**, довжиною **2380 мм**, розрахована на середній тиск під її підшвою відповідно до **250 мПа**, з бетону пониженої проникності має марку: **ФЛ16.24-2-П**.



Плиты шириною $b=600$ мм



Плиты шириною $b=800...3200$ мм

Таблиця 25

Блоки бетонні для стін підвалів (витяг з ДСТУ Б В.2.6-108:2010)

Марка блока	Основні розміри блока, мм			Витрата матеріалів		Маса блока, т
	довжина l	ширина b	висота h	бетон, м ³	сталь, кг	
ФБС24.3.6-Т	2380	300	580	0,406	1,46	0,97
ФБС24.4.6-Т		400		0,543		1,30
ФБС24.5.6-Т		500		0,679	2,36	1,63
ФБС24.6.6-Т		600		0,815		1,96
ФБС12.4.6-Т	1180	400	280	0,265	1,46	0,64
ФБС12.5.6-Т		500		0,331		0,79
ФБС12.6.6-Т		600		0,398		0,96
ФБС12.4.3-Т		400	280	0,127	0,74	0,31
ФБС12.5.3-Т		500		0,159		0,38
ФБС12.6.3-Т		600		0,191		0,46
ФБС9.3.6-Т	880	300	580	0,146	0,76	0,35
ФБС9.4.6-Т		400		0,195		0,47
ФБС9.5.6-Т		500		0,244		0,59
ФБС9.6.6-Т		600		0,293	1,46	0,70
ФБВ9.4.6-Т		400	580	0,161	0,76	0,39
ФБВ9.5.6-Т		500		0,202		0,49
ФБВ9.6.6-Т		600		0,243		0,58
ФБП24.4.6-Т		400		0,439		1,46
ФБП24.5.6-Т	2380	500	0,526	1,26		
ФБП24.6.6-Т		600	0,583	1,40		
ФБС24.3.6-П	2380	300	580	0,406	1,46	0,73
ФБС24.4.6-П		400		0,543		0,98
ФБС24.5.6-П		500		0,679		1,22
ФБС24.6.6-П		600		0,815	2,36	1,47

Продовження табл.25

ФБС12.4.6-П	1180	400	380	0,265	0,76	0,48
ФБС12.5.6-П		500		0,331		
ФБС12.6.6-П		600		0,398		
ФБС12.4.3-П	1180	400	380	0,127	0,74	0,23
ФБС12.5.3-П		500		0,159		
ФБС12.6.3-П		600		0,191		
ФБС9.3.6-П	880	300	580	0,146	0,76	0,26
ФБС9.4.6-П		400		0,195		
ФБС9.5.6-П		500		0,244		
ФБС9.6.6-П		600		0,293		
ФБВ9.4.6-П		400		0,161		
ФБВ9.5.6-П		500		0,202		
ФБВ9.6.6-П		600		0,243		
ФБП24.4.6-П	2380	400	380	0,439	1,46	0,79
ФБП24.5.6-П		500		0,526		
ФБП24.6.6-П		600		0,583		
ФБС24.3.6-С	2380	300	580	0,406	1,46	0,81
ФБС24.4.6-С		400		0,543		
ФБС24.5.6-П		500		0,679		
ФБС24.6.6-С		600		0,815		
ФБС12.4.6-С	1180	400	380	0,265	1,46	0,53
ФБС12.5.6-С		500		0,331		
ФБС12.6.6-С		600		0,398		
ФБС12.4.3-С		400		0,127		
ФБС12.5.3-С		500		0,159		
ФБС12.6.3-С		600		0,191		

Продовження табл.21

ФБС9.3.6-С		300		0,146		0,29
ФБС9.4.6-С		400		0,195		0,39
ФБС9.5.6-С		500		0,244		0,49
ФБС9.6.6-С	880	600	580	0,293	0,76	0,59
ФБВ9.4.6-С		400		0,161		0,32
ФБВ9.5.6-С		500		0,202		0,40
ФБВ9.6.6-С		600		0,243		0,49
ФБП24.4.6-С		400		0,439		0,88
ФБП24.5.6-С	2380	500		0,526	1,46	1,05
ФБП24.6.6-С		600	0,583		1,17	

Марка фундаментного блока складається з буквених і цифрових індексів: перші букви (**ФБ**) означають вид конструкції – фундаментний блок; третя (**С, В, П**) вказують на тип блока (**С** – суцільний; **В** – суцільний з вирізом для укладки перемичок і пропуску комунікацій; **П** – пустотілий з відкритими вниз пустотами); перша цифра означає довжину (округлено); друга – ширину; третя – висоту (округлено); остання буква вказує на вид бетону, з якого виготовлено блок. Наприклад, суцільний фундаментний блок довжиною **2380 мм**, шириною **400 мм**, висотою **580 мм**, виготовлений з важкого бетону має марку: **ФБС24.4.6-Т**.

Таблиця 26

Уніфіковані розміри підколонників для фундаментів по серіях 1.412-1/77, 1.412-2/77

Вид перерізу колоны	Розміри перерізу колоны, мм	Підколонник фундаменту		Розміри стакана, мм			Об'єм стакана, м ³
		тип	розміри перерізу, мм	глибина	в плані		
					по низу	по верху	
прямокутний	300 × 300	А	900 × 900	700	400 × 400	450 × 450	
	300 × 400			700	500 × 500	550 × 550	
	400 × 400			800	500 × 500	550 × 550	
	400 × 500			800	500 × 600	550 × 650	
	500 × 500	Б	1200 × 1200		600 × 600	650 × 650	
	400 × 600				500 × 700	550 × 750	
	500 × 600				600 × 700	650 × 750	
	400 × 700				500 × 800	550 × 850	
	400 × 800	В	1200 × 1500		500 × 900	550 × 950	
	500 × 800				600 × 900	650 × 950	
двогільковий	400 × 1000	Г	1200 × 1800		500 × 1100	550 × 1150	
	500 × 1000				600 × 1100	650 × 1150	
	500 × 1300				600 × 1400	650 × 1450	
	500 × 1400	Д	1200 × 2100		600 × 1500	650 × 1550	
	600 × 1400				700 × 1500	750 × 1550	

Таблиця 26

Характеристика типових монолітних фундаментів під колони прямокутного перерізу (серія 1.412-1/77)

Ескіз	Марка фундаменту	Розміри плитної частини, мм						Витрата бетону, м ³ при висоті фундаменту, мм					
		підощва		перша ступінь		друга ступінь		1500	1800	2400	3000	3600	4200
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>a</i> ₁	<i>b</i> ₁	<i>a</i> ₂	<i>b</i> ₂	Ф...-1	Ф...-2	Ф-3	Ф...-4	Ф...-5	Ф...-6
Рис. 25, а	ФА1- <i>n</i>	1500	1500	---	---	---	---	1,6	1,9	2,4	2,9	3,4	3,9
	ФА2- <i>n</i>	1800	1800	---	---	---	---	2,0	2,2	2,7	3,2	3,6	4,1
Рис. 25, б	ФА4- <i>n</i>	2100	1800	1500	900	---	---	2,3	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5
	ФА5- <i>n</i>	2400	1800	1500	900	---	---	2,4	2,7	3,2	3,6	4,1	4,6
	ФА6- <i>n</i>	2400	2100	1500	1500	---	---	2,9	3,2	3,6	4,1	4,6	5,1
	ФА7- <i>n</i>	2700	2100	1800	1500	---	---	3,2	3,5	4,0	4,5	4,9	5,4
	ФА8- <i>n</i>	2700	2400	1800	1500	---	---	3,5	3,7	4,2	4,7	5,2	5,7
	ФА9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1500	---	---	3,8	4,1	4,6	5,0	5,5	6,0
Рис. 25, в	ФА10- <i>n</i>	3300	2700	2400	1800	1500	900	4,9	5,1	5,6	6,1	6,6	7,1
	ФА11- <i>n</i>	3600	3000	2700	1800	1800	900	5,7	5,9	6,4	6,9	7,4	7,9
	ФА12- <i>n</i>	4200	3000	3000	1800	1800	900	6,4	6,6	7,1	7,6	8,1	8,6
Рис. 25, б	ФБ2- <i>n</i>	1800	1800	---	---	---	---	2,7	3,1	4,0	4,9	5,7	6,6
Рис. 25, б	ФБ4- <i>n</i>	2100	1800	1500	1800	---	---	3,0	3,4	4,3	5,1	6,0	6,9
	ФБ5- <i>n</i>	2400	1800	1800	1200	---	---	3,3	3,7	4,5	5,4	6,3	7,1
	ФБ6- <i>n</i>	2400	2100	1800	1200	---	---	3,5	3,9	4,8	5,6	6,5	7,3
	ФБ7- <i>n</i>	2700	2100	1800	1200	---	---	3,7	4,1	4,9	5,8	6,7	7,5
	ФБ8- <i>n</i>	2700	2400	1800	1200	---	---	4,2	4,6	5,5	6,4	7,2	8,1
	ФБ9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1800	---	---	4,6	5,0	5,9	6,8	7,6	8,5

Продовження табл.26

Рис. 25, в	ФА10- <i>n</i>	3300	2700	2400	1800	1800	1200	5,5	5,9	6,8	7,6	8,5	9,4
	ФА11- <i>n</i>	3600	3000	2700	2100	1800	1200	6,5	6,9	7,8	8,6	9,5	10,3
	ФА12- <i>n</i>	4200	3000	3000	2100	1800	1200	7,2	7,6	8,5	9,3	10,2	11,1
	ФА13- <i>n</i>	4200	3600	3000	2700	1800	1800	8,8	9,2	10,1	11,0	11,8	12,7
	ФА14- <i>n</i>	4800	3600	3600	2700	2400	1800	10,3	10,7	11,6	12,4	13,3	14,2
	ФА15- <i>n</i>	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,5	11,9	12,8	13,6	14,5	15,4
	ФА16- <i>n</i>	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,1	13,5	14,4	15,2	16,1	17,0
Рис. 25, а	ФВ4- <i>n</i>	2100	1800	---	---	---	---	3,3	3,8	4,9	6,0	7,1	8,2
Рис. 25, б	ФВ5- <i>n</i>	2400	1800	1800	1200	---	---	3,6	4,1	5,2	6,3	7,4	8,4
	ФВ6- <i>n</i>	2400	2100	1800	1200	---	---	3,8	4,3	5,4	6,5	7,6	8,6
	ФВ7- <i>n</i>	2700	2100	2100	1200	---	---	4,1	4,6	5,7	6,8	7,9	8,9
	ФВ8- <i>n</i>	2700	2400	2100	1800	---	---	4,7	5,2	6,3	7,4	8,5	9,6
	ФВ9- <i>n</i>	3000	2400	2100	1800	---	---	4,9	5,4	6,5	7,6	8,7	9,8
Рис. 25, в	ФВ10- <i>n</i>	3000	2700	2700	1800	2100	1200	6,0	6,5	7,6	8,7	9,7	10,8
	ФВ11- <i>n</i>	3600	3000	2700	2100	2100	1200	6,8	7,3	8,4	9,5	10,6	11,6
	ФВ12- <i>n</i>	4200	3000	3300	2100	2400	1200	7,8	8,3	9,4	10,5	11,6	12,7
	ФВ13- <i>n</i>	4200	3600	3300	2400	2400	1800	9,3	9,8	10,9	12,0	13,1	14,2
	ФВ14- <i>n</i>	4800	3600	3600	2400	2400	1800	10,2	10,7	11,8	12,9	13,9	15,0
	ФВ15- <i>n</i>	4800	4200	3600	3000	2400	1800	11,7	12,2	13,3	14,4	15,4	16,5
	ФВ16- <i>n</i>	5400	4200	4200	3000	3000	1800	13,3	13,8	14,9	16,0	17,1	18,1
	ФВ17- <i>n</i>	5400	4800	4200	3600	3000	2400	15,6	16,1	17,2	18,3	19,3	20,4

Марка фундаменту складається з буквених і цифрових індексів: перша буква (**Ф**) означає вид конструкції – фундамент; друга (**А, Б, В, Д**) вказує на тип підколоники (табл. 9); перша цифра вказує на типорозмір підшви а друга – типорозмір фундаменту по висоті (табл.10) Наприклад, двоступінчатий фундамент шириною **2100 мм**, довжиною **1800 мм**, висотою **1500 мм** має марку: **ФА7-2**.

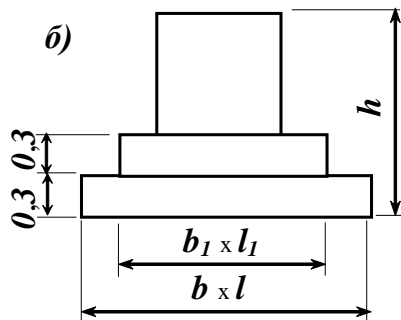
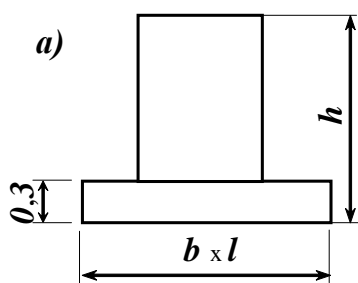
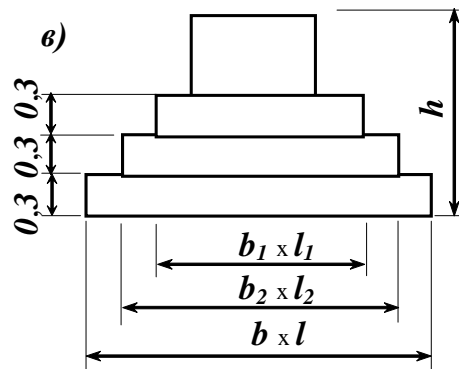
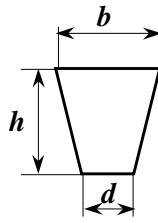
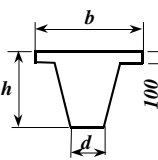


Рис. 25



Фундаментні балки (вигляд з Серії 1.415)

Ескіз	Марка виробу	Розміри, мм			Маса виробу, т	
		l	b	d		h
	ФБ6-1	5950	260	200	450	1.60
	ФБ6-2	5050	260	200	450	1.30
	ФБ6-3	4750	260	200	450	1.20
	ФБ6-4	4450	260	200	450	1.20
	ФБ6-5	4300	260	200	450	1.10
	ФБ6-6	5950	260	200	450	1.60
	ФБ6-7	5050	260	200	450	1.30
	ФБ6-8	4750	260	200	450	1.20
	ФБ6-9	4450	260	200	450	1.20
	ФБ6-10	4300	260	200	450	1.10
	ФБ6-11	5950	400	200	450	1.80
	ФБ6-12	5050	400	200	450	1.50
	ФБ6-13	4750	400	200	450	1.40
	ФБ6-14	4450	400	200	450	1.30
	ФБ6-15	4300	400	200	450	1.30
	ФБ6-16	5950	400	200	450	1.80
	ФБ6-17	5050	400	200	450	1.50
	ФБ6-18	5950	400	200	450	1.80
	ФБ6-19	5050	400	200	450	1.50
	ФБ6-20	4750	400	200	450	1.40
	ФБ6-21	4450	400	200	450	1.30
	ФБ6-22	4300	400	200	450	1.30
	ФБ6-23	5950	400	200	450	1.80
	ФБ6-24	5050	400	200	450	1.50
	ФБ6-25	4750	400	200	450	1.40
	ФБ6-26	4450	400	200	450	1.30
	ФБ6-27	4300	400	200	450	1.30
	ФБ6-28	5950	520	250	450	2.20
	ФБ6-29	5050	520	250	450	1.90
	ФБ6-30	4750	520	250	450	1.80
	ФБ6-31	4450	520	250	450	1.70
	ФБ6-32	4300	520	250	450	1.60
	ФБ6-33	5950	520	250	450	2.20
	ФБ6-34	5050	520	250	450	1.90
	ФБ6-35	5950	520	250	450	2.20
	ФБ6-36	5050	520	250	450	1.90
	ФБ6-37	4750	520	250	450	1.80
	ФБ6-38	4450	520	250	450	1.70
	ФБ6-39	4300	520	250	450	1.60

Марка фундаментної балки складається з букв ФБ (фундаментна балка) і цифр, які визначають номінальну довжину балки і номер типорозміру. Наприклад, фундаментна балка довжиною 5050 мм, шириною по верху 400 мм, висотою 450 мм має марку: ФБ6.12.

Таблиця 28

Марки і номінальні розміри паль типу ПН

Марка палі	Номінальні розміри, мм					Об'єм бетону, м ³	Маса палі, т	Витрати сталі, кг			
	L	l	l ₁	l ₂	b						
ПНдр30.30	3000	250	600	-	300	0,28	0,70	10,7			
ПНдр35.30	3500		700			0,33	0,83	11,2			
ПНдр40.30	4000		800			0,37	0,93	11,8			
ПНдр45.30	4500		900			0,42	1,05	12,4			
ПНдр50.30	5000		1000			0,46	1,15	12,9			
ПНдр55.30	5500		1100			0,51	1,28	13,5			
ПНдр60.30	6000		1200			0,55	1,38	14,2			
ПНдр70.30	7000		1400			0,64	1,60	16,5			
ПНдр80.30	8000		1600			2400	0,73	1,83	17,6		
ПН90.30	9000		1800			2600	0,82	2,05	36,0		
ПНдр90.30									24,6		
ПН100.30	10000		2100			2900	0,91	2,28	39,6		
ПНдр100.30									27,0		
ПН110.30	11000		2300			3200	1,00	2,50	42,7		
ПНдр110.30		28,8									
ПНк110.30		33,0									
ПН120.30	12000	2500	3500	1,09	2,73	45,7					
ПНдр120.30						38,1					
ПНк120.30						35,2					
ПН130.30	13000	2700	3800	1,18	2,95	51,4					
ПНдр130.30						43,2					
ПНк130.30						40,0					
ПН140.30						14000	2900	4100	1,27	3,18	55,6
ПНдр140.30											55,2
ПНк140.30											43,3
ПН150.30	15000	3100	4400	1,36	3,40	75,4					
ПНдр150.30						68,2					
ПНк150.30						64,8					
ПНдр80.35	8000	300	1600	2400	350	1,00	2,50	20,0			
ПНдр90.35	9000		1800	2600		1,12	2,80	27,1			
ПН100.35	10000		2100	2900		1,24	3,10	42,6			
ПНдр100.35								29,9			
ПНк100.35								33,8			
ПН110.35	11000		2300	3200		1,37	3,43	45,6			
ПНдр110.35								31,6			
ПНк110.35								35,9			
ПН120.35	12000		2500	3500		1,49	3,73	48,9			
ПНдр120.35								41,2			
ПНк120.35								38,3			
ПН130.35	13000		2700	3800		1,61	4,03	56,2			
ПНдр130.35								48,0			
ПНк130.35								44,8			
ПН140.35	14000	2900	4100	1,73	4,33	75,2					

Продовження табл.28

ПНдр140.35								59,6
ПНК140.35								47,4
ПН150.35	15000	350	3100	4400	400	1,86	4,65	79,6
ПНдр150.35								72,4
ПНК150.35	69,0							
ПН160.35	16000		3300	4,700		1,98	4,95	105,0
ПНК160.35								99,0
ПН170.35	17000		3500	5000		2,12	5,30	137,7
ПНК170.35								105,7
ПН180.35	18000		3700	5300		2,23	5,58	144,9
ПНК180.35								133,9
ПН190.35	19000		3900	5600		2,35	5,80	152,2
ПНК190.35		202,7						
ПН200.35	20000	4100	5900	2,47	6,18	193,5		
ПНК20-35						212,5		
ПН130.40	13000	350	2700	3800	400	2,10	5,26	76,2
ПНдр130.40								53,5
ПНК130.40								50,3
ПН140.40	14000		2900	4100		2,26	5,65	80,9
ПНдр140.40								65,3
ПНК140.40	53,0							
ПН150.40	15000		3100	4400		2,42	6,05	105,2
ПНдр150.40								78,3
ПНК150.40	74,8							
ПН160.40	16000		3300	4700		2,50	6,45	112,6
ПНК160.40		106,6						
ПН170.40	17000	3500	5000	2,74	6,85	144,2		
ПНК170.40						112,2		
ПН180.40	18000	3700	5300	2,90	7,25	151,6		
ПНК180.40						140,6		
ПН190.40	19000	3900	5600	3,06	7,65	194,1		
ПНК190.40						212,3		
ПН200.40	20000	4100	5900	3,22	8,05	203,3		
ПНК200.40						222,3		
Примітка. Витрати сталі на одну палю наведені за умови армування дротом класу В-І.								

Таблиця 29

Технічні характеристики штангових дизель-молотів

Показник	Дизель-молоти з охолодженням							
	рухомим				нерухомим			
	ДБ-45	ДМ-58	ДМ-150	ДМ-150а	С-222	С-268	С-330	С-330А
Маса, кг ударної частини	140	180	190	240	1200	1800	2500	2500
молота загальна	260	315	340	350	2300	3100	4200	4500
Енергія удару, кДж	1,0	1,5	1,5	2,00	---	---	---	---
Число ударів за хв	100	110	100	65	55	55	50	50
Найбільша висота підняття ударної частини, мм	1000	100	1000	1250	1790	2100	2600	2500
Габарити, мм довжина ширина висота	500	550	620	650	850	900	870	870
	360	400	450	450	800	820	980	1000
	1715	1940	1970	1980	3360	3820	4540	4760
Розмір перерізу чи діаметр заглибованої палі, см	20*	22*	22*	22*	30**	30**	30**	30**

* - дерев'яні палі; ** - залізобетонні палі. Для штангових дизель-молотів розрахункова енергія удару визначається за формулою $\mathcal{E}_p = 0,4 G'_p h_m$.

Таблиця 30

Технічні характеристики трубчатих дизель-молотів

Показник	Дизель-молоти з охолодженням								
	водяним					повітряним			
	С-994	С-995	С-996	С-1047	С-1048	С-859	С-949	С-954	С-974
Маса ударної частини, кг	600	1250	1800	2500	3500	1800	2500	3500	5000
Висота підскоку ударної частини, мм найбільша	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800	2800
найменша	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200	2000± 200
Енергія удару при висоті підскока 2500мм, кДж	9,0	19,0	27,0	37,0	52,0	27,0	38,0	52,0	76,0
Число ударів за хв	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Маса молота з кішкою, кг	1500	2600	3550	5500	7650	3500	5000	7500	10100
Габарити, мм довжина ширина висота	640	720	765	840	800	700	720	890	---
	470	520	600	950	1000	790	---	1000	---
	3825	3955	4335	4970	5150	4190	4970	5080	5520

Для трубчатих дизель-молотів розрахункова енергія удару визначається за формулою $\mathcal{E}_p = 0,9 G'_p h_m$.

Список використаної літератури

1. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Грунти. Класифікація. [Чинний від 1997-01-01]. Київ, 1996. 61 с. (Інформація та документація).
2. ДБН В.2.1 10:2018 "Основи і фундаменти будівель і споруд". [Чинний від 2019-01-01]. Київ, 2018. 42 с. (Інформація та документація).
3. ДБН В.2.1–10–2009, зміна 1. „Основи та фундаменти споруд”. [Чинний від 2011-01-01]. Київ, 2010. 49 с. (Інформація та документація).
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. [Чинний від 2010-01-01]. Київ, 2009. 78 с. (Інформація та документація).
5. ДСТУ Б В.2.6.-65:2008 „Палі залізобетонні”. [Чинний від 2009-01-01]. Київ, 2008. 32 с. (Інформація та документація).
6. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. [Чинний від 2011-01-01]. Київ, 2010. 28 с. (Інформація та документація).
7. Бабич Є. М., Крусь Ю. А. Механіка ґрунтів, основ та фундаментів : навч. посіб. Рівне : РДТУ, 2001. 367 с.
8. Крусь Ю. О. Основи та фундаменти : Практикум : навч. посібник. Вид. 2-ге, перероб. та доп. Рівне : НУВГП, 2019. 247 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/14954>.
9. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів. Основи і фундаменти / Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Хілобок В. Г., Яковлев А. В. Київ : Вища школа, 1992. 550 с.
10. Федорчук Г. Ф., Фурсович М.О ., Жеребятсьєв О. В. Механіка ґрунтів. Лабораторний практикум. Рівне : НУВГП, 2016. 129 с. URL: <http://ep3.nuwm.edu.ua/id/eprint/1904>.