



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

**МОСТИ ТА ТРУБИ.
ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ**

ДБН В.2.3-XXX:201X

(Проект, перша редакція)

Київ
Міністерство регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального
господарства України
201_

ПЕРЕДМОВА

- 1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство «Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П.Шульгіна» (ДП «ДерждорНДІ»), ТК 307
- РОЗРОБНИКИ: **В. Бублик; Н. Карпенко; П. Коваль**, канд. техн. наук;
Р. Полюга, канд. техн. наук (керівник розробки)
- 2 ВНЕСЕНО: Державне агентство автомобільних доріг України
- 3 ПОГОДЖЕНО: Державна адміністрація залізничного транспорту України (Укрзалізниця) Лист від __.__.1_ р. №
Державне агентство автомобільних доріг України (Укравтодор) Лист від __.__.1_ р. № _____
Державна служба гірничого нагляду та промислової безпеки України Лист від __.__.1_ р. № _____
Міністерство екології та природних ресурсів України Лист від __.__.1_ р. № _____
Міністерство інфраструктури України Лист від __.__.1_ р. № _____
- 4 ЗАТВЕРДЖЕНО: Наказ Міністерства регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України від _____ р. № _____
- НАБРАННЯ ЧИННОСТІ:
- 5 НА ЗАМІНУ: ДБН В.2.3-14-2006 Мости та труби. Правила проектування у частині:
7 Основи і фундаменти;
Додаток S. Розрахунковий опір ґрунтів основи осьовому стиску;
Додаток V. Методика перевірки несучої здатності по ґрунту фундаменту з паль або опускного колодязя як умовного фундаменту мілкового закладання;
Додаток W. Методика перевірки несучої здатності підстильного шару ґрунту;
Додаток Y. Методика визначення додаткових тисків на основу стояна від ваги примикальної частини підхідного насипу.

Право власності на цей документ належить державі.

Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений, тиражований і розповсюджений як офіційне видання без дозволу Міністерства регіонального розвитку будівництва та житлово-комунального господарства України

© Мінрегіон, 201X

Видавець нормативних документів у галузі будівництва і промисловості будівельних матеріалів Мінрегіону України
Державне підприємство «Укрархбудінформ»

ЗМІСТ

	С.
1 Сфера застосування.....	1
2 Нормативні посилання.....	1
3 Терміни та визначення понять, позначки та скорочення.....	3
3.1 Терміни та визначення понять.....	3
3.2 Позначки та скорочення.....	5
4 Загальні положення.....	5
5 Вимоги до інженерно-геологічних вишукувань.....	9
5.1 Загальні вимоги.....	9
5.2 Вишукування для розробки ТЕО (ТЕР).....	13
5.3 Вишукування для складання проекту (П).....	15
5.4 Вишукування для робочого проекту (РП).....	16
6 Класифікація та основні параметри фундаментів. Матеріали.....	17
7 Навантаження і впливи.....	21
8 Проектування основ і фундаментів.....	22
8.1 Загальні вимоги до розрахунків.....	22
8.2 Розрахунки фундаментів мілкового закладення або фундаментів з опускних колодязів.....	29
8.3 Розрахунки пальових фундаментів.....	35
8.3.1 Загальні вимоги.....	35
8.3.2 Визначення несної здатності одиночної палі по ґрунту.....	36
8.3.3 Визначення несної здатності палі-стояка по ґрунту.....	37
8.3.4 Визначення несної здатності висячої палі (палі тертя) по ґрунту.....	38
8.4 Визначення несної здатності паль за результатами польових випробувань.....	46
8.5 Визначення несної здатності паль за результатами випробувань натурних паль.....	47
8.6 Визначення несної здатності паль за результатами випробувань	

грунтів палями	48
9 Розрахунок фундаментів за деформаціями.....	50
9.1 Загальні вимоги	50
9.2 Розрахунок осідання пальового фундаменту як умовного суцільного (масивного) фундаменту.....	51
9.3 Розрахунок осідання пальового фундаменту з урахуванням взаємного впливу паль у кущі.....	52
10 Проектування фундаментів у ґрунтових основах з особливими властивостями та при реконструкції	53
10.1 Особливості проектування фундаментів на просідних ґрунтах	53
10.2 Проектування фундаментів на набухаючих ґрунтах.....	57
10.3 Проектування пальових фундаментів при реконструкції (ремонтів) мостів	58
11 Конструювання фундаментів	61
Додаток А Розрахунковий опір ґрунтів основи осьовому стиску.....	71
Додаток Б Методика перевірки несної здатності по ґрунту фундаменту з паль або опускного колодезя як умовного суцільного фундаменту мілкового закладання.....	74
Додаток В Методика перевірки несної здатності підстиляючого шару ґрунту	77
Додаток Г Методика визначення додаткових тисків на основу стояна від ваги прилеглої частини підхідного насипу	79
Додаток Д Визначення осідання пальового фундаменту як умовного суцільного фундаменту мілкового закладання.....	82
Додаток Ж Визначення несної здатності залізобетонної палі за матеріалом...86	
Додаток Е Основні літерні позначення.....	87
Додаток И Бібліографія.....	89

ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

МОСТИ ТА ТРУБИ. ОСНОВИ І ФУНДАМЕНТИ

МОСТЫ И ТРУБЫ. ОСНОВАНИЯ И ФУНДАМЕНТЫ

BRIDGES AND CULVERTS. GROUNDS AND FOUNDATIONS

Чинні від _____

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Ці норми поширюються на проектування основ та фундаментів мостів та труб, зазначених у ДБН В.2.3-22.

1.2 Ці норми встановлюють основні положення і вимоги щодо проектування основ і фундаментів мостів та труб.

1.3 Вимоги цих норм обов'язкові для виконання суб'єктами господарювання, які здійснюють проектування, будівництво та експлуатацію мостів та труб.

2 НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цих нормах є посилання на такі будівельні норми та нормативні документи:

ДБН А.2.1-1:2014 Інженерні вишукування для будівництва

ДБН А.2.2-3:2014 Склад та зміст проектної документації на будівництво

ДБН А.3.2-2:2009 ССБП. Охорона праці і промислова безпека у будівництві.

Основні положення

ДБН В.1.1-3-97 Захист від небезпечних геологічних процесів. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів і обвалів. Основні положення

ДБН В.1.1-5-2000 Захист від небезпечних геологічних процесів. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина 1. Будинки та споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки та споруди на просідаючих ґрунтах

ДБН В.1.1-12:2014 Будівництво у сейсмічних районах України

пр. ДБН В.2.3-XXX:201X

ДБН В.1.1-24:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Захист від небезпечних геологічних процесів. Основні положення проектування

ДБН В.1.1-25:2009 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення

ДБН В.1.2-14:2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи

ДБН В.2.1-10:2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування

ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування

ДБН В.2.3-22:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування

ДБН В.2.3-26:2010 Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування. Сталеві конструкції

ДБН В.2.6-161:2010 Конструкції будинків і споруд. Дерев'яні конструкції. Основні положення

ДСТУ Б В.2.1-1-95 (ГОСТ 5686-94) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань палями

ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія

ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація

ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості

ДСТУ Б В.2.1-5-96 (ГОСТ 20522-96) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.

ДСТУ Б В.2.1-7-00 (ГОСТ 20276-99) Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості

ДСТУ Б В.2.1-9-2002 (ГОСТ 19912-2001) Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням

ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Основи та фундаменти споруд. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань

ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 Настанова щодо проведення земляних робіт та улаштування основ і спорудження фундаментів (СНиП 3.02.01-87, MOD)

ДСТУ Б В.2.7-43-96 Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови.

3 ТЕРМІНИ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ, ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

3.1 Терміни та визначення понять

У цих нормах використано терміни відповідно до ДБН А.2.2-3: будівництво; ДБН В.2.3-22: міст, мостовий перехід, труба; ДБН В.2.1-10: ґрунт, ґрунтова основа споруди, жорсткість основи, фундамент, фундамент мілкового закладення, фундамент глибокого закладення, паля набивна, паля буронабивна, паля буроін'єкційна, паля гвинтова, паля-стояк, довантажувальні сили тертя, паля висяча, одиночна паля, пальова основа фундаментів, ростверк високий, пальово-плитний фундамент; ДСТУ Б В.2.1-1: натурна паля, еталонна паля, паля-зонд; ДСТУ Б В.2.1-27: окреме значення граничного опору, відмова.

У цих нормах додатково використані такі терміни та визначення позначених ними понять:

3.1.1 будівельні властивості ґрунтів

Властивість ґрунтів тривалий час сприймати зовнішні навантаження при деформаціях основ та не перешкоджати нормальній експлуатації споруд

3.1.2 висота фундаменту

Відстань від його підошви до обрізу;

3.1.3 глибина закладання фундаменту

Відстань, виміряна від підошви фундаменту до поверхні ґрунту

3.1.4 глибина закладення пальового фундаменту

Відстань від поверхні ґрунту до площини, проведеної через вістря паль

3.1.5 деформативні властивості ґрунтів

Властивість ґрунтів змінювати під навантаженням об'єм без порушення суцільності

3.1.6 деформація основи

Зміна об'єму або розмірів масиву ґрунту під впливом зовнішніх сил або впливом фізичних чинників

3.1.7 зсув

Ковзний рух ґрунтів на схилі та біля його підніжжя у сформованому об'ємі; певний об'єм ґрунту, що зазнав або зазнає зсувних деформацій (ДБН В.1.1-3);

3.1.8 несна здатність паль по ґрунту

Величина навантаження, яке може сприймати паля, за умови забезпечення граничних значень осідання, визначених для даного виду конструкції, з урахуванням коефіцієнтів умов роботи та надійності по ґрунту (ДСТУ Б В.2.1-27)

3.1.9 паловий фундамент

Комплекс паль, об'єднаних в єдину конструкцію, що передають навантаження на основу.

3.1.10 основа споруди

Масив ґрунту, що взаємодіє з спорудою мосту або труби;

3.1.11 обріз фундаменту

Площина, по якій фундамент відділяється від тіла опори;

3.1.12 підошва фундаменту

Площина, по якій відбувається обпирання фундаменту на ґрунти основи;

3.1.13 фундамент опори

Частина опори, яка служить для передачі навантаження від споруди на основу

3.1.14 ростверк

Розподільна балка або плита, що об'єднує голови паль і перерозподіляє на них навантаження від конструкцій, що розташовані вище. Розрізняють високий ростверк, якщо його підшва розташовується вище поверхні ґрунту, і низький ростверк, якщо його підшва спирається на ґрунт або заглиблена в ньому.

3.2 ПОЗНАКИ ТА СКОРОЧЕННЯ

3.2.1 ВПТ – вертикально переміщувана труба

3.2.2 МГТ – металеві гофровані труби

3.2.3 ФМЗ – фундамент мілкового закладення

3.2.4 ТЕО – техніко-економічне обґрунтування

3.2.5 ТЕР – техніко-економічний розрахунок

3.2.6 П – проект

3.2.7 РП – робочий проект

3.2.8 Р – робоча документація

4 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

4.1 Основи та фундаменти мостів і труб слід проектувати відповідно до вимог ДБН В.2.1-10, ДБН В.1.1-12, ДБН В.1.1-5, ДСТУ Б В.2.1-27 та цих Норм.

Фундаменти мостів, що зводяться в районах з наявністю або можливістю розвитку небезпечних геологічних процесів (карстів, зсувів, обвалень) необхідно проектувати з урахуванням додаткових вимог ДБН В.1.1-3, ДБН В.1.1-24.

Дані про кліматичні умови району будівництва повинні прийматися з урахуванням вимог ДСТУ-Н Б В.1.1-27.

4.2 Фундаменти мостів і труб потрібно проектувати з урахуванням:

а) результатів інженерних вишукувань:

- матеріалів геодезичної зйомки будівельного майданчика з позначенням усіх існуючих споруд, підземних і наземних комунікацій, з відмітками поверхні майданчика в поздовжньому і поперечному напрямках проекрованої споруди;

- матеріалів інженерно-геологічних вишукувань, що містять інформацію про геологічну будову товщі ґрунтів, включаючи дані про стан і властивості ґрунтів для оцінки можливості і доцільності їх використання як основи;

- гідрографічної і гідрологічної інформації, що містить дані про умови протікання постійних або тимчасових водотоків, їх витратах і характерних рівнях води для визначення глибини можливих розмивів дна русла в місцях зведення опор і фундаментів мосту;

- даних щодо умови залягання і поширення підземних вод, а також їх режиму і ступеня агресивності;

- даних про площі розвитку, інтенсивність і особливості розвитку різних фізико-геологічних процесів, необхідних для оцінки їх впливу на проведення будівельних робіт і експлуатацію мостової споруди;

б) даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості мосту або труби і умови їх експлуатації;

в) даних про характер, значення і розрахункові поєднання навантажень, що передаються на фундамент (навантаження і дії, а також їх поєднання слід приймати з урахуванням вимог ДБН В.1.2-15;

г) умов існуючої забудови (за наявності) і впливу на неї нового будівництва;

д) екологічних вимог;

е) обґрунтування проектних рішень мосту (труби) для прийняття оптимального, такого, що забезпечує якнайповніше використання характеристик ґрунтів з міцності і деформативності та фізико-механічних властивостей матеріалів фундаментів.

4.3 Інженерні вишукування для проектування і будівництва мостів та труб необхідно виконувати з урахуванням вимог ДБН А.2.1-1, розділу 4 ДБН В.2.1-10, та розділу 5 цих норм.

4.4 Класифікація ґрунтів при проектуванні основ і фундаментів мостів та труб повинна виконуватись відповідно до вимог ДСТУ Б В.1.1-2.

4.5 У конструкціях фундаментів мостів і труб, в елементах пальових опор застосовують бетон, залізобетон і метал. Характеристичні і розрахункові

значення фізико-механічних властивостей матеріалів (бетону, арматури, закладних виробів, сталевих обсадних труб), що використовуються для фундаментів, повинні задовольняти вимогам розділу 3 ДБН В.2.3-14: застосований бетон повинен відповідати вимогам, наведеним у табл.3.4, арматура - вимогам, наведеним в таблиці 3.14, закладні вироби, сталевий прокат - вимогам ДБН В.2.3-26, з урахуванням виду, розташування конструкції і умов її роботи.

4.6 Проектні рішення основ і фундаментів усіх типів повинні задовольняти вимогам: безпеки, експлуатаційної придатності, довговічності.

Роботи з проектування фундаментів проводять згідно з технічним завданням на проектування споруд і вихідними даними згідно з 4.2.

Забезпечення дотримання вимог повинно здійснюватись шляхом визначення: характеристик матеріалів фундаментів і ґрунтів основи; коефіцієнтів надійності; видів навантажень і впливів; розрахункових схем, на різних стадіях будівництва й експлуатації споруди; конструктивних, технологічних і експлуатаційних вимог; граничних значень деформацій (прогинів, максимальних і нерівномірних осідань, кренів).

4.7 При проектуванні мостів слід передбачати, як правило, фундаменти мілкового або глибокого закладення.

4.8 Труби, МГТ, як правило, проектують без улаштування фундаментів або з фундаментами мілкового закладення. Допускається, при відповідному обґрунтуванні, проектувати труби на фундаментах з паль різних типів.

4.9 При визначенні типу фундаменту слід враховувати:

- особливості конструкцій споруди в цілому, а також прогонових будов і опор;
- значення і характер навантажень, що сприймаються фундаментами;
- особливості нашарування ґрунтів і їх фізико-механічні характеристики;
- наявність підземних і поверхневих вод і їх режим;
- наявність зрізань, насипних ґрунтів і розмивів дна водотоків;
- вимоги, що пред'являються відносно граничних осідань і кренів.

4.10 ФМЗ на природній основі слід влаштовувати при відносно неглибокому заляганні від денної поверхні міцних малостисливих ґрунтів, у разі відсутності або глибокому розташуванні розрахункового рівня підземних вод.

4.11 При наявності слабких ґрунтів, що підстилаються малостисливими ґрунтами, рекомендується для забезпечення несної здатності:

- слабкі сильностисливі ґрунти, товщі торфів і мулів прорізати палями, обпираючи їх нижні кінці на несні малостисливі ґрунти;

- передбачати влаштування розширеної п'яти в нижній частині паль при недостатній несній здатності підстилаючих малостисливих ґрунтів;

- крім вертикальних, передбачати похилі палі в одному або у двох напрямках відносно поздовжньої осі мосту (необхідність застосування похилих паль встановлюється розрахунком, виходячи з характеристичних значень пружного зміщення ростверку в горизонтальному напрямку);

- при визначенні несної здатності паль по ґрунту враховувати несприятливий вплив довантажувальних сил тертя, що виникають в результаті ущільнення товщі сильностисливих ґрунтів під дією власної ваги, - для проміжних опор і від ваги насипу - для стоянів.

4.12 За інженерно-геологічних умов, що відрізняються від наведених в 4.11, застосовують фундаменти глибокого закладення (пальові - із забивних, бурових і комбінованих паль, паль-оболонки, траншейних стін), фундаменти мілкового закладення на природній основі, або опускні колодязі як умовні фундаменти мілкового закладення.

4.13 Розрахунок ґрунтових основ фундаментів мостів та труб виконують з урахуванням вимог підрозділу 7.3 та додатка В ДБН В.2.1-10.

Значення характеристик фізичних властивостей ґрунтів, необхідні для обчислення розрахункових опорів основ під подошвою фундаментів мілкового закладення або фундаментів з опускних колодязів (згідно з додатком А), визначають відповідно до вимог ДБН В.2.1-10.

4.14 Кількість паль у фундаменті і їх розміри слід призначати з умови максимального використання міцності матеріалу паль і ґрунтів основи при

розрахунковому навантаженні, яке допускається на палю, з урахуванням граничних перевантажень крайніх паль у фундаменті.

Вибір конструкції і розмірів паль повинен здійснюватися з урахуванням значень і напрямку дії навантажень на фундаменти (у тому числі технологічних навантажень). Під час будівництва мосту приймають запобіжні заходи для зменшення впливу навантаження на постійну опору (фундамент).

При розміщенні паль в плані необхідно прагнути до мінімальної кількості в палювих куцах (групах), домагаючись максимального використання їх несної здатності.

Не слід допускати невикористання несної здатності паль більше ніж 15 %, перевантаження паль від постійних і тривалих навантажень - більше ніж на 5 %, від короткочасних навантажень - більше ніж на 20 %.

4.15 При проектуванні фундаментів на зсувних ділянках, у тому числі ділянках, потенційно схильних до зсувної небезпеки, зокрема, техногенного походження, необхідно залучати відповідно атестованих фахівців.

4.16 При проектуванні фундаментів слід враховувати спосіб і умови їх зведення, що відповідають прийнятому конструктивному рішенню, і, в необхідних випадках, розробляти технологічний регламент на спорудження фундаментів.

5 ВИМОГИ ДО ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ ВИШУКУВАНЬ

5.1 Загальні вимоги

5.1.1 Інженерні вишукування для проектування мостів необхідно проводити відповідно до вимог ДБН А.2.1-1, розділу 4 ДБН В.2.1-10, [1] та цього розділу.

Основні вимоги до матеріалів інженерно-геологічних вишукувань наведено у ДБН А.2.1-1, ДБН В.1.1-24, ДБН В.1.1-25.

5.1.2 Результати вишукувань повинні містити детальний опис поширення і умов залягання основних геолого-літологічних різновидів ґрунтів, а також прошарків торфу, мулів та інших слабких ґрунтів; характеристику фізико-механічних властивостей ґрунтів, що прорізаються, і несного шару.

До основних параметрів механічних властивостей ґрунтів, що визначає несну здатність основ і їх деформації, слід відносити параметри відповідно до 7.3 та додатка В ДБН В.2.1-10.

Характеристики ґрунтів природного складу, а також штучного походження визначають на основі випробувань в польових або лабораторних умовах з урахуванням можливої зміни вологості ґрунтів у процесі будівництва та експлуатації споруд відповідно до вимог ДБН А.2.1-1. Характеристичні та розрахункові значення ґрунтів слід встановлювати на основі статистичної обробки результатів випробувань відповідно до ДСТУ Б В.2.1-5.

У розрахунках основ за несною здатністю значення розрахункових характеристик ґрунтів, що визначаються за ДСТУ Б В.2.1-5, слід приймати при довірчій ймовірності $L = 0,98$, а в розрахунках за деформаціями - $L = 0,9$.

5.1.3 За наявності в основі ґрунтів (в тому числі юрських глин і суглинків), зразки яких для лабораторних випробувань без порушення їх структури неможливо отримати, розрахункові значення ґрунтів слід визначати за результатами штампових випробувань, динамічного або статичного зондування.

При розташуванні під нижніми кінцями паль пухких піщаних ґрунтів або пілувато-глинистих з показником текучості $I_L > 0,6$ несну здатність слід визначати за результатами статичних випробувань паль.

5.1.4 У процесі вишукувань необхідно встановлювати наявність підземних вод. Мають бути отримані абсолютні позначки рівнів підземних вод, швидкість і напрям течії, дати сезонної і багаторічної зміни рівнів вод з урахуванням техногенних факторів, позначки максимального і мінімального рівнів, хімічний склад підземних вод з метою визначення їх агресивності до матеріалів фундаментів, характер гідралічного зв'язку підземних вод з поверхневими водами відкритих водоймищ (річок, озер, ставків).

5.1.5 У процесі вишукувань потрібно отримати відомості про поверхневі води: абсолютні позначки і дати максимального, мінімального і робочого рівнів води у водотоках; максимальні і мінімальні витрати води; дати початку і кінця

льодоставу і льодоходу, товщину льоду, рівні льодоставу і льодоходу, можливі затори льоду; характер і ступінь агресивності води і швидкості її течії.

5.1.6 Результати інженерно-геологічних вишукувань повинні містити дані, для вибору типу фундаменту, у тому числі пального, визначення виду палів і їх розмірів, розрахункового навантаження, що допускається на палю, і проведення розрахунків за граничними станами з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних, гідрогеологічних і екологічних умов майданчика будівництва, а також виду і об'єму інженерних заходів з їх освоєння.

5.1.7 Технічне завдання на виконання інженерно-геологічних вишукувань для проектування мостів та труб складають згідно з вимогами розділу 6 ДБН А.2.1-1.

Форма та склад технічного завдання на виконання інженерно-геологічних вишукувань наведена у додатку Е ДБН А.2.1-1.

У технічному завданні на вишукування, крім загальних відомостей, необхідно вказувати тип фундаменту, довжину палів (у разі пального фундаменту) і навантаження на фундамент (палю), що передбачаються.

5.1.8 Вишукування для проектування фундаментів, як правило, повинні включати такі роботи:

- буріння свердловин з відбором зразків і описом ґрунтів, що прорізаються;
- лабораторні дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів і підземних вод;
- зондування ґрунтів - статичне і динамічне згідно з ДСТУ Б В.2.1-9;
- пресіометричне випробування ґрунтів;
- випробування ґрунтів штампами (статичними навантаженнями) згідно з ДСТУ Б В.2.1-7;
- випробування ґрунтів еталонними і (або) натурними палями;
- вишукувальні роботи з дослідження впливу фундаментів, що проектуються, на довкілля, у тому числі на розташовані поблизу будівлі і споруди.

5.1.9 При застосуванні конструкцій з бурогвинтових паль (за спеціальним завданням проектної організації) до складу робіт слід включати дослідне занурення паль з метою уточнення призначених при проектуванні розмірів спіральної навивки і режиму занурення, а також натурні випробування паль статичним навантаженням.

При застосуванні комбінованих пальново-плитних фундаментів мостів та труб до складу робіт слід включити випробування ґрунтів штампами і натурними палями.

5.1.10 Якщо за проектом горизонтальні навантаження, що передані на палі, перевищують на 5 % вертикальні, потрібно проводити випробування ґрунтів палями на горизонтальні навантаження.

При передачі на палі висмикувальних або знакозмінних навантажень вишукувальні роботи визначають у кожному конкретному випадку окремо.

5.1.11 Визначення несної здатності паль за властивостями ґрунтової основи за даними польових випробувань виконують згідно з ДСТУ Б В.2.1-27 шляхом випробувань натурних паль і за результатами випробувань ґрунтів палями згідно з ДСТУ Б В.2.1-1 та ДСТУ Б В.2.1-9.

5.1.12 Випробування ґрунтів палями, штампами і пресіометрами проводять, як правило, на дослідних ділянках, що обрані за результатами буріння свердловин і зондування і розташовуються в місцях, найбільш характерних за ґрунтовими умовами, в зонах найбільш завантажених фундаментів.

Випробування ґрунтів статичними навантаженнями доцільно проводити гвинтовими штампами площею 600 см² у свердловинах з метою набуття значень модуля загальної деформації і уточнення для досліджуваного майданчика перехідних коефіцієнтів для визначення модуля загальної деформації ґрунтів за даними зондування і пресіометричних випробувань.

5.1.13 При вивченні різновидів ґрунтів, що зустрічаються на будівельному майданчику в межах досліджуваної глибини, особливу увагу слід звертати на наявність, глибину залягання і товщину слабких ґрунтів (пухких піщаних, слабких глинистих ґрунтів, органо-мінеральних і органічних ґрунтів). Наявність

вказаних ґрунтів впливає на визначення типу фундаменту, виду і довжини паль, розташування стиків складених паль, характер з'єднання пального ростверку з палями, вибір типу палейного устаткування. Несприятливі властивості вказаних ґрунтів необхідно враховувати при передачі динамічних і сейсмічних дій.

5.1.14 Розміщувати інженерно-геологічні виробки (свердловини, точки зондування, місця випробування ґрунтів) потрібно з таким розрахунком, щоб вони розташовувалися за межами контуру фундаменту опори мосту (труби) відповідно до вимог розділу 6 ДБН А.2.1-1, на відстані не більше ніж 5 м від нього, у разі застосування паль як огорожуючої конструкції котловану – на відстані не більше ніж 2 м від їх осі.

5.1.15 Основний обсяг гідрогеологічних вишукувань проводиться, як правило, на початкових стадіях проектування (ТЕО, ТЕР, ЕП, П), з можливістю коригування і доповнення на більш детальних стадіях (РП, Р).

5.2 Вишукування для розробки ТЕО (ТЕР)

5.2.1 До складу робіт, що виконуються для ТЕО (ТЕР) входять роботи згідно з 6.2.9 ДБН А.2.1-1:

- збір, аналіз, систематизація і використання фондів матеріалів геолого-зйомочних робіт або регіональних досліджень, матеріалів інженерно-геологічних досліджень минулих років і інших даних про природні умови району проектуваного будівництва (у тому числі відомостей щодо розвідування і якості місцевих будівельних матеріалів і кар'єрів ґрунту);

- дешифрування космо- і аерофотоматеріалів, у тому числі знімків, виконаних в різних зонах спектру;

- аеровізуальні спостереження;

- складання звіту.

5.2.1 На стадії ТЕО кожен із виділених при виборі варіантів переходу ділянок в межах моста, що проектується, на підходах до нього і в місцях розміщення регуляційних споруд має бути розвіданий виробками, кількість яких для простих умов будівництва повинна відповідати таблиці 1.

Таблиця 1

Довжина виділеної ділянки на морфологічному елементі в межах споруди або підходів, м	Число виробок в руслі і на кожному березі ріки	
	в межах проєктованого моста	на підході, регуляційній споруді
25	1	1
25-50	1-2	1
50-100	2-3	1-2
100-500	3-5	2-3
500	Не менше ніж через 100 м	Не менше ніж через 200 м

5.2.2 Для складних інженерно-геологічних умов будівництва кількість свердловин для кожної виділеної ділянки може бути збільшена на 1-2, а в окремих випадках додатково можуть бути задані свердловини на поперечниках до осі моста.

Розміщення свердловин слід робити з урахуванням результатів проведених геофізичних робіт і, як правило, між точками геофізичного зондування.

У разі застосування геофізичних методів число виробок може бути скорочена на 20-30 %.

У руслах бурять з понтонів, плотів, а в зимовий період - з льоду.

5.2.3 При проведенні робіт в районах із складними природними умовами будівництва, а також при недостатності або відсутності фондових матеріалів до складу робіт, що виконуються на перед проєктних стадіях, додатково вводять:

- візуальне обстеження передбачуваних варіантів мостових переходів;
- проходку окремих гірських виробок (свердловин, шурфів);
- виконання геофізичних методів розвідки;
- випробування гірських виробок;
- лабораторні дослідження зразків ґрунтів і проб води.

Розвідувальні виробки (шурфи, свердловини) і точки зондування розміщують за можливості в створі мостового переходу.

На кожному конкурентоздатному варіанті призначають не менше однієї виробки на кожному березі і в руслі. Свердловини в руслі розміщують на відстані не менше ніж 200 - 300 м.

Глибину розвідувальних свердловин визначають для отримання вихідних даних для розрахунку фундаментів на глибину нижче зони їх обпирання на 5 - 10 м, що забезпечує можливість перевірки стійкості фундаментів по ґрунтах, що підстиляють. У разі відсутності даних про стискувану товщу ґрунтів основ фундаментів глибину свердловин допускається встановлювати згідно з табл. 6.2 ДБН А.2.1-1.

5.3 Вишукування для складання проекту (П)

5.3.1 Глибину розвідувальних свердловин в основі підхідних насипів, регуляційних споруд при їх висоті до 6 м і надійній основі призначають на 3-4 м, при більшій висоті - до 6 м. За наявності слабких ґрунтів в основі споруд їх проходять на усю товщу шару, але не більше полуторної висоти проектного насипу; ділянки проєктованих виїмок розвідують на всю глибину виїмок плюс 3 м.

5.3.2 Якщо принципова схема моста на етапі досліджень визначена (відоме місцезоташування і конструкція опор, стоянів), під кожен опору бурять свердловини, число і глибину яких визначають згідно з табл. 2.

Таблиця 2

Інженерно-геологічні характеристики основ стоянів і опор моста, що проєктуються	Кількість свердловин під кожен опору	Глибина розвідки
1. Масивні, рівномірно тріщинуваті або слабовивітрілі нерозм'якшувальні скельні ($R_c \geq 5$ МПа) і напівскельні ($R_c < 5$ МПа) породи з горизонтальним або похилим заляганням пластів і покрівлі товщ, що не карстуються	1-2*	Не менше ніж на 2 м нижче передбачуваної відмітки закладення підшви фундаментів
2. Шари піщано-глинистих відкладень з горизонтальним або полого похилим заляганням, гравійні, гравійно-галечникові і моренні відкладення	1-2*	Не менше ніж на 5 м нижче передбачуваної відмітки закладення підшви фундаментів або вістря паль
3. Піски середньої щільності від крупних до мілких, глинисті ґрунти від твердої до тугопластичної консистенції, твердомерзлі піщано-глинисті ґрунти	1-2*	Не менше ніж на 10 м нижче передбачуваної відмітки вістря паль
4. Масивні, вивітрілі і розм'якшувальні скельні породи від маломіцних до дуже низької міцності з горизонтальним або полого похилим заляганням:	1-2*	
а) без прошарків слабких ґрунтів	1-2*	Не менше ніж на 5 м нижче відмітки закладення підшви фундаментів або вістря паль

Інженерно-геологічні характеристики основ стоянів і опор моста, що проектується	Кількість свердловин під кожному опорі	Глибина розвідки
б) з прошарками слабких ґрунтів 20 %	1-2*	Те саме, на 10 м
5. Слабкі глинисті ґрунти текучої консистенції, текучо- і м'якопластичні, сапропель, мул	1-2*	***
6. Падіння пластів і ухили поверхні покрівлі товщі міцних ґрунтів перевищують 10°, є кишень вивітрілих порід і глибокі розмиви	3	Не менше ніж на 5 м нижче відмітки закладення підосви фундаментів або вістря паль
7. У масиві ґрунтів є поверхні ковзання зсувів, селів і осипів	2-3**	***
8. У масиві є тектонічні розриви, зони дроблення, стирання, змінання і ковзання	2-3**	Не менее чем на 5 м ниже зоны руйнування, але не більше ніж 50 м
9. У товщі вапняків, доломітів, мергелю та інших порід є карстові порожнини	2-3**	Не менше ніж на 10 м нижче горизонту карсту
10. Є лінзи і шари кам'яної солі, гіпсу, ангідриду, солегіпсоносних порід	1-3*	***

* При довжині опори до 15 м бурять одну свердловину, за більшої довжини - дві і більше так, щоб відстань між свердловинами не перевищувала 20 м.

** При нев'язці геологічного розрізу між пробуреними свердловинами їх кількість збільшують.

*** Глибини свердловин встановлюють за спеціальними програмами, виходячи з особливостей інженерно-геологічних умов і типу основ.

5.4 Вишукування для робочого проекту (РП)

5.4.1 Глибину інженерно-геологічних виробок встановлюють відповідно до вимог 6.2.5.8 ДБН А.2.1-1, але не менше ніж на 5 м нижче проектованої глибини закладення нижніх кінців паль у нескельних ґрунтах.

Глибину гірничих виробок при обпиранні або зануренні паль у скельні ґрунти приймають нижче проектованої глибини занурення нижнього кінця паль не менше, ніж на 2 м.

Для паль, що працюють тільки на висмикування, глибини виробок і зондування призначають нижче вістря паль на 1 м.

У разі виявлення за результатами попереднього буріння на будівельному майданчику шарів ґрунту із специфічними властивостями (просідних, набухаючих, слабких глинистих, органо-мінеральних, органічних, техногенних і пухких пісків) глибину виробок призначають з урахуванням глибини

проходження ними необхідної потужності підстилаючих міцних ґрунтів з визначенням їх характеристик.

5.4.2 При вишукуваннях для фундаментів мають бути визначені фізичні, міцнісні, деформативні і фільтраційні характеристики, необхідні для розрахунків фундаментів за граничними станами відповідно до розділу 8.

Кількість визначень характеристик ґрунтів для кожного інженерно-геологічного елемента має бути достатньою для їх статистичної обробки згідно з ДСТУ Б В.2.1-5.

5.4.3 При ускладненнях з відбором у пісках зразків непорушеної структури для визначення їх щільності, міцності слід використовувати статичне і динамічне зондування згідно з ДСТУ Б В.2.1-9, яке є основним методом визначення модуля деформації піщаних і глинистих ґрунтів.

5.4.4 Технічний звіт (висновок) за результатами інженерно-геологічних вишукувань для проектування фундаментів необхідно складати з урахуванням вимог 4.11, 6.2 та додатку Н ДБН А.2.1-1.

Усі характеристики ґрунтів потрібно наводити у звіті з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації споруди) інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов майданчика.

У разі виявлення на майданчику будівництва прошарків або товщі специфічних ґрунтів і небезпечних геологічних процесів (карстово-суфозійних, зсувних тощо) необхідно навести дані про їх поширення і інтенсивність прояву.

5.4.5 При інженерно-геологічних вишукуваннях і дослідженнях властивостей ґрунтів для проектування і улаштування фундаментів необхідно враховувати додаткові вимоги, викладені в розділах 9.1, 9.2, 10.1, 11.3, 11.4 ДБН В.2.1-10 та у цих нормах.

6 КЛАСИФІКАЦІЯ ТА ОСНОВНІ ПАРАМЕТРИ ФУНДАМЕНТІВ. МАТЕРІАЛИ.

6.1 При проектуванні мостів передбачають фундаменти мілкового або глибокого закладання. При цьому класифікація основ та фундаментів здійснюється відповідно до ДБН В.2.1-10 та цих норм.

6.2 Основи поділяються на:

- а) природні;
- б) підсилені:
 - 1. механічним способом;
 - 2. хімічним способом;
 - 3. термічним способом;
 - 4. на ґрунтових палях;
 - 5. армоґрунтовим способом;
 - 6. іншими способами.

6.3 Фундаменти поділяються на:

- а) мілкого закладення:
 - 1. масивні;
 - 2. полегшені:
 - плитні;
 - стрічкові;
 - окремі (башмаки).
- б) глибокого закладення:
 - 1. пальові:
 - забивні;
 - набивні;
 - бурові;
 - гвинтові;
 - 2. опускні системи:
 - оболонки;
 - опускні колодязі;
 - кесони.

6.4 Сфера раціонального застосування ФМЗ:

- ґрунти високоміцні (скельні, великоуламкові, щільні піски, тверді і напівтверді глини);

- ґрунти середньої міцності (піски середньої щільності, тугопластичні глини).

6.5 Глибину закладення ФМЗ приймають відповідно до вимог 11.15 – 11.16 цих норм з урахуванням:

- конструктивних особливостей мосту і надфундаментної частини опор;
- глибини закладення фундаментів опор мостів;
- інженерно-геологічних умов майданчика будівництва (фізико-механічних властивостей ґрунтів, характеру їх нашарувань, наявність шарів, схильних до ковзання, міри вивітрювання скельних ґрунтів, наявності карстових і суфозійних порожнин);
- гідрогеологічних умов майданчика будівництва і можливих їх змін в процесі будівництва і експлуатації мостів;
- можливого розмиву ґрунту біля опор;
- глибини сезонного промерзання ґрунтів для мостів та труб.

Для труб, виходячи з умов забезпечення надійного обпирання на ґрунт і протидії зсуву порталні стінки, укісні крила і крайні ланки оголовків повинні обпиратися на фундаменти, тип і глибина закладення яких залежать від навантаження і виду основи: при набухаючих ґрунтах - на 0,25 м більше розрахункової глибини промерзання, при ненабухаючих ґрунтах - не менше 1,25 м. У скельних ґрунтах глибину закладення фундаментів оголовків можна зменшити, передбачаючи конструктивні спеціальні заходи, які забезпечать стійкість оголовків і укосів насипу.

6.6 Не рекомендується улаштовувати фундаменти мілкового закладення в руслах водотоків і на ділянках заплав, що розмиваються.

6.7 Проектування основ і фундаментів мостових переходів, вибір типу та/чи конструкції фундаментів, способу підготовки основ проводиться з урахуванням результатів інженерних вишукувань для будівництва згідно з розділом 5.

6.8 У конструкціях фундаментів мостів і труб необхідно передбачати застосування конструкційного важкого бетону із середньою густиною від 2200 кг/м³ до 2500 кг/м³, що відповідає вимогам ДСТУ Б В.2.7-43. При проектуванні клас бетону для замонолічування збірних елементів пальових

фундаментів має бути на ступінь вище класу бетону збірних елементів, що омонолічуються.

6.9 Марки бетону та розчину за морозостійкістю F залежно від розташування відносно поверхні землі або води і виду конструкцій приймають згідно з табл. 3, але не нижче зазначених у табл.3.5 ДБН В.2.3-14.

Таблиця 3 - Клас бетону на стиск і марки бетону за морозостійкістю

Елементи фундаментів та зони їх розташування	Клас бетону	Марка бетону за морозостійкістю
У підземній або підводній зоні (в ґрунті або у воді)		
Палі забивні	B25	200
Палі- оболонки (оболонки)	B35	200
Буроопускні палі-стовпи (стовпи), омонолічені у свердловинах	B27,5	200
Палі бурові, що бетонуються у свердловинах	B25	200
Заповнення порожнини оболонок і розширення	B20	Не нормується
Заповнення свердловин у скельних ґрунтах	B25	Те саме
Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна)	B25	200
В зоні змінного рівня води		
Палі	B35	300 ¹⁾
Оболонки	B35	300 ¹⁾
Стовпи	B35	300 ¹⁾
Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна)	B30	300 ¹⁾
Над землею або над водою		
Палі	B30	300
Оболонки	B35	300
Стовпи	B30	300
Плита ростверків фундаментів (збірна або монолітна)	B27,5	300

¹⁾ За класифікацією дорожнього бетону з випробуваннями у солях

Примітка 1. За верхню межу підземної або підводної зони приймають рівень, розташований нижче на 0,5 м нормативної глибини промерзання ґрунту або води (при низькому льодоставі).

Примітка 2. За верхню межу зони змінного рівня води приймають відмітку на 1 м вище за найвищий рівень льодоходу, за нижню - верхню межу підводної зони.

Примітка 3. Верхню межу надземної зони приймають на 1 м вище незатоплюваної поверхні ґрунту; за верхню межу надводної зони приймають верхню межу змінного рівня води.

Примітка 4. Марку бетону за морозостійкістю нижче рівня промерзання для всіх типів фундаментів допускається не нормувати.

7 НАВАНТАЖЕННЯ І ВПЛИВИ

7.1 Навантаження і впливи, що враховуються у розрахунках мостів і труб, коефіцієнти надійності за навантаженням, а також можливі поєднання навантажень слід приймати згідно з ДБН В.1.2-15 та цих норм.

7.2 Розрахунок паль, пальових фундаментів сумісно з основою та опорою мосту за несною здатністю необхідно виконувати на основні і особливі сполучення навантажень, по деформаціях – на основні сполучення.

7.3 Характеристичний тиск ґрунту насипу на опори мостів і ланки труб, як постійне навантаження, слід визначати за формулами 6.1-6.4 ДБН В.1.2-15.

Висоту засипки, м, слід визначати для стоянів мостів відповідно до додатка Г ДБН В.1.2-15, для ланок труб – відповідно до додатка Д ДБН В.1.2-15;

Визначення рівнодіючої характеристичного горизонтального (бічного) тиску на опори мостів від власної ваги ґрунту приймають за методикою додатка Г ДБН В.1.2-15.

7.4 Характеристичний вплив від деформації ґрунту в основі опор мостів має бути враховано при застосуванні прогонових будов зовні статично невизначеної системи і прийматися за результатами розрахунку осідання фундаментів.

7.5 Коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f для постійних навантажень і впливів, зазначених у 6.1-6.6 ДБН В.1.2-15, приймають згідно з таблицею 6.2 ДБН В.1.2-15; до рухомих навантажень:

- для залізничних та суміщених мостів під залізницю до вертикальних навантажень СК, ε СК - згідно з таблицею 16.1 ДБН В.1.2-15;

- для мостів під автомобільне та навантаження метрополітену, трамвая та суміщених мостів (за винятком залізничного навантаження) - згідно з таблицею 16.2 ДБН В.1.2-15;

Коефіцієнти надійності до інших та специфічних навантажень приймаються згідно з таблицею 28.1 ДБН В.1.2-15.

При наявності одночасної дії вертикального та супутнього йому горизонтального тиску ґрунту насипу коефіцієнти надійності за навантаженням γ_f приймаються одночасно більшими за 1.0, або одночасно меншими за 1.0 (крім розрахунків на стійкість фундаментів на перекидання та зсув, де стримувальні

пр. ДБН В.2.3-XXX:201X

зусилля приймаються з коефіцієнтами меншими за 1.0, всі ті, що перекидають, більшими за 1.0).

Динамічні коефіцієнти $1+\mu$ для розрахунку фундаментів приймаються рівними 1.0.

7.6 Характеристичний горизонтальний (бічний) тиск неармованого ґрунту на стояни мостів (та проміжні опори, якщо вони містяться всередині конусів) від рухомого навантаження, що знаходиться на призмі обвалення, слід визначати згідно з додатком Ж ДБН В.1.2-15.

7.7 Характеристичний тиск ґрунту на кільця (секції) труб, кПа (тс/м²) слід визначати з урахуванням розподілу тиску від навантаження в ґрунті:

- а) вертикальний тиск за формулою (12.1) ДБН В.1.2-15;
- б) горизонтальний тиск за формулою (12.2) ДБН В.1.2-15.

7.8 Характеристичний тиск ґрунту на кільця (секції) труб від рухомого навантаження АК та НК допускається знаходити, приймаючи розподіл тиску в ґрунті під кутом 30 ° до вертикалі, а в зоні дорожнього покриття 45 °.

8 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

8.1 Загальні вимоги до розрахунків

8.1.1 Основи та фундаменти мостів і труб слід розраховувати за двома групами граничних станів:

перша група – за несною здатністю основ, стійкістю фундаментів проти перекидання і зсуву, глибокого зсуву, стійкістю фундаментів при впливі сил морозного здимання ґрунтів, міцністю і стійкістю конструкцій фундаментів;

друга група – за деформаціями основ і фундаментів (осідання, крен, просадка, підробка, горизонтальне переміщення), тріщиностійкістю залізобетонних конструкцій фундаментів.

8.1.2 У розрахунках основ фундаментів мостів слід враховувати спільну дію силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища (наприклад, вплив підземних вод на фізико-механічні властивості ґрунтів тощо).

Споруду і її основу потрібно розглядати спільно, з урахуванням їх взаємодії.

Розрахункову схему системи «споруда - основа» або «фундамент - основа» потрібно вибирати з урахуванням найбільш істотних факторів: особливостей конструкції мосту; вимог, що пред'являються до фундаментів відносно граничних значень осідань, кренів, перекосу; значень і характеру навантажень, що сприймаються фундаментами; особливостей нашарування ґрунтів і їх фізико-механічних властивостей; наявності підземних і поверхневих вод і їх режиму; наявності зрізувань, досипання, розмивів; кліматичних умов; характерних особливостей місцевих умов, наявності зсувних або потенційно зсувних ділянок і наявності комунікацій; способів виконання робіт з будівництва фундаментів; результатів техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів різних типів, що визначають напружений стан і деформації основи і конструкції споруди (статичної схеми споруди, особливостей її зведення, характеру підземних нашарувань, властивостей ґрунтів основи, можливості їх зміни в процесі будівництва і експлуатації споруди). Потрібно враховувати просторову роботу конструкцій, геометричну і фізичну нелінійність, анізотропність, пластичні і реологічні властивості матеріалів і ґрунтів, розвиток зон пластичних деформацій під фундаментом.

Допускається використовувати імовірнісні методи розрахунку, що враховують статистичну неоднорідність основ, випадкову природу навантажень, впливів і властивостей матеріалів конструкцій.

8.1.3 Зважувальну дію води на ґрунти і частини споруд, розташованих нижче рівня поверхневих або підземних вод, необхідно враховувати в розрахунках за несною здатністю основ і за стійкістю положення фундаментів, якщо фундаменти закладено в пісках, супісках і мулах. При закладенні фундаментів у суглинках, глинах та скельних ґрунтах дію води, що зважає, потрібно враховувати у випадках, якщо вона створює більш несприятливі розрахункові умови. Рівень води приймається найневигіднішим: найнижчим або найвищим.

8.1.4 Всі розрахунки фундаментів і їх основ слід виконувати з використанням розрахункових значень характеристик матеріалів і ґрунтів.

Розрахункові значення характеристик ґрунтів слід визначати з урахуванням вимог ДСТУ Б В.2.1-5, розрахункові значення коефіцієнтів жорсткості ґрунтової основи C_{zs} (кН/м³), розташованої біля бічної поверхні і під нижнім кінцем, слід визначати відповідно до вимог ДБН В.1.1-5 або згідно з вимогами Н.8.1 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою Н.8.1 ДБН В.2.1-10 (для попередніх розрахунків).

Розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем палі R і на бічній поверхні палі f_i слід визначати за вказівками додатка Н ДБН В.2.1-10.

8.1.5 Розрахунок міцності матеріалу фундаментів мілкового закладення, паль і пальових ростверків виконують відповідно до вимог додатку Ж цих норм.

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій фундаментів з утворення і розкриття тріщин для мостів та труб слід виконувати відповідно до вимог розділу 3 ДБН В.2.3-14.

8.1.6 При розрахунку паль всіх видів за міцністю матеріалу палю розглядають як стрижень жорстко затиснений в ґрунтовій основі.

Вибір довжини паль виконується залежно від ґрунтових умов будівельного майданчика, рівня розташування підосви ростверку з урахуванням потужності устаткування для улаштування пальових фундаментів. Нижній кінець паль, як правило, слід заглиблювати в міцні ґрунти, прорізаючи слабкіші на шарування ґрунтів, при цьому заглиблення забивних паль в ґрунти, прийняті за основу, повинні бути: у великоуламкові, гравіюваті, крупні піщані та глинисті ґрунти з показником текучості $I_L = 0,1$ - не менше 0,5 м, а в інші дисперсні ґрунти - не менше 1,0 м. Обпирання нижніх кінців паль на пухкі піски і глинисті ґрунти текучої консистенції не допускається. Розрахункову довжину палі приймають з урахуванням з'єднання паль із ростверком.

Визначення несної здатності палі за матеріалом наведено в додатку Ж.

8.1.7 Розрахунок за міцністю матеріалу буроін'єкційних паль $d \leq 0,25$ м, що прорізають сильностисливі ґрунти з модулем деформації $E \leq 5$ МПа, слід виконувати на поздовжній згин.

8.1.8 При розрахунку набивних і бурових паль (крім паль-стовпів і буроопускних паль) з площею поперечного перерізу $0,3$ м² і менше за міцністю

матеріалу розрахунковий опір бетону слід приймати з урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{cb} = 0,85$.

При площі поперечного перерізу набивних і бурових паль більше ніж $0,8 \text{ м}^2$ розрахунковий опір бетону слід приймати з урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{cb} = 1,0$ і коефіцієнта умов роботи γ'_{cb} , що враховує вплив способу виконання пальових робіт, згідно з 8.5.2.22 ДБН В.2.1-10.

У проекті фундаментів з бурових і набивних паль, як правило, повинні передбачатися контрольні статичні випробування паль.

8.1.9 Бетонування під водою або під глинистим розчином слід виконувати методом ВПТ або за допомогою бетононасосів.

8.1.10 Розрахунки забивних (збірних) паль на дію навантажень, що виникають у них від власної ваги при виготовленні, складуванні, транспортуванні, а також при підйомі їх на копер за одну точку, віддалену від голови палі на $0,3l$ (де l - довжина палі) виконують відповідно до вимог 8.5.2.23 ДБН В.2.1-10.

8.1.11 Одиночну палю в складі фундаменту і поза ним за несною здатністю основи слід визначати згідно з 8.3.2 цих норм та 8.5.2.24, 8.5.2.25 ДБН В.2.1-10, за результатами польових випробувань паль відповідно до вимог 8.5.3.5 ДБН В.2.1-10.

8.1.12 Несну здатність основ по ґрунту пального фундаменту в рівні низу паль потрібно перевіряти як для умовного суцільного (масивного) фундаменту мілкового закладення відповідно до вимог додатка Б.

Зазначена перевірка не потрібна для:

- однорядних фундаментів у будь-яких ґрунтових умовах;
- багаторядних пальових фундаментів, палі яких працюють як стійки (при їхньому обпиранні на скельні ґрунти, великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем, глинисті ґрунти твердої консистенції).

8.1.13 Якщо під несним шаром ґрунту, що сприймає тиск подошви або фундаменту нижніх кінців паль, залягає шар менш міцного ґрунту, необхідно перевірити несну здатність цього шару відповідно до вимог додатка В.

8.1.14 Для окремо розташованих фундаментів розрахункове навантаження на палю N , допускається визначати, розглядаючи фундамент як рамну конструкцію, що сприймає вертикальні і горизонтальні навантаження та згинальні моменти.

Для фундаментів із вертикальними палями розрахункове навантаження на палю N , допускається визначати за формулою 8.5.2.3 ДБН В.2.1-10.

8.1.15 Горизонтальне навантаження, що діє на окремо розташований фундамент із вертикальними палями однакового поперечного перерізу і довжини, допускається приймати рівномірно розподіленим між усіма палями.

8.1.16 Перевірку стійкості пального фундаменту і його основи потрібно виконувати відповідно до вимог ДБН В.2.1-10 з урахуванням дії додаткових горизонтальних реакцій від паль, прикладених до зрушеної частини ґрунту.

8.1.17 Якщо основу складено здимальними ґрунтами, перевірку стійкості фундаментів при дії сил морозного здимання, необхідно виконувати відповідно до вимог 8.5.5.32 – 8.5.5.35 ДБН В.2.1-10.

8.1.18 Розрахунок паль і палювих фундаментів за деформаціями виконують згідно з 8.5.2.29 ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$s \leq s_u, \quad (1)$$

де s - загальна деформація палі, пального фундаменту і споруди (осідання, горизонтальні переміщення, кут повороту голів паль, відносна різниця осідань паль, палювих фундаментів);

s_u - граничне значення сумісної деформації основи палі, пального фундаменту і споруди визначається за розрахунком.

8.1.19 Розрахунки фундаментів, що включають визначення зусиль, які діють в поперечних перерізах їх елементів, тиск на ґрунт, а також горизонтальні і кутові переміщення, допускається проводити, розглядаючи ґрунти, що оточують навколишні фундаменти, як пружне лінійно-деформівне середовище, що характеризується коефіцієнтом постелі, C_z , який зростає пропорціонально глибині.

При розрахунку палювих фундаментів необхідно враховувати вплив властивостей ґрунтів, характер зовнішніх навантажень, умови обпирання кінців

паль, глибину їх занурення, а також розташування паль у фундаменті і характеристики жорсткості паль (у тому числі на осьовий стиск).

8.1.20 У розрахунках фундаментів за розрахункову поверхню ґрунту допускається приймати: для фундаментів проміжних опор мостів - природну поверхню ґрунту, у разі зрізування ґрунту або можливості розмиву - поверхню ґрунту відповідно після зрізування або місцевого розмиву дна водотоку при розрахунковому паводку; для фундаментів стоянів - природну поверхню ґрунту, а у разі слабкого верхнього шару (мули, текучі або текучопластичні глини, суглинки, супіски) - підшву цього шару.

8.1.21 Для стоянів і берегових проміжних опор з пальовими фундаментами, ростверки яких розташовані над природною поверхнею ґрунту, а палі занурені крізь відсипану або наміту частина насипу з коефіцієнтом ущільнення 0,98, розрахункову поверхню ґрунту допускається приймати на максимальному рівні, на якому відстань від площини, що обмежує конус з боку прогону, до осі найближчого ряду паль становить не менше $3d$ при товщині (діаметрі) палі $d \leq 0,8$ м і 2,5 м при $d > 0,8$ м.

8.1.22 Якщо фундамент мілкого закладення обпирається на скельний ґрунт, гідростатичний тиск враховують тільки при перевірці стійкості положення їх проти перевертання і зсуву.

8.1.23 При проектуванні основ і фундаментів поблизу будівель і споруд слід оцінювати вплив нових споруджуваних конструкцій на основи існуючих на стадіях будівництва та експлуатації. Для оцінки впливу рекомендується залучати відповідно атестованих спеціалістів і, при необхідності, розробляти технологічний регламент на стадії будівництва.

8.1.24 Фундаменти мілкого закладення і пальові фундаменти (як умовні масивні) слід розраховувати на деформації (осідання і крени) під їх підшвою. Площу розподілу тисків на підшву для пальових фундаментів визначають згідно з додатком Б цих норм або додатку Д та вимогами П2 додатка П ДБН В.2.1-10 (рис. П.2.3).

8.1.25 Розрахунки основ і фундаментів мілкового закладення слід виконувати відповідно до вимог 8.2.8 та 8.2.9 цих норм.

8.1.26 У розрахунку одиночних паль (у складі фундаменту і поза ним) за несною здатністю ґрунтів основи коефіцієнт надійності γ_k , згідно з 8.5.2.24 ДБН В.2.1-10, слід приймати у випадках, якщо несна здатність палі визначена за результатами польових випробувань статичним навантаженням або розрахунком за результатами штампових випробувань або статичного зондування ґрунтів.

Несну здатність за ґрунтом бурових паль, що зводять віброштампуванням, визначають, з коефіцієнтами умов роботи ґрунту: під нижнім кінцем палі для пухких і середньої щільності пісків $\gamma_{cr} = 1,1$; біля бічної поверхні палі $\gamma_{cf} = 0,9$.

8.1.27 Довантажувальні сили тертя, що виникають біля бічної поверхні палевих елементів при осіданні навколопального ґрунту і спрямовані вертикально вниз, необхідно враховувати у випадках:

- планування території підсипанням шару завтовшки понад 1 м;
- збільшення ефективних напружень в ґрунті за рахунок зняття зважувальної дії води при зниженні рівня підземних вод;
- незавершеною консолідації ґрунтів сучасних і техногенних відкладень;
- ущільнення незв'язних ґрунтів при динамічних впливах;
- просідання ґрунтів при замочуванні.

Довантажувальні сили тертя визначаються відповідно до вимог 8.5.3 та 8.5.5.13 ДБН В.2.1-10.

Довантажувальні сили тертя, що виникають у просідних ґрунтах, слід враховувати відповідно до вимог підрозділу 8.5.5 ДБН В.2.1-10.

8.1.28 Значення коефіцієнтів надійності та динамічних коефіцієнтів до рухомих навантажень для мостів під автомобільний транспорт для проектних (довготривалих, короткочасних та випадкових) ситуацій наведено в таблиці 4.2 ДБН В.2.3-22.

8.2 Розрахунки фундаментів мілкого закладення або фундаментів з опускних колодязів

8.2.1 Розрахунок фундаментів мілкого закладення слід виконувати відповідно до вимог ДБН В.2.1-10 та цих норм.

8.2.2 Основні розміри фундаментів мілкого закладення (висоту, розміри подошви в плані) слід визначати за результатами аналізу інженерно-геологічних умов майданчика будівництва і за прогнозом їх стану, залежно від конструктивних рішень опор і розрахункових схем навантажень, що діють на фундаменти, а також виходячи з можливості (або неможливості) розмиву поверхні ґрунту біля опор мостів та інших вимог, перелічених у розділах 4, 6 і підрозділі 8.1.

8.2.3 Для основ з нескільких ґрунтів під фундаментами мілкого закладення, які розраховуються без врахування закладення в ґрунт, положення рівнодіючої розрахункових навантажень (відносно центра ваги площі подошви фундаментів), яке характеризується відносним ексцентриситетом, повинне бути обмежено значеннями, наведеними в табл. 4.

8.2.4 Перевірку положення рівнодіючої навантажень на рівні подошви фундаментів стоянів при висоті насипу підходу понад 12 м слід виконувати з урахуванням вертикального тиску від ваги прилеглої частини насипу. У цьому випадку відносний ексцентриситет у напрямку прогону має становити не більше ніж 20 % значень, наведених у табл. 4.

Таблиця 4 – Значення найбільшого відносного ексцентриситету e_0 / r для фундаментів мостів

Розташування мостів	Найбільший відносний ексцентриситет e_0^*/r для			
	проміжних опор при дії		стоянів при дії	
	тільки постійного навантаження	постійного та тимчасового навантаження	тільки постійного навантаження	постійного та тимчасового навантаження
1	2	3	4	5
На залізницях загальної мережі, на відокремлених шляхах метрополітену	0,1	1,0	0,5	0,6

1	2	3	4	5
На автомобільних дорогах, (включаючи відомчі (технологічні) дороги на вулицях та дорогах населених пунктів: великі та середні малі	0,1	1,0	0,8	1,0 1,2
*) Ексцентриситет e_0 та радіус r ядра перерізу фундаменту (біля його підшви) визначають за формулами (3) і (4)				

$$e_0 = \frac{M}{N} \quad (3)$$

$$r = \frac{W}{A} \quad (4)$$

де M – момент сил, що діють відносно головної центральної осі підшви фундаменту;

N – рівнодіюча вертикальних сил;

W – момент опору підшви фундаменту для менш напруженого ребра;

A – площа підшви фундаменту.

8.2.5 Мінімальну площу підшви фундаменту A_{\min} , допускається приймати на рівні обрізів фундаментів за формулою:

$$A_{\min} = a_{\min} b_{\min}, \quad (5)$$

де a_{\min} , b_{\min} — довжина і ширина сторін верхнього обрізу фундаменту, і визначається за формулами:

$$\begin{aligned} a_{\min} &= a_0 + 2c, \\ b_{\min} &= b_0 + 2c, \end{aligned} \quad (6)$$

де a_0 , b_0 — довжина і ширина сторін перерізу опори на рівні верха фундаменту;

c — величина обрізу зверху фундаменту.

При необхідності розвитку опорної площі фундаменту рекомендується бічні грані фундаментів виконувати похилими або з уступами. При цьому кут нахилу до вертикалі граней фундаментів або поверхонь, що з'єднують внутрішні ребра уступів, повинен бути не більше 30° , а тиск на ґрунт по підшві фундаменту має задовольняти умовам (10) та (11).

8.2.6 Якщо відносний ексцентриситет перевищує одиницю ($e_0/r > 1.0$, або $e_0 > a/6$) максимальний тиск підшви фундаменту на основу треба визначати, виходячи з трикутної форми епюри, побудованої в межах стиснутої частини основи. Для прямокутної підшви розраховується за формулою:

$$p_{\max} = \frac{2N}{3ba_0}, \quad (7)$$

де b – ширина підшви фундаменту;

$a_0 = a/2 - e_0$ – довжина підшви;

a – розмір підшви фундаменту в площині дії моменту.

8.2.7 Максимальний (мінімальний) тиск $p_{\max,(\min)}$ під кромкою фундаменту при дії моменту сил щодо однієї з головних осей інерції підшви слід визначати за формулою:

$$p_{\max,(\min)} = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x y}{I_x}, \quad (8)$$

де N – рівнодіюча вертикальних складових сил, що діють в перерізі підшви фундаменту;

A – площа підшви фундаменту;

M_x – момент сил відносно центру підшви фундаменту;

y – відстань від головної осі інерції, перпендикулярній площині дії моменту сил, до найбільш віддаленої точки фундаменту;

I_x – момент інерції площі підшви фундаменту щодо головної осі інерції.

Для фундаментів з прямокутною підшвою розраховують за формулою:

$$p_{\max,(\min)} = \frac{N}{A} \cdot \left(1 \pm 6 \cdot \frac{e_x}{l} \right), \quad (9)$$

де $e_x = \frac{M_x}{N}$ – ексцентриситет рівнодіючої вертикальних сил відносно центру підшви фундаменту;

l – розмір підшви фундаменту в напрямку дії моменту.

8.2.8 Перевірка несної здатності ґрунту основи під підшвою фундаментів мілкового закладення або фундаменту з опускних колодязів при роздільному

розрахунку опор на тимчасові навантаження, які діють вздовж або поперек мосту, має задовольняти вимогам:

$$P_{Ed} \leq \frac{R_d}{\gamma_n \cdot \gamma_r} \quad \text{кПа (т/м}^2\text{)} \quad (10)$$

$$P_{Ed, \max} \leq \frac{\gamma_c \cdot R_d}{\gamma_n \cdot \gamma_r} \quad \text{кПа (т/м}^2\text{)} \quad (11)$$

де P_{Ed} - розрахункове середнє значення тиску на підшву фундаменту

$P_{Ed, \max}$ - розрахункове найбільше значення тиску на підшву фундаменту

R_d - розрахункове значення опору основи під підшвою фундаменту

(Додаток А)

γ_n - коефіцієнт надійності за призначенням споруди; для мостів $\gamma_n = 1.4$

γ_c - коефіцієнт умов роботи (залежить від комбінації навантажень):

$\gamma_c = 1.0$ - для комбінації зусиль з урахуванням навантажень 7-9 згідно з таблицею 5.1 ДБН В.1.2-15.

$\gamma_c = 1.2$ для комбінації зусиль без врахування навантажень 7-9 згідно з таблицею 5.1 ДБН В.1.2-15.

У разі невиконання умов (10) і (11) потрібно збільшити розміри фундаментів з боку паралельному площині дії згинального моменту.

8.2.9 У розрахунках за несною здатністю основ фундаментів мілкового закладення і фундаментів з опускних колодязів напруження, що виникають в ґрунті під їхньою підшвою від навантажень № 10–14 згідно з таблицею 5.1 ДБН В.1.2-15 з врахуванням відповідних коефіцієнтів сполучень згідно з 5.2 ДБН В.1.2-15, слід визначати окремо уздовж і поперек осі мосту, а найбільш несприятливі з них підсумовувати з напруженням від постійних і тимчасових вертикальних навантажень.

8.2.10 Стійкість фундаментів проти перекидання слід розраховувати з прийняттям коефіцієнтів надійності за навантаженнями для I групи граничних станів за формулою

$$M_{Ed} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_r} M_{Rd} , \quad (12)$$

де M_{Ed} - розрахунковий момент перекидальних сил відносно осі можливого повороту (перекидання) конструкції, що проходить по крайніх точках обпирання;

M_{Rd} - розрахунковий момент опору сил перекидання відносно тієї ж осі.

γ_c - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює:

при перевірці конструкцій, що обпираються на окремі опори:

- на стадії будівництва 0.95;
- при постійній експлуатації 1.0;

при перевірці перерізів бетонних конструкцій і фундаментів:

- на скельних основах 0.9;
- на нескельних ґрунтах 0.8;

γ_n коефіцієнт надійності за призначенням, приймається таким, що дорівнює:

- при розрахунках на стадії постійної експлуатації – 1.1;
- при розрахунках на стадії будівництва – 1.0.

γ_r коефіцієнт надійності за відповідальністю відповідно до таблиці 4.1 ДБН В.2.3-22.

Перекидальні сили слід приймати з коефіцієнтами надійності за навантаженням більшими за одиницю.

Стримувальні сили слід приймати з коефіцієнтом надійності за навантаженням:

$\gamma_f < 1$ - для постійних навантажень;

$\gamma_f = 1$ - для тимчасового вертикального рухомого навантаження від порожнього складу залізниць, метрополітену і трамвая.

Для моделювання несприятливих ситуацій слід врахувати виштовхувальну дію води.

8.2.11 Стійкість конструкцій проти зсуву (ковзання) відноситься до I групи граничних станів та вираховується за формулою:

$$Q_{Ed} \leq \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_r} Q_{Rd} \quad (13)$$

Q_{Ed} - розрахункова зсувна сила, яка дорівнює сумі проєкцій сил зсуву на напрям можливого зсуву;

Q_{Rd} - розрахункова сила опору зсуву, яка дорівнює сумі проєкцій стримувальних сил на напрям можливого зсуву.

γ_c - коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 0.9.

Коефіцієнти γ_n і γ_r приймають згідно з 8.2.10.

Примітка 1. За силу опору зсуву, створювану ґрунтом, допускається приймати силу, яка не перевищує активний тиск в напрямку, протилежному напрямку зсуву, з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0.7$.

Примітка 2. Сили тертя в основі необхідно визначати за мінімальним значенням коефіцієнтів тертя підшви фундаменту по ґрунту, з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0.7$.

8.2.14 Перевірку загальної стійкості масиву ґрунту разом з фундаментом необхідно виконувати у разі розташування фундаменту на природному схилі, штучному укосі чи поблизу них; поблизу виїмки чи котловану сусіднього фундаменту; біля гірничої виробки чи підземної споруди; якщо основа складена крутоспадаючими шарами ґрунту; або розрахункова схема системи «основа-фундамент-споруда» передбачає використання нелінійних моделей.

На схилах і косогорах слід, як правило, влаштовувати фундаменти у вигляді безростверкових опор або пальові з розташуванням ростверку над ґрунтом. До початку проектування фундаментів слід перевірити стійкість схилів і косогорів на зсув.

8.2.15 Розрахунок стійкості фундаментів мілкового закладення на ґрунтах проти перекидання або плоского зсуву (ковзання) необхідно виконувати згідно з

розділом 6 ДБН В.2.3-22, прийнявши в розрахунку на зсув такі значення коефіцієнтів тертя підошви фундаменту об поверхню ґрунту:

а) скельних ґрунтів з поверхнею, що змилюється, (глинисті вапняки, сланці тощо) і глини:

у вологому стані	0,25
у сухому стані	0,30
б) суглинків і супісків	0,30
в) пісків	0,40
г) гравійних і галечникових ґрунтів	0,50
д) скельних ґрунтів з незмилюваною поверхнею	0,60

8.2.17 Розрахунок стійкості фундаментів на ґрунтах проти глибокого зсуву (зсуву разом із ґрунтом за найбільш несприятливою поверхнею ковзання) слід виконувати для проміжних опор, розташованих на косогорах, і для стоянів при насипах висотою більше 12 м – у всіх випадках, при насипах висотою від 6 м до 12 м – у випадках розташування в основі фундаментів шару глинистого ґрунту або прошарку водонасиченого піску, що підстилається глинистим ґрунтом.

8.2.18 Напруження в бетоні ростверку від тиску торця палі, як правило, не повинне перевищувати розрахунковий опір бетону ростверку за нормами для осового стиску в розрахунках міцності.

Якщо напруження перевищує розрахунковий опір бетону ростверку, слід застосувати бетон більш високого класу або передбачити укладання арматурних сіток зі стрижнів діаметром 12 мм над кожною палею (однієї сітки, якщо напруження перевищують розрахунковий опір бетону ростверку до 20 % або двох сіток, якщо напруження перевищують розрахунковий опір бетону від 20 % до 30 %).

8.3 Розрахунки пальових фундаментів

8.3.1 Загальні вимоги

8.3.1.1 У пальових фундаментах зусилля, що виникають у палях від навантажень № 10–14 згідно з таблицею 5.1 ДБН В.1.2-15 з врахуванням

пр. ДБН В.2.3-XXX:201X

відповідних коефіцієнтів сполучень згідно з 5.2 ДБН В.1.2-15, які діють уздовж і поперек осі мосту, необхідно підсумовувати.

8.3.1.2 У розрахунках (за ґрунтом і матеріалом) конструкцій пальових фундаментів і фундаментів з опускних колодязів (за винятком розрахунків несної здатності основ) за розрахункову поверхню ґрунту треба приймати:

- для фундаментів стоянів – природну поверхню ґрунту;

- для фундаментів проміжних опор – поверхню ґрунту навколо опор на рівні зрізування (планування) або місцевого розмиву, що визначається при розрахунковій і найбільшій витратах води відповідно до вимог 6.1.1 - 6.1.5 ДБН В.2.3-22.

Для стоянів і берегових проміжних опор з пальовими фундаментами, ростверки яких розташовано над ґрунтом, а палі занурено крізь відсипану або наміту частину насипу, розрахункову поверхню ґрунту допускається приймати з урахуванням закладення паль у цій частині насипу.

8.3.1.3 Глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту при підсипанні, наміванні від 3 м до 10 м – від умовної позначки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізання або на 3 м нижче підсипання слід приймати відповідно до таблиць Н.2.1 і Н.2.2 додатка Н ДБН В.2.1-10. Глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту у водоймищі слід приймати від рівня дна після загального розмиву паводком, на болотах – від рівня дна болота.

8.3.1.4 При проектуванні шляхопроводів через виїмки глибиною 6 м для паль, що забиваються молотами без підмиву або влаштування лідерних свердловин, глибину занурення в ґрунт нижнього кінця палі слід приймати від рівня природного рельєфу в місці спорудження фундаменту. Для виїмок глибиною більше 6 м глибину занурення паль слід приймати як для виїмок глибиною 6 м.

8.3.2 Визначення несної здатності одиночної палі по ґрунту

Перевірка несної здатності одиночної палі пальового фундаменту по ґрунту, виконується за формулою:

$$N_{Ed} \leq \frac{F_d}{\gamma_k \cdot \gamma_r}, \quad \text{кН (т)} \quad (14)$$

де F_d - розрахункове значення несної здатності палі по ґрунту на стискання або висмикування, визначене розрахунком за фізико-механічними характеристиками ґрунту (8.3), або, якщо несна здатність визначена на основі польових випробувань статичним навантаженням, або розрахунками за результатами статичного зондування, та за результатами динамічних випробувань (8.5).

γ_k коефіцієнт надійності; приймається згідно з табл. 5;

γ_r коефіцієнт надійності за відповідальністю (табл.4.1 ДБН В.2.3-22:)

Таблиця 5

Різнovid пальового фундаменту	γ_k - коефіцієнт надійності			
Для фундаментів при низькому ростверку на висячих палях або палях-стійках; при високому ростверку тільки на палях-стійках при стисканні.	1.4 (1.25)			
Для фундаментів при високому ростверку на висячих палях при стисканні; для будь яких фундаментів з палями, що сприймають висмикування.	Кількість паль в фундаменті			
	≥21	11-20	6-10	1-5
	1.4(1.25)	1.55(1.4)	1.65(1.5)	1.75(1.6)
Значення γ_k в дужках надані для випадків, коли несна здатність визначена на основі польових випробувань статичним або динамічним навантаженнями, або розрахунками за результатами статичного зондування.				

8.3.3 Визначення несної здатності палі-стояка по ґрунту

Несну здатність (палі-стійки) F_d , кН, забивної палі, палі-оболонки, набивної і бурової палі, які обпираються на скельний або малостисливий ґрунт слід визначати відповідно до вимог Н.1.1 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (15)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається таким, що дорівнює 1,

А – площа обпирання на ґрунт палі приймається відповідно до Н.1.1 ДБН В.2.1-10;

Розрахунковий опір ґрунту R , кПа, під нижнім кінцем палі-стояка приймається згідно з Н.1.2 додатка Н ДБН В.2.1-10:

а) для усіх видів забивних паль, що обпираються на скельні ґрунти, і малостисливі ґрунти, $R = 20000$ кПа;

б) для набивних і бурових паль і паль-оболонки, що заповнюються бетоном і закладених в невивітрілий скельний ґрунт (без слабких прошарків) не менше ніж на 0,5 м, – за формулою:

$$R = \frac{R_{c.n}}{\gamma_g} \cdot \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (16)$$

де $R_{c.n}$ – характеристичне значення границі міцності на осьовий стиск скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;

$\gamma_g = 1,4$ – коефіцієнт надійності по ґрунту;

l_d – розрахункова глибина закладення набивної і бурової паль і палі-оболонки в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр закладеної в скельний ґрунт частини набивної, бурової палі і палі-оболонки, м;

в) для паль-оболонки, що рівномірно обпираються на поверхню невивітрілого ґрунту, прикритого шаром нескільких ґрунтів, що не розмиваються, завтовшки не менше трьох діаметрів палі-оболонки, – за формулою:

$$R = \frac{R_{c.n}}{\gamma_g}. \quad (17)$$

де $R_{c.n}, \gamma_g$ – те саме, що у формулі 13.

Примітка. За наявності в основі набивних, бурових паль і паль-оболонки вивітрілих, а також розм'якшувальних скельних ґрунтів їх границю міцності на осьовий стиск слід приймати за результатами випробувань штампами або за результатами випробувань паль і паль-оболонки статичним навантаженням.

8.3.4 Визначення несної здатності висячої палі (палі тертя) по ґрунту

8.3.4.1 Несну здатність палі визначають: за розрахунком відповідно до вимог додатка Н ДБН В.2.1-10; динамічним методом, методом статичного зондування і

випробування паль статичним навантаженням відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-27, ДСТУ Б В.2.1-1 та ДСТУ Б В.2.1-9.

8.3.4.2 Несну здатність F_d , кН, висячої забивної палі і палі-оболонки, занурюваної без вибірки (виймання) ґрунту, визначають як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі і по бічній поверхні згідно з Н.2.1 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (18)$$

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається згідно з таблицею Н.2.1 ДБН В.2.1-10;

A – площа обпирання на ґрунт палі, що приймається за площею перерізу палі бруто або за площею поперечного перерізу камуфлетного розширення за його найбільшим діаметром, або за площею палі-оболонки нетто;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи біля бічної поверхні палі приймається згідно з таблицею Н.2.2 ДБН В.2.1-10;

h_i – товщина шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі $h_i \leq 2,0$ м;

γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і на бічній поверхні палі, що враховують вплив способу занурення палі на розрахункові опори ґрунту і приймаються згідно з таблицею Н.2.3 ДБН В.2.1-10.

У формулі (18) підсумовують опори ґрунту по усіх шарах, прорізаних палею, крім випадків, коли проектом передбачається планування території зрізанням або можливий розмив ґрунту. У цих випадках підсумовують опори усіх шарів ґрунту, розташованих відповідно нижче рівня планування (зрізання) і дна водоймища після його місцевого розмиву при розрахунковому паводку.

Для забивних паль, що обпираються нижнім кінцем на пухкі піщані ґрунти або на пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$, несну здатність, необхідно визначати за результатами статичних випробувань паль.

8.3.4.3 Несну здатність пірамідальної, трапецеїдальної і ромбовидної паль, прорізаючих піщані і пилувато-глинисті ґрунти F_d , кН, з нахилом бічних граней $i_p \leq 0,025$ слід визначати відповідно до вимог Н.2.4 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot [R \cdot A + \sum_{i=1}^n h_i \cdot (u_i \cdot f_i + u_{o,i} \cdot i_p \cdot E_i \cdot k_i \cdot \xi_r)], \quad (19)$$

де γ_c , R , A , F_d , h_i , f_i – те саме, що у формулі (18);

u_i – зовнішній периметр i -го перерізу палі, м;

$u_{o,i}$ – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу палі, м, які мають нахил до осі палі,

i_p – нахил бокових граней палі в частках одиниці;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту, що оточує бічну поверхню палі, кПа, що визначається за результатами компресійних випробувань згідно з ДСТУ Б В.2.1-4;

k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту i , який приймається згідно з таблицею Н.2.4 додатка Н ДБН В.2.1-10;

$\xi_r = 0,8$ – реологічний коефіцієнт.

8.3.4.4 Несну здатність, F_{du} , кН, висячої забивної палі і палі-оболонки, занурюваних без виймання ґрунту, що працює на висмикувальне навантаження, визначають відповідно до вимог Н.2.5 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$F_{du} = \gamma_c \cdot u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf,i} \cdot f_i \cdot h_i, \quad (20)$$

де F_{du} , u , $\gamma_{cf,i}$, f_i , h_i – те саме, що у формулі (18);

γ_c – коефіцієнт умов роботи; для паль, занурюваних в ґрунт на глибину менше ніж 4 м, $\gamma_c = 0,6$; те саме на глибину 4 м і більше $\gamma_c = 0,8$.

8.3.4.5 У фундаментах опор мостів не допускається робота паль на висмикування при дії тільки одних постійних навантажень.

8.3.4.6 Несну здатність F_d , кН, набивної і бурової паль з розширеннями і без розширень, паль-оболонки, що занурюються з вийманням ґрунту і заповненням

бетоном, що працюють на стискувальне навантаження, слід визначати відповідно до вимог Н.3.1 додатка Н ДБН В.2.1-10, за формулою (18).

Коефіцієнт умов роботи γ_{cf} ґрунту на бічній поверхні палі, залежно від способу влаштування свердловини і умов бетонування додатково до вимог Н.3.1 ДБН В.2.1-10 слід приймати за таблицею Н.3.1 ДБН В.2.1-10 для набивних паль при зануренні інвентарної труби з наконечником, набивних віброштампованих паль-оболонки, паль-стовпів, буроін'єкційних паль.

8.3.4.7 Розрахунковий опір R під нижнім кінцем палі приймається за таблицею Н.2.1 додатка Н ДБН В.2.1-10, якщо паля виготовляється за такою технологією:

– набивні, влаштовані шляхом занурення інвентарних труб, нижній кінець яких закритий башмаком, що залишається в ґрунті, або бетонною пробкою, з подальшим витягуванням цих труб по мірі заповнення свердловин бетонною сумішшю;

– набивні віброштамповані, влаштовані в пробурених свердловинах шляхом заповнення свердловин жорсткою бетонною сумішшю, яка ущільнюється віброштампом у вигляді труби із загостреним нижнім кінцем і закріпленим на ній віброзанурювачем.

8.3.4.8 Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати:

а) для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем і піщаних ґрунтів в основі набивної і бурової паль з розширеннями і без розширення, палі-оболонки, занурюваної з повним видаленням ґрунтового ядра за формулою (21), а палі-оболонки, занурюваної зі збереженням ґрунтового ядра з вказаних ґрунтів на висоту 0,5 м і більше, – за формулою (22):

$$R = 0,75 \cdot \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (21)$$

$$R = \alpha_4 \cdot (\alpha_1 \cdot \gamma_1' \cdot d + \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \gamma_1 \cdot h), \quad (22)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею Н.3.2 додатка Н ДБН В.2.1-10, залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_1 ґрунту основи, що визначається відповідно до вимог 8.5.2.19 ДБН В.2.1-10;

γ'_i – розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);

γ_i – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води);

d – діаметр, м, набивної і бурової палі, діаметр розширення (для палі з розширенням), палі-оболонки або діаметр свердловини палі-стовпа, омоноліченого в ґрунті цементно-піщаним розчином;

h – глибина закладення, м, нижнього кінця палі або її розширення, заміряна від природного рельєфу або рівня планування (при плануванні зрізанням), для опор мостів – від дна водоймища після його загального розмиву при розрахунковому паводку;

б) для пилувато-глинистих ґрунтів в основі – за таблицею Н.3.2 ДБН В.2.1-10.

8.3.4.9 Розрахунковий опір R , кПа (тс/м^2), ґрунту під нижнім кінцем палі-оболонки, занурюваної без видалення ґрунту або зі збереженням ґрунтового ядра заввишки не менше трьох діаметрів оболонки на останньому етапі її занурення і не заповнюваною бетоном (за умови, що ґрунтове ядро утворене з ґрунту, що має такі самі характеристики, що і ґрунт, прийнятий за основу кінця палі-оболонки), слід приймати за таблицею Н.2.1 додатка Н ДБН В.2.1-10, з коефіцієнтом умов роботи, що враховує занурення палі-оболонок відповідно до чергового числа 4 таблиці Н.2.3 ДБН В.2.1-10, причому розрахунковий опір у вказаному випадку відноситься до площі поперечного перерізу палі-оболонки нетто.

8.3.4.10 Розрахункове зусилля F_d , що допускається, на одиночну буроін'єкційну палю на вдавлювання або висмикування за несною здатністю ґрунтової основи потрібно визначати з умови

$$F_d = N_s \leq \frac{F}{\gamma_k}, \quad (23)$$

де N_s – розрахункове значення проектного вертикального, вдавлювального або висмикувального навантаження, що передається на палю, кН;

F - розрахункове зусилля на межі опірності ґрунтової основи буроін'єкційної палі, кН, що визначається згідно з 8.3.2.13;

γ_k - коефіцієнт надійності, що приймається рівним 1,4 (1,6) при визначенні F за формулами і 1,2 (1,5), - при визначенні F за результатами польових випробувань паль статичними навантаженнями (у дужках дані значення γ_k для паль, що працюють на висмикування).

8.3.4.11 Для буроін'єкційних паль несну здатність на дію осьового вдавлювального або висмикувального навантаження слід визначати за формулою:

$$F = \gamma_c \left(\sum \gamma_{cR,i} R_{ci} A_i + \sum_{i=1}^n u_i \gamma_{cf,i} h_i f_i \right). \quad (24)$$

При цьому коефіцієнт умов роботи γ_{cf} ґрунту біля бічної поверхні палі залежно від способу виготовлення палі, слід приймати за таблицею Н.3.1 додатка Н ДБН В.2.1-10 для набивних паль при зануренні інвентарної труби з наконечником, набивних віброштампованих паль-оболонки, паль-стовпів та буроін'єкційних паль.

Таблиця 3 - Визначення коефіцієнта γ_{cf} роботи ґрунту залежно від способу виготовлення буроін'єкційної палі

Палі і способи їх виготовлення	Коефіцієнт роботи ґрунту γ_{cf} для ґрунтів			
	пісків	супісків	суглинків	глин
Гвинтонабивні	1,0	1,0	1,0	0,9
Виконані скиданням бетону в сухі пробурені шнеком свердловини	0,9	0,8	0,8	0,8
Виконані скиданням бетону в пробиті свердловини	1,0	0,9	0,9	0,8
Виконані при заповненні свердловин розчином без опресовування	1,1	1,0	1,0	0,9
Виконані при заповненні свердловин розчином з опресовуванням тиском 0,2-0,5 МПа поетапно через обтюратор	1,5	1,4	1,3	1,2
Виготовлені у свердловинах під захистом обсадних труб або бентонітового розчину з одноразовим поетапним опресовуванням тиском 0,2 - 0,5 МПа	1,4	1,3	1,2	1,1

Виготовлені у свердловинах під захистом обсадних труб або бентонітового розчину при повторному поетапному опресовуванні тиском більше 0,5 МПа	2,0	1,5	1.4	1,3
---	-----	-----	-----	-----

8.3.4.12 Опір піщаних ґрунтів на бічній поверхні палі з розширенням слід враховувати на ділянці від рівня планування до рівня перетину стовпів палі з поверхнею уявного конуса, що має в якості утворюючої лінію, яка дотикається поверхні розширення під кутом $\varphi_1/2$ до осі палі, де φ_1 – середнєзважуване розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту, що лежить в межах вказаного конуса. Опір глинистих ґрунтів допускається враховувати по всій довжині стовпа.

8.3.4.13 Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі-оболонки, що занурюється без вилучення ґрунту або із збереженням ґрунтового ядра висотою не менше трьох діаметрів оболонки на останньому етапі її занурення і не заповненою бетоном (за умови, що ґрунтове ядро утворено з ґрунту, який має ті самі характеристики, що і ґрунт, який прийнятий за основу кінця палі-оболонки), слід приймати за таблицею Н.2.1 ДБН В.2.1-10 з коефіцієнтом умов роботи ґрунту, який враховує спосіб занурення палі-оболонок відповідно до чергового числа 4 таблиці Н.2.3 ДБН В.2.1-10, причому розрахунковий опір в цьому випадку відноситься до площі поперечного перерізу нетто палі-оболонки.

8.3.4.14 Несну здатність F_{dw} , кН, набивних и бурових палі, палі-оболонок, що працюють на висмикувальні навантаження, слід визначати відповідно до вимог Н.3.4 додатка Н ДБН В.2.1-10 за формулою (20).

8.3.5.15 Несну здатність F_d , кН, гвинтової палі при діаметрі лопаті $d > 1,2$ м і довжині $l > 10$ слід визначати за даними випробувань гвинтової палі статичним навантаженням, а при діаметрі лопаті $d \leq 1,2$ м і довжині палі $l \leq 10$ м, що працює на стискувальне або висмикувальне навантаження, слід визначати згідно з вимогами Н.5.1 додатку Н ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot [(\alpha_1 c_1 + \alpha_2 \gamma_1 h_1 g) \cdot A + u R_{\pi} \cdot (h - d)], \quad (25)$$

8.3.4.16 Несну здатність бурогвинтової палі F_d , кН, слід визначати за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} RA + u \cdot \sum \gamma_{cf} R_n h_i), \quad (26)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається рівним 1;

γ_{cr} - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається рівним 0,8;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, що визначається за формулою (27);

A - площа поперечного перерізу стовбура палі, бруто, м²;

u - периметр поперечного перерізу стовбура палі, м;

γ_{cf} - коефіцієнт умов роботи ґрунту на бічній поверхні палі, що приймається рівним:

1,1 - при зануренні палі з поверхні ґрунту в непорушений ґрунтовий масив;

0,8 - при зануренні палі в розпушений попереднім бурінням ґрунтовий масив

0,6 - при зануренні палі в лідерну свердловину;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем бурогвинтової палі слід визначати за формулою:

$$R = \alpha_1 c_l + \alpha_2 \rho_l g h, \quad (27)$$

де α_1 і α_2 - безрозмірні коефіцієнти, що приймаються за таблицею Н.5.2 ДБН В.2.1-10 залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя ґрунту φ_l основи палі;

c_l - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту основи палі, кПа;

ρ_l - усереднене розрахункове значення щільності ґрунтів, що залягають вище за нижній кінець палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води), г/см³;

g - прискорення вільного падіння, що дорівнює 9,81 м/с²;

h - глибина занурення палі, м.

Товщину стінки бурогвинтових паль потрібно перевіряти розрахунком на міцність при передачі на трубу максимального крутного моменту, що розвивається механізмом, який використовують для занурення паль.

8.4 Визначення несної здатності паль за результатами польових випробувань

8.4.1 Визначення несної здатності паль за властивостями ґрунтової основи за даними польових випробувань виконують згідно з ДСТУ Б.В.2.1-27 шляхом випробувань натурних паль і за результатами випробувань ґрунтів палями згідно з ДСТУ Б В.2.1-1 та ДСТУ Б В.2.1-9.

8.4.2 Визначення несної здатності паль за властивостями ґрунту за даними польових випробувань виконують за результатами:

- випробування натурних паль вдавлювальним, висмикувальним та горизонтальним статичними навантаженнями;
- динамічних випробувань натурних забивних паль;
- встановлення окремого значення граничного опору забивної палі за даними випробувань ґрунтів еталонними палями типів I, II, III;
- встановлення окремого значення граничного опору забивної палі за даними випробувань палі-зонда;
- встановлення окремого значення граничного опору забивної чи набивної палі за даними статичного зондування ґрунтів.

Для забивних затиснених у ґрунті паль завдовжки більше 12 м замість випробувань ґрунтів еталонною палею допускається проводити випробування палею-зондом діаметром 127 мм, конструкція якої забезпечує окремі вимірювання опору ґрунту під нижнім кінцем і на ділянці бічної поверхні (муфті тертя) палі.

8.4.3 Випробування паль статичним і динамічним навантаженням і випробування ґрунтів еталонною палею слід виконувати відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-1, а випробування ґрунтів статичним зондуванням відповідно до ДСТУ Б В.2.1-9. Випробування ґрунтів палею-зондом проводять з урахуванням вимог ДСТУ Б В.2.1-1 стосовно еталонної палі типу II.

8.5 Визначення несної здатності паль за результатами випробувань натурних паль

8.5.1 Статичні випробування паль за результатами їх випробувань вдавлювальним, висмикувальним і горизонтальним статичним навантаженнями та за результатами їх динамічних випробувань слід визначати відповідно до вимог підрозділу 5.1 ДСТУ Б.В.2.1-27.

8.5.2 Несну здатність F_d , кН, палі слід визначати відповідно до вимог 5.1.1 ДСТУ Б В.2.1-27 за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}. \quad (28)$$

8.5.3 Якщо навантаження при статичному випробуванні паль на втискування доведене до навантаження, що викликає безперервне зростання їх осідання s без збільшення навантаження (при $s \leq 20$ мм), то це навантаження приймають за окреме значення граничного опору F_u випробовуваної палі.

У всіх інших випадках за граничний опір палі F_u при вдавлювальних навантаженнях слід приймати навантаження на один ступінь менше навантаження, при якому викликаються:

а) приріст осідання за один ступінь завантаження (при загальному значенні осідання більше 40 мм), що перевищує в 5 разів і більше приріст осідання, отримане за попередній ступінь завантаження;

б) осідання, що не затухає протягом доби і більше (при загальному значенні її більше 40 мм).

Якщо при максимально досягнутому при випробуваннях навантаженні, яке дорівнює або більше $1,5F_d$ (де F_d – несна здатність палі, що визначена відповідно до додатка Н ДБН В.2.1-10) осідання палі s при випробуваннях виявиться менше 40 мм, то в цьому випадку за окреме значення граничного опору палі F_u допускається приймати максимальне навантаження, отримане при випробуваннях.

В окремих випадках при відповідному обґрунтуванні допускається приймати максимальне навантаження, досягнуте при випробуваннях F_d .

8.5.4 При випробуванні паль статичним висмикувальним або горизонтальним навантаженням за окреме значення граничного опору F_u (згідно з 5.1.2 ДСТУ Б В.2.1-27) по графіках залежності переміщень від навантажень приймають навантаження на один ступінь менше навантаження, що викликає безперервне зростання переміщення палі.

Примітка. Результати статичних випробувань паль на горизонтальні навантаження можуть бути використані для безпосереднього визначення розрахункових параметрів системи "паля - ґрунт", які використовують у розрахунках згідно з додатком Н ДБН В.2.1-10.

8.5.5 При динамічних випробуваннях забивних залізобетонних і дерев'яних паль довжиною не більше ніж 20 м окреме значення граничного опору F_u (згідно з 5.1.2 ДСТУ Б В.2.1-27) за даними їх занурення при фактичних (замірних) залишкових відмовах $\geq 0,002$ м слід визначати згідно з вимогами 5.2.1, 5.2.2 ДСТУ Б В.2.1-27 за формулами (3) і (4) ДСТУ Б В.2.1-27.

8.5.6 Окремі значення граничного опору при динамічних випробуваннях залізобетонних паль завдовжки понад 20 м, а також сталевих паль будь-якої довжини за вимірними залишковими і пружними відмовами при їх зануренні молотами рекомендується визначати за допомогою комп'ютерних програм, методи розрахунку забивання паль в яких базуються на хвилевій теорії удару.

8.6 Визначення несної здатності паль за результатами випробувань ґрунтів палями

8.6.1 Несну здатність F_d , кН, забивної затисненої в ґрунті палі, працюючої на стискувальне навантаження, за результатами випробувань ґрунтів еталонною палею, випробувань палі-зонда або застосування статичного зондування слід визначати за формулою (1) ДБН В.2.1-27, в якій слід прийняти $\gamma_c = 1$.

При цьому характеристичне значення $F_{u,n}$ визначають на основі окремих значень граничного опору палі F_u , кН, в місці випробувань ґрунтів еталонною палею, палею-зондом або зондуванням, визначених відповідно до вимог 6.2, 6.3 або 6.4 ДБН В.2.1-27.

8.6.2 Окреме значення граничного опору забивної палі в місці випробування ґрунтів еталонною палею F_u , кН, слід визначати:

а) при випробуванні ґрунтів еталонною палею типу I - за формулою (7) ДБН В.2.1-27.

б) при випробуваннях ґрунтів еталонною палею II або III типу за ДСТУ Б В.2.1-10 — за формулою (8) ДБН В.2.1-27.

Значення коефіцієнтів умов роботи під нижнім кінцем і бічній поверхні натурної палі слід приймати згідно з табл. 5 ДСТУ В.2.1-27.

8.6.3 Окреме значення опору забивної палі у місці випробування ґрунтів палею-зондом слід визначати згідно з 6.4 за формулою (9) ДСТУ В.2.1-27.

8.6.4 Несну здатність палі, за результатами випробувань ґрунтів статичним зондуванням слід визначати відповідно до вимог 6.1 розділу 6 ДСТУ Б В.2.1-27.

8.6.5 Враховуючи великі навантаження, що передаються на бурові палі, рекомендується паралельно з розрахунком несної здатності, за результатами статичного зондування зробити розрахунок відповідно до додатка Н ДСТУ Б В.2.1-10. При розбіжності отриманих значень несної здатності палі, більше ніж 25 %, слід провести статичні випробування не менше двох палі.

8.6.6 За наявності на майданчику цих випробувань статичним навантаженням на вдавлювання трьох - п'яти забивних палі в однакових ґрунтових умовах, а також результатів статичного зондування (шість і більше випробувань), і якщо результати розрахунків відрізняються між собою не більше ніж на 25 %, несну здатність палі визначають за формулою:

$$F_d = \frac{\sum F_u}{n \gamma_{gs}}. \quad (29)$$

де $\frac{\sum F_u}{n}$ - середнє значення граничного опору палі;

γ_{gs} - коефіцієнт надійності за ґрунтом, що визначається за результатами зондування за формулою:

$$\gamma_{gs} = 1 + V_s, \quad (30)$$

де V_s - коефіцієнт варіації окремих значень граничного опору палі, розрахований за даними зондування, що визначається згідно з ДСТУ Б В.2.1-5.

9 РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ

9.1 Загальні вимоги

9.1.1 Осідання і крен фундаментів мілкового закладення слід розраховувати згідно з підрозділом 7.6 та додатком Д ДБН В.2.1-10 та цих норм.

У розрахунку осідання стоянів при висоті насипу більше 12 м необхідно враховувати додатковий вертикальний тиск на основу від ваги прилеглої частини підхідного насипу, визначеної відповідно до додатка Г.

9.1.2 Осідання фундаменту з паль або з опускного колодязя слід визначати відповідно до вказівок 9.1.1, розглядаючи такий фундамент як умовний суцільний у формі прямокутного паралелепіпеда розмірами, прийнятими згідно з додатком Б або вимог П.2.3 додатка П ДБН В.2.1-10.

Осідання пального фундаменту допускається приймати таким, що дорівнює осіданню одиночної палі за даними статичних випробувань її в тих самих грунтах при дотриманні однієї з умов:

- а) палі працюють як стійки;
- б) кількість поздовжніх рядів паль не більше трьох.

9.1.3 Крен окремого фундаменту за умови дії на нього позацентрового навантаження визначають згідно з Д.13 додатка Д ДБН В.2.1-10 за формулою Д.12.

Для плитних фундаментів, що мають просту форму (прямокутну, круглу, кільцеву) і розташовані на однорідній основі, крени можна визначати за формулами додатка Д ДБН В.2.1-10.

9.1.4 При визначенні осідання фундаментів згідно з 9.1.1 і 9.1.2 за розрахункову поверхню ґрунту допускається приймати його природну поверхню (без урахування зрізання або можливості розмиву).

Осідання фундаментів допускається не визначати:

- при спиранні фундаментів на скельні, великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем і тверді глини (при коефіцієнті пористості $\varepsilon < 0,8$) - для усіх мостів;

- при спиранні фундаментів на інші ґрунти - для мостів статично визначених систем прогоном до 55 м на залізницях і до 105 м на автомобільних дорогах.

9.1.5 Розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями ґрунтових основ необхідно виконувати відповідно до вимог підрозділу 8.5.4, вимог П.2 додатка П ДБН В.2.1-10.

9.1.6 При однорідних ґрунтових основах або таких, що покращуються з глибиною за фізико-механічними характеристиками, розрахунок осідання пальового фундаменту рекомендується виконувати за методикою, що враховує взаємний вплив паль в куці (скупчення паль на певній ділянці) відповідно до вимог П.1.4 додатка П ДБН В.2.1-10.

Отримані за розрахунком значення осідання пальового фундаменту не повинні перевищувати граничних значень.

9.1.7 Осідання комбінованого пальово-плитного фундаменту при вертикальних палях не залежить від системи зв'язку палі з ростверком - жорсткої або шарнірної, яка приймається в проекті з конструктивних міркувань. Можливо комбіноване сполучення паль з плитним ростверком: в центральній частині - без випусків арматури, по периметру - з випусками арматури.

9.1.8 Пальові фундаменти з паль, що працюють як палі-стійки, затиснені в ґрунті одиночні палі, що сприймають поза кущами висмикувальні навантаження, а також пальові куці, що працюють на дію висмикувальних навантажень, за деформаціями не розраховуються.

9/2 Розрахунок осідання пальового фундаменту як умовного суцільного фундаменту

9.2.1 Розрахунок осідання фундаменту із затиснених у ґрунті паль, що виконується як для умовного суцільного фундаменту на природній основі, слід виконувати з урахуванням вимог П.2 додатка П ДБН В.2.1-10 та додатка Д цих норм.

Межі умовного суцільного фундаменту визначають відповідно до вимог П.2.3 та рисунку П.2.1 додатку П ДБН В.2.1-10.

Розрахунок осідання умовного суцільного фундаменту виконують на додатковий вертикальний тиск, що передається на основу подошвою умовного

суцільного фундаменту, за вирахуванням вертикальної напруги від ваги ґрунту на рівні цієї подошви, при цьому у власну вагу умовного фундаменту включають вагу паль, ростверка і ґрунту в об'ємі умовного суцільного фундаменту.

9.2.2 Якщо при будівництві передбачається планування території підсипанням (намиванням) заввишки більше 2 м і/або інше постійне (довготривале) завантаження території, еквівалентне підсипанням, а в межах глибини занурення паль залягають шари торфу або мулу завтовшки більше 30 см, то значення осідання пального фундаменту із затиснених у ґрунті паль слід визначати з урахуванням зменшення габаритів умовного суцільного фундаменту, який в цьому випадку як при вертикальних, так і при похилих палях приймають обмеженими з боків вертикальними площинами, віддаленими від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстані $h_{mt} \operatorname{tg}\left(\frac{\varphi_{п,mt}}{4}\right)$, де h_{mt} — відстань від нижнього кінця паль до подошви шару торфа або мулу товщиною більше ніж 30 см.

9.3 Розрахунок осідання пального фундаменту з урахуванням взаємного впливу паль в куці

9.3.1 Для розрахунку осідання фундаменту з урахуванням взаємного впливу паль в куці необхідно визначити осідання одиночної палі.

Осідання s , м, одиночної затисненої в ґрунті палі слід визначати за формулою:

$$s = \frac{P I_s}{E_{sl} d}, \quad (31)$$

де P - навантаження на палю, кН;

I_s - коефіцієнт впливу осідання, залежно:

а) для жорсткої палі - від відношення l/d ;

б) для палі, що стискається, - від відношення l/d і від відносної жорсткості

палі: $\lambda = \frac{E_p}{E_{sl}}, \quad (32)$

(де E_p - модуль пружності матеріалу палі, кПа);

9.3.2 Коефіцієнт впливу осідання I_s у формулі (30) для жорсткої палі визначають за формулою:

$$I_s = \frac{2,6}{\frac{l}{d} + 4} \quad (33)$$

10 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ГРУНТОВИХ ОСНОВАХ З ОСОБЛИВИМИ ВЛАСТИВОСТЯМИ ТА ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ

10.1 Особливості проектування фундаментів на просідних ґрунтах

10.1.1 Проектування фундаментів на основах, складених просідними ґрунтами слід виконувати відповідно до вимог підрозділу 9.1 ДБН В.2.1-10.

У залежності від прояву просідання від власної ваги ґрунту основи слід розрізняти ґрунтові умови:

- а) виникає просідання від зовнішнього навантаження у верхній зоні $h_{sl.p}$, відсутнє просідання від власної ваги ґрунту;
- б) виникають просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні $h_{sl.p}$ і власної ваги ґрунту в нижній зоні основи $h_{sl.g}$.
- в) зовнішнє навантаження на основу не викликає просідання в верхній зоні $h_{sl.p}$, має місце лише просідання в нижній зоні $h_{sl.g}$.

10.1.2 Проектування пальових фундаментів у просідних ґрунтах слід виконувати відповідно до вимог 8.5.5 ДБН В.2.1-10 та ДБН В.1.1-5, ч.ІІ.

10.1.3 При вишукуваннях поряд з бурінням свердловин необхідно передбачати проходження шурфів з відбором монолітів ґрунту. Відстань між виробками повинна бути не більше ніж 10 м, кількість виробок для окремої споруди - не менше чотирьох.

При вивченні на території, що забудовується, гідрогеологічного режиму підземних вод і при прогнозуванні їх зміни при будівництві та експлуатації споруд необхідно прогнозувати можливість замочування ґрунтів в результаті дії різних факторів.

Фізико-механічні, в тому числі міцнісні і деформативні характеристики просідних ґрунтів, повинні визначатися для стану природної вологості і при повному водонасиченні.

10.1.4 При проектуванні пальових фундаментів в ґрунтових умовах з можливим осіданням ґрунтів від власної ваги понад 30 см слід передбачати заходи відповідно до вимог 8.5.5.6 ДБН В.2.1-10, які зменшують або усувають просідання ґрунтової товщі від власної ваги в межах площі, що займає міст, і на відстані, що дорівнює половині просідаючої товщі навколо нього з метою зменшення довантажувальних сил на палі фундаментів.

10.1.5 Пальові фундаменти в просідних ґрунтах слід проектувати з повною прорізкою усіх шарів просідних та інших видів ґрунтів, характеристики міцності яких знижуються при замочуванні, відповідно до вимог додатка 3 ДБН В.1.1-5, (ч.ІІ). Обпирання кінців паль передбачають у малостисливі ґрунти (скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, щільні та середньої щільності, піщані, пілуватоглинисті та глинисті твердої консистенції).

Якщо прорізання зазначених ґрунтів у конкретних випадках економічно недоцільно, то в ґрунтових умовах, коли просідання від власної ваги ґрунту відсутнє (крім великих мостів), потрібне улаштування паль (крім паль-оболонок) із заглибленням нижніх кінців не менше ніж на 1 м у шар ґрунту з відносним просіданням $\epsilon_{sl} < 0,02$ (при тиску не менше ніж 300 кПа, але не менше тиску від власної ваги ґрунту і навантаження на його поверхні), за умови, що в цьому випадку забезпечується несна здатність паль, а сумарні значення можливих просідань та осідань основи не перевищують граничних значень для споруди при нерівномірному замочуванні ґрунтів. При цьому повинна бути забезпечена несна здатність паль і пальових фундаментів, а можливі неприпустимі осідання і просідання ґрунтів повинні бути виключені застосуванням додаткових заходів.

Палі малих мостів у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання ґрунту від власної ваги, допускається обпирати нижнім кінцем на ґрунти з $\epsilon_{sl} > 0,02$, якщо несна здатність паль підтверджена випробуваннями.

10.1.6 У випадку, якщо за результатами інженерних вишукувань встановлено, що занурення забивних паль у ґрунти утруднене, у проекті має бути передбачено улаштування лідерних свердловин.

10.1.7 Розрахунок несної здатності паль, що застосовуються в ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання ґрунту від власної ваги, слід виконувати відповідно до вимог 8.3 цих норм та додатка Н ДБН В.2.1-10 з урахуванням вимог 8.5.5.7 а, б ДБН В.2.1-10.

10.1.8 Несна здатність паль у виштапованому ложі, що застосовуються у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання ґрунту від власної ваги, повинна призначатися відповідно до вимог 8.3.4.3 як для забивних паль з похилими гранями, при дотриманні додаткових вимог згідно з 10.1.8.

10.1.9 Несну здатність паль, які застосовуються у ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, за результатами їх статичних випробувань, проведених з локальним замочуванням ґрунту в межах всієї довжини палі згідно з ДСТУ Б В.2.1-1, слід визначати відповідно до вимог ДСТУ Б В.2.1-27.

У ґрунтових умовах, коли відсутнє просідання від власної ваги ґрунту, при наявності досвіду будівництва і результатів раніше виконаних статичних випробувань паль в аналогічних умовах випробування паль допускається не виконувати.

10.1.10 Палі за несною здатністю ґрунтів основи в просідних ґрунтах слід розраховувати відповідно до вимог 8.5.5.12 ДБН В.2.1-10 за формулою:

$$N \leq (F_d / \gamma_k) - \gamma_c P_n, \quad (34)$$

За міцністю матеріалу палі розраховують на навантаження $N + P_n$.

10.1.11 Довантажувальну силу тертя P_n , що діє біля бічної поверхні палі, у водонасичених ґрунтах і P'_n у ґрунтах природної вологості, що діє біля бічної поверхні палі слід визначати відповідно до вимог 8.5.5.13 ДБН В.2.1-10.

До проведення випробувань на висмикування значення P_n допускається визначати за формулою:

$$P_n = u \sum_{i=0}^n \tau_i h_i. \quad (35)$$

Кількість шарів n , береться у межах глибини h_{sl} .

Розрахунковий опір, τ , кПа, визначають до глибини $h = 6$ м за формулою:

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \quad (36)$$

Розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ_i , град, і питомого зчеплення, c_i , усереднені по глибині h_{sl} , визначаються з урахуванням вимог ДСТУ Б В.2.1-4 за методом консолідованого дренажного зрізу.

10.1.12 Несну здатність паль F_d , кН, у ґрунтових умовах з прогнозованим просіданням ґрунту, що працюють на стискувальне навантаження, слід визначати відповідно до вимог 8.5.5.14 ДБН В.2.1-10.

10.1.13 Проведення статичних випробувань паль в ґрунтових умовах з прогнозованим просіданням ґрунту є обов'язковим за відсутності матеріалів таких випробувань.

10.1.14 Для великих мостів у районах з недостатньо дослідженими ґрунтовими умовами слід виконувати випробування паль з тривалим замочуванням основи до повного прояву просідань за програмою, розробленою для конкретних умов із залученням спеціалізованої науково-дослідної організації.

10.1.15 При розрахунках палювих фундаментів за деформаціями основ відповідно до вимог 8.5.5.17 ДБН В.2.1-10 для ґрунтів природної вологості модулі деформації визначають у межах діючих напружень і при цих значеннях розраховують осідання палювих фундаментів за додатком П.

10.1.16 Якщо біля бічної поверхні паль можлива поява довантажувальних сил тертя, то осідання палювого фундаменту з затисненими в ґрунті палями слід визначати як для умовного суцільного фундаменту відповідно до вимог П.2 додатка П ДБН В.2.1-10.

При підрахунку навантажень від власної ваги умовного суцільного фундаменту повинні бути додані довантажувальні сили тертя, визначені за формулою (3234) при периметрі u , м, що дорівнює периметру ростверку в межах його висоти і периметру куца за зовнішніми гранями паль.

10.1.17 Визначення нерівномірності осідання палювих фундаментів у ґрунтах для розрахунку споруд має здійснюватися з урахуванням прогнозованих

змін гідрогеологічних умов мостового переходу і можливих найбільш несприятливого виду і розташування джерел замочування відносно фундаменту, що розраховується, або споруди в цілому.

10.1.18 При просіданнях ґрунту від власної ваги більше 30 см слід враховувати можливість горизонтальних переміщень пальових фундаментів, що потрапляють у межі криволінійної частини воронки просідання.

10.1.19 У ґрунтових умовах з прогнозованим просіданням ґрунту при визначенні навантажень, що діють на паловий фундамент, слід враховувати довантажувальні сили тертя, які можуть з'являтися на розташованих вище подошви пального ростверку бічних поверхнях заглиблених у ґрунт частин мосту.

10.1.20 При застосуванні пальових фундаментів планувальні підсіпки ґрунтів більше ніж 1 м на територіях, складених просідними ґрунтами, допускаються тільки при відповідному обґрунтуванні.

10.1.21 При проектуванні пальових фундаментів, що влаштовуються в ґрунтових умовах з прогнозованим можливим просіданням ґрунту, коефіцієнт надійності за призначенням споруди γ_n повинен бути більше або дорівнювати 1,0 .

10.2 Проектування фундаментів на набухаючих ґрунтах

10.2.1 Фундаменти мілкового закладення на основах, що складені набухаючими ґрунтами, слід проектувати з урахуванням вимог 9.2.1, 9.2.2 ДБН В.2.1-10 та 10.2 цих норм.

10.2.2 Деформації основ фундаментів, що виникають внаслідок усадки ґрунту, обраховують методом підсумовування деформацій окремих шарів ґрунтів згідно з Д.20 – Д.27 додатка Д ДБН В.2.1-10.

10.2.3 Граничні значення деформацій споруд, які викликані набуханням або усадкою ґрунтів їх основи, визначають розрахунком згідно з підрозділом 7.9 ДБН В.2.1-10 або приймають згідно з додатком И ДБН В.2.1-10 у залежності від наявності (відсутності) в споруді захисних інженерних заходів для сприйняття впливів деформацій основи.

10.2.4 При проектуванні пальових фундаментів у набухаючих грунтах слід дотримуватися вимог 8.5.5.25 – 8.5.5.31 ДБН В.2.1-10 та цих норм.

10.2.5 При розрахунку пальових фундаментів у набухаючих грунтах за деформаціями повинен виконуватися додатковий розрахунок з визначення підйому паль під час набухання ґрунту відповідно до вимог 10.2.6 цих норм та 8.5.2.29, 8.5.5.30 ДБН В.2.1-10.

10.2.6 Можливий підйом забивних паль, занурених в попередньо просвердлені лідерні свердловини, набивних паль без розширення, а також паль-оболонок, що не перерізають зону набухаючих ґрунтів, слід визначати дослідним шляхом.

10.3 Проектування пальових фундаментів при реконструкції (ремонті) мостів

10.3.1 При інженерно-геологічних вишукуваннях у разі використання пальових фундаментів для підсилення основ мостів додатково мають бути виконані роботи з обстеження основ фундаментів і інструментальні геодезичні спостереження. Крім того, має бути встановлена відповідність нових матеріалів вишукувань архівним, і складено висновок про зміну інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов, викликаних будівництвом і експлуатацією мостової споруди.

Обстеження технічного стану конструкцій фундаментів і споруди повинно виконуватися за завданням замовника відповідно атестованими фахівцями.

10.3.2 При підсиленні основ мостів за допомогою забивних, вдавлювальних, буронабивних або буроін'єкційних паль глибина буріння і зондування повинна прийматися згідно з 5.15.

10.3.3 Обстеження основ фундаментів включає:

- візуальну оцінку стану конструкцій мостової споруди, у тому числі фіксацію наявних тріщин, їх розміру і характеру, установку маяків на тріщини;
- виявлення режиму експлуатації мосту з метою встановлення чинників, що негативно впливають на основу;

- встановлення наявності підземних комунікацій і їх стану;
- ознайомлення з архівними матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, які стосуються майданчика будівництва.

Проведення геодезичної зйомки положення конструкцій існуючого мосту, потрібно для встановлення наявності нерівномірних осідань (крону, прогинів, відносних зсувів).

При обстеженні мостів слід також враховувати стан оточуючої території і близько розташованих будівель і споруд.

10.3.1 Застосування палових фундаментів при реконструкції (ремонті) мостів найбільш доцільне при значному збільшенні навантаження на основу і при наявності в основі ґрунтів низької міцності.

При проведенні реконструкції (ремонту) в умовах існуючої забудови слід застосовувати вдавлювальні, буронабивні, буроін'єкційні або бурогвинтові палі.

10.3.2 Пальові фундаменти при реконструкції (ремонті) мостів проектують за двома групами граничних станів відповідно до вимог 8.1.1.

10.3.3 У проектах реконструкції (ремонту) основ і фундаментів мостів та труб повинні прийматися такі рішення, при яких максимально використовуються існуючі конструкції фундаментів і несна здатність ґрунтів.

10.3.4 Фундаменти із забивних паль, які проектується для реконструкції в умовах існуючої забудови, повинні перевірятися за умовою безпеки динамічних дій на конструкції близько розташованих будівель, а також у разі зсуву ґрунту навколо паль, які забиваються.

Відстань за умовою безпеки динамічних дій від занурювання таких паль до будівель або споруд має призначатися, як правило, не менше ніж 25 м.

10.3.5 Якщо застосування забивних паль поблизу існуючих споруд неможливо за умови динамічних дій, вони можуть бути замінені на вдавлювальні палі, занурювані спеціальними палевдавлювальними установками або домкратами.

Мінімально необхідне зусилля F , кН, для вдавлювання паль допускається визначати з умови:

$$F \geq K_v F_d, \quad (37)$$

де K_v - коефіцієнт умов роботи, прийнятий при швидкості занурення палі до 3 м/хв., який дорівнює 1,2;

F_d - несуча здатність палі при різній глибині її занурення.

При застосуванні вдавлювальних паль для підсилення основ споруд, що реконструюються, їх фундаменти і підземні конструкції повинні бути перевірені на можливість сприйняття зусилля вдавнення F_i , в разі необхідності, підсилені.

10.3.6 При застосуванні фундаментів з буронабивних паль необхідно зробити оцінку можливого технологічного осідання при розбурюванні пальових свердловин, яке може викликати осідання близько розташованих фундаментів, а також передбачити заходи щодо зменшення технологічного осідання за рахунок використання верстатів, оснащених інвентарними обсадними трубами.

10.3.7 Для підсилення або влаштування фундаментів замість буронабивних паль допускається застосування бурогвинтових паль. У цьому випадку виключаються розвантаження і розпушування ґрунтів, що відбуваються під час влаштування буронабивних паль.

10.3.8 При застосуванні бурогвинтових паль відстань від осей паль до зовнішніх граней будівельних конструкцій близько розташованих будівель і споруд повинна бути не менше $0,5d + 20$ см (де d - діаметр палі).

10.3.9 Для підсилення основ і фундаментів у стислих умовах проведення реконструкції (ремонт), а також за необхідності поглиблення підземної частини споруди або улаштування поблизу неї підземних споруд слід застосовувати буроін'єкційні палі діаметром від 100 мм до 250 мм.

10.3.10 При підсиленні пальових фундаментів споруд шляхом підведення додаткових паль під їх існуючі ростверки останні повинні перевірятися на міцність у зв'язку зі зміною величини навантаження і місць їх прикладення. За недостатньої міцності ростверків слід проектувати їх підсилення.

10.3.11 Додаткові осідання споруд, що викликані реконструкцією, не повинні перевищувати граничних додаткових значень, які слід встановлювати залежно від рівня відповідальності споруди та категорії стану її конструкцій.

11 КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

11.1 Фундаменти мостів і труб слід закладати в ґрунт на глибині, визначеній розрахунками несної здатності основ і фундаментів, і прийнятої не менше значень для фундаментів мілкового закладення, паль і ростверків згідно з ДБН В.2.1-10. Мінімальні відстані між палями в плані призначають відповідно до вимог 8.5.2.8 ДБН В.2.1-10.

У межах водотоків фундаменти мостів повинні бути закладені в ґрунт нижче рівня місцевого розмиву, визначеного відповідно до 6.1.5 – 6.1.7 ДБН В.2.3-22 при розрахунковій і найбільшій витратах води, на глибині, необхідній з розрахунку на дію відповідно розрахункового граничного і експлуатаційного навантажень.

11.2 Розміри в плані ростверку пальових фундаментів слід приймати, виходячи з відстаней між осями паль відповідно до ДБН В.2.1-10, з врахуванням установлених ДСТУ-Н Б В.2.1-28, допусків на точність заглиблення паль у ґрунт, а також з необхідності забезпечення між палями і вертикальними гранями ростверку відстані у просвіті не менше ніж 25 см, при палях-оболонках діаметром понад 1 м – не менше ніж 10 см.

Тампонажний шар бетону, вкладеного підводним способом, забороняється використовувати як робочу (несну) частину ростверку.

11.3 Палі мають бути закладені в ростверк (вище шару бетону, вкладеного підводним способом) на довжину, визначену розрахунком і прийняту не менше половини периметра призматичних паль, і 1,2 м – для паль діаметром 0,6 м і більше.

Допускається закладення паль у ростверк або у насадку за допомогою випусків стрижнів поздовжньої арматури довжиною, визначеною розрахунком, але не менше 30 діаметрів стрижнів при арматурі періодичного профілю і 40 діаметрів стрижнів при гладкій арматурі. При цьому палі повинні бути заведені в ростверк не менше ніж на 10 см.

11.4 Залізобетонний ростверк необхідно армувати за розрахунком відповідно до вимог розділу 3 ДБН В.2.3-14.

Бетонний ростверк слід армувати конструктивно в його нижній частині (у проміжках між палями). Площу поперечного перерізу стрижнів арматури уздовж і поперек осі мосту необхідно приймати не менше ніж 10 см^2 на 1,0 м довжини та ширини ростверку.

11.5 Розмір обрізу фундаменту і його розташування по висоті слід призначати, виходячи з необхідності забезпечення вимог судноплавства, пропуску льоду і лісосплаву, а для міських мостів - також естетичних вимог при мінімально можливих витратах на розбирання та влаштування огорожень котлованів навколо ростверків.

11.6 На обрізі фундаменту при його розташуванні в межах коливань рівнів води і льоду слід передбачати влаштування фаски розміром не менше за $0,3 \times 0,3 \text{ м}$, а фундаменту надавати обтічну форму.

11.7 Міцність розчину, який застосовується для закладення паль або паль-стовпів у свердловинах, пробурених у скельних ґрунтах, має бути не нижче ніж $9,8 \text{ МПа}$ (100 кгс/см^2), в інших ґрунтах не нижче $4,9 \text{ МПа}$ (50 кгс/см^2).

11.8 Товщину тампонажного шару слід визначати в залежності від тиску води на цей шар знизу (при осушеному котловані), від діаметра паль і від відстані між ними, а також від міцності бетону водозахисної подушки і плити на момент початку водовідливу з котловану.

11.9 Нахил до вертикалі бічних граней опускного колодезя (або відношення сумарної ширини уступів колодезя до глибини закладення), як правило, не повинен перевищувати 1:20. Нахил більше зазначеного допускається за умови вживання заходів, що забезпечують занурення колодезів із заданою точністю.

11.10 Елементи опор залізничних мостів, які знаходяться в зоні можливого замерзання води (вільної або ґрунтової), повинні мати суцільний переріз.

В опорах автодорожніх та міських мостів допускається у вказаних зонах застосування залізобетонних елементів у вигляді порожнистих паль-оболонок при забезпеченні заходів (дренажних отворів) з метою попередження появи в стінках оболонок тріщин від силової дії замерзлої води та льоду у внутрішніх порожнинах оболонок.

11.11 У межах рівня льодоходу тілу опори необхідно надавати форму з урахуванням напрямку дії льодоходу.

Сполучення граней опори слід виконують за циліндричною поверхнею радіусом 0,75 м. При обґрунтуванні цей радіус може бути зменшений до 0,3 м.

11.12 З'єднання залізобетонних стійок з фундаментами допускається виконувати бетонованим стиком із взаємними випусками арматури.

11.13 Розміри ростверку пального фундаменту в плані призначають виходячи з відстані між осями паль. Відстань між осями висячих забивних і вдавлених паль має бути не менше $3d$ (де d - діаметр круглого або сторона квадратного, або велика сторона прямокутного поперечного перерізу стовпа палі), а паль-стояків - не менше ніж $1,5d$.

Відстань від краю ростверку до поверхні найближчої палі (звисяння ростверку) повинна бути не менше 25 см, а до палі-оболонки або бурової палі діаметром 1,0 м або більше - не менше 10 см. При проектуванні паль в один ряд у фундаменті опори звисяння ростверку повинно бути не менше ніж 25 см незалежно від діаметра паль.

Відстань у просвіті між стовпами бурових, набивних паль і паль-оболонки, а також між свердловинами паль-стовпів повинна бути не менше 1,0 м, а відстань між буроін'єкційними палями в осях - не менше трьох їх діаметрів; відстань у просвіті між розширеннями при влаштуванні їх в твердих і напівтвердих глинистих ґрунтах - 0,5 м, в інших дисперсних ґрунтах - 1,0 м.

Відстань між похилими або між похилими і вертикальними палями на рівні підшви ростверку приймають з конструктивних особливостей фундаментів і забезпечення їх надійності заглиблення в ґрунт, армування і бетонування ростверку.

11.14 На рівні підшви ростверку палі і оболонки одна від одної мають бути розташовані на відстані, достатній для розміщення необхідної арматури ростверку, можливості якісного бетонування і зручного забивання паль і оболонки. Відстань у просвіті від кромки ростверку до найближчої палі або

пр. ДБН В.2.3-XXX:201X

оболонки діаметром до 2 м має бути не менше ніж 25 см, а при оболонках діаметром більше 1 м - не менше ніж 10 см.

11.15 На суходолах і заплавах, складених здимальними ґрунтами (піски дрібні та пилюваті, супіски, суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем), глибина закладання фундаментів мілкового закладення d , м, повинна бути не менше розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f , м, збільшеної на 0,25 м:

$$d \geq d_f + 0,25, \quad (38)$$

де $d_f = 1,1d_{fn}$,

d_{fn} - нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів, м, що визначається згідно з 7.5.2, 7.5.3 ДБН В.2.1-10.

11.16 У всіх випадках при відсутності (неможливості) розмиву ґрунту біля опор їх фундаменти повинні бути заглиблені відносно поверхні ґрунту не менше ніж на 1 м. У скельні ґрунти з межею міцності на стиснення $R_c > 50$ МПа підшву таких фундаментів заглиблюють не менше ніж на 0,1 м, а при $R_c \leq 50$ МПа - не менше ніж на 0,25 м.

11.17 Якщо можливий розмив ґрунту біля фундаментів опор, їх слід заглиблювати не менше ніж на 2,5 м відносно найнижчого рівня дна водотоку після його загального та місцевого розмиву розрахунковим паводком.

11.18 Розширення фундаменту в плані слід виконувати з таким розрахунком, щоб отримати найменший ексцентриситет рівнодіючої всіх сил, що діють на фундамент, щодо центра ваги основи. Для цього фундаменти стоянів з балковими прогоновими будовами, як правило, розширюють у бік від насипу в прогін, фундаменти опор аروحних мостів – у бік дії розпору.

11.19 Підшви плит пальових ростверків на річках з важким льодовим режимом, наприклад, у місцях можливих заторів льоду, повинні розташовуватися нижче рівня можливого розмиву дна русла.

Ця умова повинна дотримуватися на річках з проявом інтенсивного впливу наносів у місцях можливого переміщення піщаних і гравійно-галечникових ґрунтів.

11.20 Допускається у річках розташовувати низ плити ростверку в рівні меженних вод або нижче за умови застосування заходів для захисту плити і прилеглих до неї паль від стирання рухомими наносами і льодовим впливом, наприклад, за допомогою навісних стін із залізобетонних плит, утворюючи жорстку коробчасту конструкцію.

При значній глибині води (понад 5 м з урахуванням розмиву) рекомендується застосовувати фундаменти з високими ростверком.

11.21 При виборі схеми палових фундаментів, особливо для проміжних опор, слід віддавати перевагу вертикальному розташуванню паль.

При недостатній горизонтальній жорсткості фундаментів тільки з вертикальним розташуванням паль, а також за наявності у верхніх шарах слабких ґрунтів слід розглядати варіанти з похилим зануренням паль у ґрунт. Раціональну схему фундаменту з похилими палями вибирають на основі техніко-економічного аналізу декількох варіантів.

11.22 Армування бурових паль фундаментів мостів необхідно виконувати по всій їх довжині.

11.23 Глибину закладення підшви плити ростверку палових фундаментів призначають виходячи з таких умов:

а) в нездимальних ґрунтах - на будь-якому рівні, за умови, що товща цих ґрунтів більше глибини промерзання; якщо ця умова не виконується, а також в здимальних ґрунтах підшва ростверку повинна бути нижче глибини промерзання не менше ніж на 0,25 м або вище денної поверхні ґрунту не менше ніж на 0,5 м;

б) у всіх видах ґрунтів верх ростверку в руслі річки повинен розташовуватися нижче рівня низького льодоставу не менше ніж на $t + 0,25$ м, де t - розрахункова товщина льоду в метрах.

Для мостів мінімальна глибина занурення паль нижче відміток покрівлі нескельного ґрунту (або відміток розмивів дна русла) повинна бути не менше 4 м.

11.24 Палі будь-яких типів, при можливості, рекомендується обпірати на малостисливі великоуламкові або гравійно-галечникові ґрунти з піщаним

заповненням, тверді глинисті ґрунти або на поверхню скельних ґрунтів при товщині нанесених відкладень, що не розмиваються, потужністю більше ніж 4 м.

11.25 При необхідності підвищення несної здатності по ґрунту оболонки і бурових паль діаметром від 1,2 м до 1,6 м влаштовують розширені п'яти діаметром відповідно від 2,5 м до 3,5 м.

Низ оболонки і бурових паль, а також розширених п'ят у рівні їх найбільшого розміру поперечного перерізу слід заглиблювати в несний шар з нескельних ґрунтів не менше ніж на 0,5 м - 2,0 м залежно від фізико-механічних властивостей ґрунтів несного пласту і ґрунтів, розташованих вище і нижче цього пласту, ступеня нахилу його покрівлі та товщини.

11.26 Бурові палі при недостатній несній здатності верхнього шару ґрунту, при можливості змиву нанесених відкладень з поверхні міцних підстилаючих ґрунтів і при розмиванні верхнього маломіцного шару, слід закладати в скельну або іншу міцну малостискальну основу в таких випадках:

- якщо є необхідність передачі згинальних моментів на скельну основу;
- при нахилі поверхні міцного шару основи;
- за наявності місцевих нерівностей поверхні міцного шару основи висотою більше ніж 20 см.

Довжину закладення бурових паль у скельні ґрунти визначають за розрахунком на дію стискальних, зсувних та моментних навантажень, але не менше 0,5 м в суцільній скелі з межею міцності на стиск 50 МПа та більше і не менше 1,0 м - в інших ґрунтах.

11.27 Для підвищення несної здатності оболонки і бурових паль, що занурюються в нескельні ґрунти, допускається втрамбовування в їх основу щебеню (8.5.1.6) ДБН В.2.1-10 або нагнітання під тиском водоцементного розчину. Ступінь підвищення несної здатності контролюють за результатами статичних випробувань оболонки і бурових паль у конкретних інженерно-геологічних умовах.

11.28 Залізобетонні порожнисті палі і оболонки в конструкціях фундаментів не допускається застосовувати без бетонного заповнення їх порожнини.

Порожнини оболонок і паль слід заповнювати бетонною сумішшю у разі влаштування в їх основах розширень, при закріпленні на скельні або великоуламкові ґрунти, а також при недостатній міцності і жорсткості стін і стикових з'єднань.

У порожнинах оболонок, заглиблених з випереджаючою підводною виїмкою ґрунтів, а потім заповнюваних (частково або на повну висоту) бетонною сумішшю, на останньому етапі занурення слід зберігати ущільнене ядро висотою від 0,5 м до 1,0 м у незв'язних і від 0,1 м до 0,2 м у зв'язних ґрунтах.

Не допускається використання порожнистих паль або паль-оболонок на рівні можливого утворення льоду.

11.29 Напруження в бетоні ростверку від тиску, переданого торцем палі, не повинно перевищувати більше ніж на 15 % розрахунковий опір бетону плити на осьовий стиск. Якщо умова не виконується, то для плити приймають більш високий клас бетону. Якщо напруження в бетоні біля торця палі перевищує розрахунковий опір бетону плити, то над верхнім кінцем кожної палі укладають сітки: одну - при перевищенні напружень на 15 % - 20 %, дві - при перевищенні напружень на 20 % - 30 %.

Діаметр стрижнів сітки - 12 мм, довжина кожної сторони сітки - на 0,5 м більше товщини стовпа палі, і не менше 2,5 d палі, чарунки сітки - 10 × 10 см для паль і 15 × 15 см - для оболонок і стовпів.

Нижню (або одиночну) сітку розташовують безпосередньо над торцем палі, верхню - на відстань 10 см - 15 см від нижньої (на відстані 10 см над палями, і 15 см – над оболонками і стовпами). При перевищенні напруг більше ніж на 30 %, треба підвищувати клас бетону плити ростверку.

11.30 Для сприйняття розтягувальних напружень в бетоні бурових паль їх слід армувати каркасами, довжину і переріз яких визначають розрахунком, залежно від характеру епюри згинальних моментів по висоті паль.

11.31 Для поздовжньої арматури бурових паль, які бетонуються підводним способом у нескельних і скельних ґрунтах, слід використовувати стрижні періодичного профілю діаметром не менше ніж 20 мм.

При армуванні бурових паль, які бетонуються підводним способом, потрібно виконувати такі вимоги:

- товщина захисного шару бетону повинна бути не менше 10 см;
- відстань між поздовжніми стрижнями і крок спіралі призначається від 15 см до 20 см;
- з'єднання поздовжніх стрижнів зі спіраллю в місцях взаємного перетину треба виконувати контактним зварюванням або в'язанням дротом (дугова зварка - не допускається).

При цьому слід передбачати конструктивні заходи, що забезпечують вимоги до товщини захисного шару бетону.

11.32 Міцність розчину, який застосовується для закладення паль або паль-стовпів у свердловинах, пробурених у скельних грунтах, повинна бути не менше 10 МПа, в інших грунтах - не менше 5 МПа.

11.33 У пилувато-глинистих середньої міцності і міцних грунтах без твердих включень занурення паль слід виконувати прямим забиванням, а в грунтах з твердими включеннями і прошарками - забиванням паль у лідерні свердловини, при цьому повинна виконуватися умова:

$$d_h \leq d, \quad (39)$$

де d_h - діаметр свердловини, м;

d - мінімальний розмір сторони поперечного перерізу палі, м.

Максимальна глибина лідерних свердловин повинна бути на 1 м менше необхідної за розрахунком глибини забивання паль.

11.34 Вертикальні залізобетонні оболонки з вилученим ґрунтовим ядром і буронабивні палі з обсадними трубами допускається застосовувати в будь-яких грунтах, включаючи гравійно-галечникові, а також за наявності скельних прошарків і при закладенні нижніх кінців паль у скельні породи.

Похилі залізобетонні оболонки з вилученим ґрунтовим ядром і буронабивні палі з обсадними трубами допускається застосовувати в грунтах, що не містять твердих включень розміром більше 0,1 м або скельних прошарків.

11.35 Для сприйняття вертикальних навантажень і моментів, а також горизонтальних навантажень (залежно від їх значення та напрямку) допускається передбачати вертикальні і похилі палі. Нахил паль не повинен перевищувати значень, зазначених у таблиці 8.5.2.1 ДБН В.2.1-10.

11.36 У зоні змінного рівня постійних водотоків не допускається застосовувати буронабивні палі і заповнені бетоном палі-оболонки.

Для буронабивних паль фундаментів мостів захисний шар бетону повинен бути не менше ніж 10 см.

У зоні впливу плюсових температур (не менше ніж на 0,5 м нижче рівня сезонного промерзання ґрунту або підшови крижаного покриву) допускається застосовувати палі будь-яких видів без обмежень з умови морозостійкості бетону.

З'єднання стовпів зі стійками в безростверкових опорах, розташованих у руслі, повинно знаходитися не менше ніж на 0,5 м нижче зони змінних рівнів водотоку.

11.37 Армування буронабивних, буросічних і буроін'єкційних паль слід виконувати об'ємними каркасами, для створення жорсткості яких поздовжні арматурні стрижні каркасів повинні бути з'єднані не лише хомутами, а й металевими кільцями, встановленими на зварюванні вздовж каркаса на відстані не більше ніж через п'ять його діаметрів. З метою забезпечення захисного шару бетону між ґрунтом і арматурними стрижнями каркаса останній повинен бути оснащений фіксаторами відповідної товщини і діаметра, а для унеможливлення його підйому при витягуванні обсадних труб нижній кінець каркаса слід виконувати округлої форми за рахунок вигину робочих стрижнів.

Арматурні каркаси для буронабивних паль діаметром понад 800 мм для можливості контролю суцільності і міцності бетону під час улаштування буронабивних паль мають бути оснащені спеціально передбаченими трубками (не менше 10 %, а у разі навантаження більше ніж 500 кН, - усі каркаси паль).

11.38 Армування буросічних паль рекомендується, як правило, виконувати через одну палю, залишаючи бетонними (без арматури) палі, що розсікаються.

11.39 В опорах на водотоках не допускається застосування напруженої дротяної арматури.

11.40 Буроін'єкційні палі діаметром від 150 - 160 мм у разі їх використання для посилення основ існуючих споруд при навантаженнях до 200 кН допускається армувати одиночними стрижнями, за умови передачі на них всього поздовжнього зусилля, що виникає від діючого на палю навантаження. При цьому опір бетону, що використовується в цьому випадку з метою антикорозійного захисту арматури та підвищення опору палі поздовжньому вигину, не враховується.

11.41 Не допускається армування одиночними стрижнями паль, що прорізають ґрунти з модулем деформації менше 5 МПа, а також за наявності в стовпі палі згинального моменту.

11.42 Нижні кінці паль-стійок всіх типів, за винятком забивних, вдавлювальних і гвинтових, повинні кріпитися в скельний невивітрілий ґрунт (без слабких прошарків) на глибину не менше ніж 0,5 м, але не менше 30 діаметрів арматури палі-стійки.

11.44 При розрахунку плити ростверку пальново-плитного фундаменту слід враховувати, що при жорсткому ростверку, що забезпечує однакове осідання всіх паль, відбувається перерозподіл навантаження на палі, в результаті якого навантаження на крайні ряди паль, особливо кутові палі, буде вище середнього, що може викликати значні згинальні моменти на краях і в кутах ростверку.

ДОДАТОК А
(обов'язковий)
РОЗРАХУНКОВИЙ ОПІР ҐРУНТІВ ОСНОВИ ОСЬОВОМУ СТИСКУ

А.1 Розрахунковий опір основи з нескельного ґрунту осьовому стиску R , кПа (тс/м^2), під подошвою фундаменту мілкого закладення, фундаменту у вигляді опускного колодезя, або пальового фундаменту слід визначати за формулою:

$$R = 1,7 \{R_0 [1+k_1(b-2)] +k_2 \gamma(d-3)\} , \quad (\text{А.1})$$

де R_0 – умовний опір ґрунту, кПа (тс/м^2), приймається відповідно з даними табл. А.1 – А.3;

Таблиця А.1

Ґрунт	Коефіцієнт пористості e	Умовний опір R_0 пілувато-глинистих (непросідних) ґрунтів основи, кПа (тс/м^2), залежно від показника текучості I_L						
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
Супісок при $I_p \leq 5$	0,5	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	0,7	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-
Суглинок при 10 $\leq I_p \leq 15$	0,5	392(40)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)
	0,7	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	1,0	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-
Глина при $I_p \geq 20$	0,5	588(60)	441(45)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)
	0,6	490(50)	343(35)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)
	0,8	392(40)	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-
	1,1	294(30)	245(25)	196(20)	147(15)	98(10)	-	-

Примітка 1. Для проміжних значень I_L та e величина R_0 вираховується інтерполяцією.
Примітка 2. При величині пластичності I_p в межах 5 – 10 та 15 – 20 слід приймати середні значення R_0 наведені в табл.А.1 відповідно для супіску, суглинку і глини.

Таблиця А.2.

Піщані ґрунти і їхня вологість	Умовний опір R_0 піщаних ґрунтів середньої щільності в основах, кПа(тс/м^2)
Гравійні і крупні піщані, незалежно від їхньої вологості	343(35)
Середньої крупності:	
маловологі	294(30)
вологі і насичені водою	245(25)
Дрібні:	
маловологі	196(20)
вологі і насичені водою	147(15)
Пилуваті:	
маловологі	196(20)
вологі	147(15)
насичені водою	98(10)

Примітка. Для щільних пісків наведені значення R_0 необхідно збільшувати на 100%, якщо їхню щільність визначено статичним зондуванням, і на 60%, якщо їхню щільність визначено за результатами лабораторних випробувань ґрунтів.

Таблиця А.3.

Ґрунт	Умовний опір R_0 крупноуламкових ґрунтів в основах, кПа(тс/м ²)
Гальковий (щебенистий) з уламків порід:	
кристалічних	1470(150)
осадових	980(100)
Гравійний (древ'яний) з уламків порід	
кристалічних	785(80)
осадових	490(50)
Примітка. Наведені в табл. А.3 умовні опори R_0 подано для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем. Якщо у великоуламковому ґрунті міститься понад 40 % глинистого заповнювача, то значення R_0 для такого ґрунту мають прийматися згідно з даними табл. А.1 в залежності від I_p , I_L та e заповнювача.	

b – ширина (менша сторона або діаметр) подошви фундаменту, м; при ширині більше 6 м приймається $b = 6$ м;

d – глибина заглиблення фундаменту, м, приймається згідно з А.2;

γ – середньозважене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище від подошви фундаменту, обчислене без врахування зважувальної дії води; припускається приймати

$$\gamma = 19,62 \text{ кН/м}^3 \text{ (2 тс/м}^3\text{)};$$

k_1, k_2 - коефіцієнти, які приймаються відповідно до табл. А.4.

Таблиця А.4

Ґрунт	Коефіцієнти	
	$k_1, \text{м}^{-1}$	k_2
Гравій, галька, пісок гравійний крупний і середньої крупності	0,10	3,0
Пісок мілкий	0,08	2,5
Пісок пилюватий, супісок	0,06	2,0
Суглинок і глина тверді і напівтверді	0,04	2,0
Суглинок і глина тугопластичні і м'якопластичні	0,02	1,5

Величину умовного опору R_0 в кПа (тс/м²) для твердого супіску, суглинку і глини ($I_L < 0$) слід визначати за формулою: $R_0 = 1,5R_{nc}$. Його значення повинно бути: для супіску – не більше 981 (100); для суглинку – не більше 1962 (200); для глини – 2943 (300),

де R_{nc} – границя міцності при одноосьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості.

Розрахунковий опір осьовому стиску основ з невивітрілих скельних ґрунтів R , кПа(тс/м²), слід визначати за формулою:

$$R = \frac{R_c}{\gamma_g}, \quad (\text{A.2})$$

де γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, що дорівнює 1,4;

R_c - границя міцності при осьовому стиску зразків скельного ґрунту, кПа (тс/м²).

Якщо основи складаються з однорідних по глибині слабовивітрілих, вивітрілих або сильновивітрілих скельних ґрунтів, їх розрахунковий опір осьовому стиску слід визначати, користуючись результатами статичних випробувань ґрунтів за допомогою штампа. За відсутності таких результатів припускається приймати значення R для слабовивітрілих і вивітрілих скельних ґрунтів – згідно з формулою (A.2), приймаючи значення R_c з понижувальним коефіцієнтом, що дорівнює відповідно 0,6 і 0,3; для вивітрілих скельних ґрунтів – згідно з формулою (A.1) і табл.А.3 як для великоуламкових ґрунтів.

A.2 При визначенні розрахункового опору основ з нескельних ґрунтів згідно з формулою (A.1) заглиблення (d) фундаменту мілкого закладення або фундаменту у вигляді опускного колодезя необхідно приймати:

а) для проміжних опор мостів, розташованих на суходолі, – від поверхні ґрунту біля опори на рівні зрізання в межах контуру фундаменту, а в руслі ріки – від дна водотоку біля опори після зниження його рівня на величину загального і половини місцевого розмиву ґрунту при розрахунковій витраті води (див. 6.1.5-6.1.7 ДБН В.2.3-22);

б) для обсипних стоянів – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині висоти конуса насипу біля передньої грані фундаменту по осі мосту;

в) для труб замкненого контуру – від природної поверхні ґрунту із збільшенням на величину, що дорівнює половині мінімальної висоти насипу біля ланки труби, яка розглядається;

г) для труб незамкненого контуру – від низу лотка або обрізу фундаменту.

A.3 Розрахунковий опір, вирахований згідно з формулою (A.1) для глини або суглинку, в основах фундаментів мостів, розташованих у межах постійних водотоків, необхідно підвищувати на величину, що дорівнює $14,7d_w$, кПа ($1,5 d_w$, тс/м²), де d_w – глибина води, м, від найнижчого рівня межені до рівня, що приймається згідно з А.2, а.

ДОДАТОК Б
(обов'язковий)

**МЕТОДИКА ПЕРЕВІРКИ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ПО ҐРУНТУ
ФУНДАМЕНТУ З ПАЛЬ АБО ОПУСКНОГО КОЛОДЯЗЯ ЯК УМОВНОГО
СУЦЬЛЬНОГО ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ**

Б.1 Умовний фундамент слід приймати у формі прямокутного паралелепіпеда. Його розміри для пальового фундаменту з заглибленим у ґрунт ростверком необхідно визначати згідно з рис. Б.1 і Б.2, з розташованим над ґрунтом ростверком – згідно з рис. Б.3 і Б.4, для фундаменту з опускного колодязя – згідно з рис. Б.5.

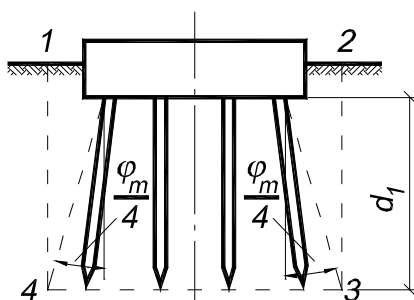


Рисунок Б.1 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунт при куті нахилу паль менше, ніж $\varphi_m / 4$

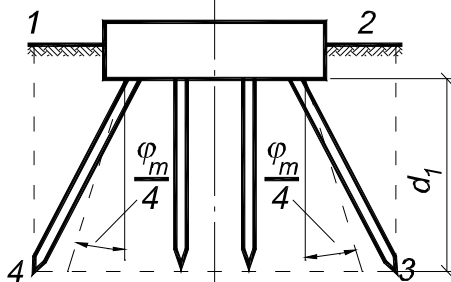


Рисунок Б.2 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, заглибленим в ґрунт при куті нахилу паль, більше ніж $\varphi_m / 4$

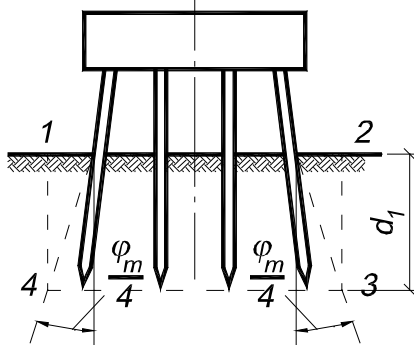


Рисунок Б.3 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу, паль менше ніж $\varphi_m / 4$

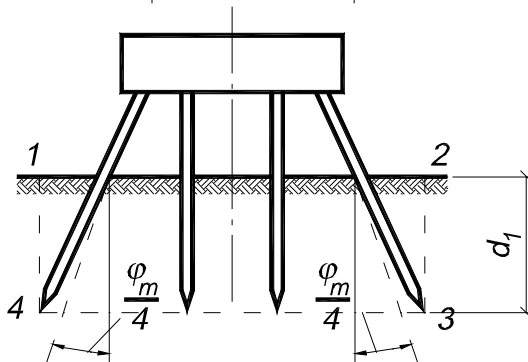


Рисунок Б.4 – Умовний пальовий фундамент з ростверком, розташованим над ґрунтом при куті нахилу паль більше, ніж $\varphi_m / 4$

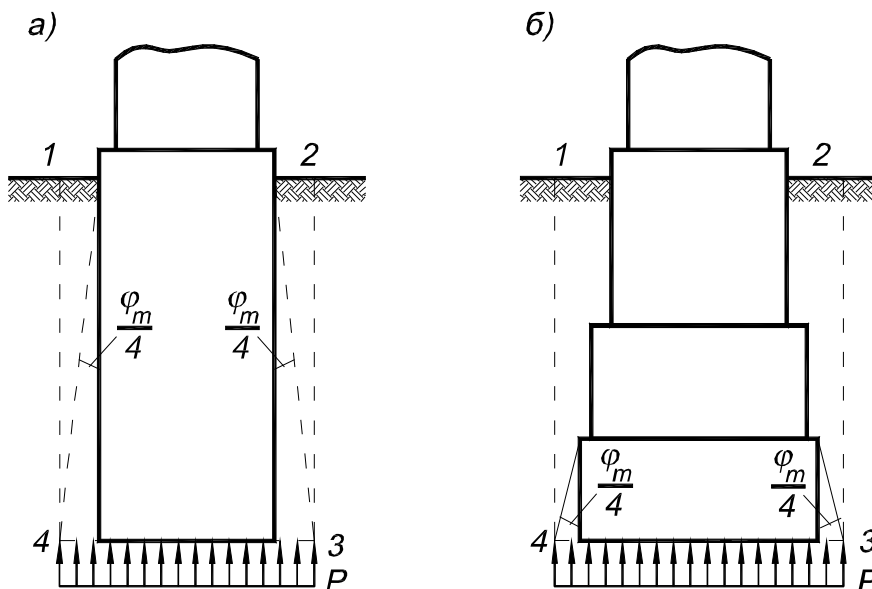


Рисунок Б.5 –
Умовний фундамент з
опускного колодязя
а – без уступів;
б – з уступами

Наведене на рис. 1-5 середнє значення розрахункових кутів тертя ґрунтів φ_m , прорізаних палями, слід визначати за формулою:

$$\varphi_m = \frac{\sum \varphi_i h_i}{d} \quad (\text{Б.1})$$

де φ_i – розрахунковий кут внутрішнього тертя i -го шару ґрунту, розташованого в межах глибини занурення паль у ґрунт;

h_i – товщина цього шару, м;

d – глибина занурення паль у ґрунт від його розрахункової поверхні, м, положення якої слід приймати відповідно до вказівок 8.2.10.

Б.2 Несну здатність основи умовного фундаменту перевіряють згідно з 6.1 ДБН В.2.1-10, при цьому середній p , кПа(тс/м²), і максимальний p_{\max} , кПа(тс/м²), тиски на ґрунт у перерізі 3 – 4 по підшві умовного фундаменту (див. рис. Б.1-Б.5), що підлягають перевірці, слід визначати за формулами:

$$p = \frac{N_c}{a_c b_c}, \quad (\text{Б.2})$$

$$p_{\max} = \frac{N_c}{a_c b_c} + \frac{6a_c(3M_c + 2F_h d_1)}{b_c \left(\frac{k}{c_b} d_1^4 + 3a_c^3 \right)}, \quad (\text{Б.3})$$

де N_c – нормальна складова тиску умовного фундаменту на ґрунт основи, кН (тс), обчислювана з урахуванням ваги ґрунтового масиву 1-2-3-4 разом з ростверком у ньому і палями або опускним колодязем;

F_h , M_c – відповідно горизонтальна складова зовнішнього навантаження, кН (тс), і її момент відносно головної осі горизонтального перерізу умовного фундаменту в рівні розрахункової поверхні ґрунту, кНм (тс·м), що приймається згідно з вказівками 8.2.10;

d_1 – глибина закладення умовного фундаменту відносно розрахункової поверхні ґрунту, м (див. рис. Б.1-Б.5);

a_c , b_c – розміри в плані умовного фундаменту в напрямку, паралельному площині дії навантаження і перпендикулярному їй, м;

k – коефіцієнт пропорціональності, що ураховує наростання з глибиною коефіцієнта постелі ґрунту, розташованого вище підосви фундаменту, приймається згідно з даними табл. Б.1. У формулу треба вводити середньозважене значення коефіцієнта k для ґрунтів у межах глибини d_1

c_b , – коефіцієнт постелі ґрунту в рівні підосви умовного фундаменту, кН/м^3 (тс/м^3), обумовлений формулами:

при $d_1 \leq 10$ м $C_b = 10k$, кН/м^3 (тс/м^3);

при $d_1 > 10$ м $C_b = kd_1$.

У формули по визначенню коефіцієнта постелі C_b треба вводити значення коефіцієнта k для ґрунту, розташованого на рівні підосви умовного фундаменту

Таблиця Б.1 – коефіцієнт пропорційності

Ґрунти	Коефіцієнт k , кН/м^4 (тс/м^4)
Текучопластичні глини і суглинки ($0,75 < I_L \leq 1$)	490-1960 (50-200)
М'якопластичні глини і суглинки ($0,5 < I_L \leq 0,75$); пластичні супіски ($0 \leq I_L \leq 1$); пілуваті піски ($0,6 \leq e \leq 0,8$)	1961-3920 (200-400)
Тугопластичні і напівтверді глини і суглинки ($0 \leq I_L \leq 0,5$); тверді супіски ($I_L < 0$); піски дрібні ($0,6 \leq e \leq 0,75$) і середньої крупності ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	3921-5880 (400-600)
Тверді глини і суглинки ($I_L < 0$); піски крупні ($0,55 \leq e \leq 0,7$)	5881-9800 (600-1000)
Піски гравіюваті ($0,55 \leq e \leq 0,7$) і галька з піщаним заповнювачем	9801-19600 (1000-2000)

Менше значення коефіцієнтів k у таблиці відповідає більшим значенням показники консистенції I_L глинистих та коефіцієнтам пористості e піщаних ґрунтів, а більше значення k відповідає більшим значенням I_L та e (що вказані у дужках після назви ґрунтів).

ДОДАТОК В

(обов'язковий)

МЕТОДИКА ПЕРЕВІРКИ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ПІДСТИЛАЮЧОГО
ШАРУ ҐРУНТУ

В.1 Перевірку несної здатності підстилаючого шару ґрунту слід виконувати, виходячи з умови

$$\gamma(d + z_i) + \alpha(p - \gamma d) \leq \frac{R}{\gamma_n}, \quad (\text{В.1})$$

де p – середній тиск на ґрунт, що діє під подошвою умовного фундаменту мілкого закладення, кПа (тс/м²);

γ – середньозважене (по шарах) значення розрахункової питомої ваги ґрунту, розташованого над покрівлею підстилаючого шару ґрунту, що перевіряється; припускається приймати $\gamma = 19,62$ кН/м³ (2 тс/м³);

d – заглиблення подошви фундаменту мілкого закладення від розрахункової поверхні ґрунту, м, прийняте відповідно до додатка А;

z_i – відстань від подошви фундаменту до поверхні підстилаючого шару ґрунту, що перевіряється, м;

α – коефіцієнт, прийнятий відповідно до таблиці В.1;

R – розрахунковий опір ґрунту підстилаючого шару, кПа (тс/м²), визначається згідно з формулою (А.1) додатка А для глибини розташування покрівлі шару ґрунту, що перевіряється;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що приймається 1,4.

Значення коефіцієнта α приймається згідно з табл. В.1 у залежності від співвідношення z_i/b для круглого і від співвідношення z_i/b і a/b для прямокутного в плані фундаментів. Тут a – більша сторона прямокутного в плані фундаменту, b – менша його сторона або діаметр круглого в плані фундаменту.

В.2 Перевірку несної здатності шару ґрунту під фундаментом з паль або з опускного колодязя необхідно виконувати як під умовним фундаментом з розмірами, що приймаються відповідно до додатка А.

Таблиця В.1

$\frac{z_i}{b}$	Коефіцієнт α												
	Для круглого в плані фундаменту	Для прямокутного в плані фундаменту в залежності від відношення сторін його підосви a / b											
		1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	10 і більше
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,877	0,879	0,880	0,881	0,881
0,6	0,547	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,739	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
0,8	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
1,0	0,285	0,334	0,378	0,414	0,441	0,463	0,482	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
1,2	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
1,4	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
1,6	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
1,8	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
2,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,189	0,214	0,233	0,241	0,270	0,285	0,304
2,2	0,073	0,090	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,208	0,218	0,239	0,256	0,280
2,4	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
2,6	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
2,8	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,228
3,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
3,2	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,190
3,4	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
3,6	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
3,8	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
4,0	0,022	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,095	0,113	0,158
4,2	0,021	0,026	0,031	0,037	0,042	0,048	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
4,4	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
4,6	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
4,8	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
5,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126

ДОДАТОК Г
(обов'язковий)
МЕТОДИКА ВИЗНАЧЕННЯ ДОДАТКОВИХ ТИСКІВ НА ОСНОВУ
СТОЯНА ВІД ВАГИ ПРИЛЕГЛОЇ ЧАСТИНИ ПІДХІДНОГО НАСИПУ

Г.1 Додатковий тиск на ґрунти основи під задньою гранню стояна (на рівні підшови фундаменту) від ваги підхідного насипу (див. рис Г.1) p'_1 , кПа (тс/м²), слід визначати за формулою:

$$p'_1 = \alpha_1 \gamma h_1. \quad (\text{Г.1})$$

Для обсипного стояна додатковий тиск на ґрунти основи під передньою гранню фундаменту від ваги конуса стояна p'_2 , кПа (тс/м²), слід визначати за формулою:

$$p'_2 = \alpha_2 \gamma h_2. \quad (\text{Г.2})$$

Тиски p_1 і p_2 слід визначати на відповідних гранях фундаменту як суму тисків від розрахункових навантажень і тисків p'_1 і p'_2 .

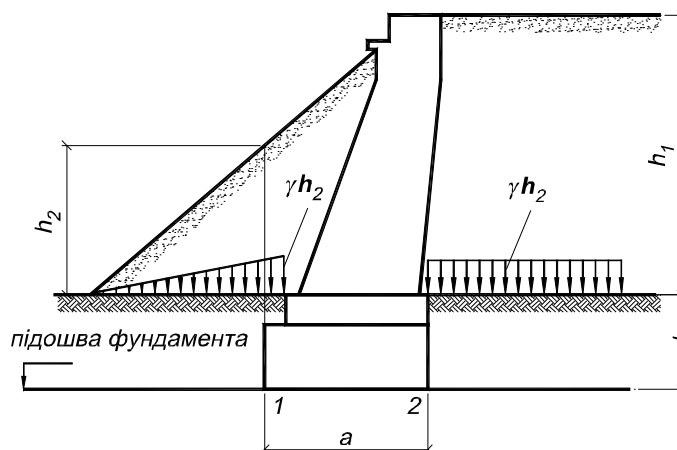
У формулах (Г.1) і (Г.2):

γ – розрахункова питома вага насипного ґрунту, припускається приймати $\gamma = 17,7 \text{ кН/м}^3$ (1,8 тс/м³);

h_1 – висота насипу, м;

h_2 – висота конуса над передньою гранню фундаменту, м;

α_1 і α_2 – коефіцієнти, прийняті відповідно за табл. Г.1 і Г.2



1 – передня грань; 2 – задня грань

Рисунок Г.1 – Додаткові тиски від ваги підхідного насипу на ґрунти основи обсипного стояна

Г.2 Відносний ексцентриситет рівнодіючої навантажень на рівні підшви фундаменту мілкого закладення слід визначати за формулою:

$$\frac{e_0}{r} = \frac{p_1 - p_2}{p_1 \left(\frac{a}{y} - 1 \right) + p_2}, \quad (\text{Г.3})$$

де a – довжина підшви фундаменту, м (див. рис.);

y – відстань від головної центральної осі підшви фундаменту до більш навантаженого ребра, м;

e_0, r – ті самі значення, що й у 8.2.3.

Таблиця Г.1

Глибина закладення фундаменту d , м	Висота насипу h_1 м	Значення коефіцієнта α_l			
		для задньої грані стояна	для передньої грані стояна при довжині підшви фундаменту a , м		
			до 5	10	15
5	10	0,45	0,10	0	0
	20	0,50	0,10	0,05	0
	30	0,50		0,06	0
10	10	0,40	0,20	0,05	0
	20	0,45	0,25	0,10	0,05
	30	0,50		0,10	0,05
15	10	0,35	0,20	0,10	0,05
	20	0,40	0,25	0,15	0,10
	30	0,45		0,15	0,10
20	10	0,30	0,20	0,15	0,10
	20	0,35	0,30	0,20	0,15
	30	0,40		0,20	0,15
25	10	0,25	0,20	0,20	0,15
	20	0,30	0,30	0,20	0,20
	30	0,35		0,20	0,20
30	10	0,20	0,20	0,20	0,15
	20	0,25	0,30	0,25	0,20
	30	0,30		0,25	0,20

Примітка 1. Для проміжних значень d, h_1 , і α коефіцієнт α необхідно визначати за інтерполяцією.

Примітка 2. При розрахунку фундамент глибокого закладення розглядається як умовний суцільний, обмежений контуром, прийнятим відповідно до додатка Б.

Таблиця Г.2

Глибина закладення фундаменту d , м	Значення коефіцієнта a_2 при висоті конуса h_2 , м		
	10	20	30
5	0,4	0,5	0,6
10	0,3	0,4	0,5
15	0,2	0,3	0,4
20	0,1	0,2	0,3
25	0	0,1	0,2
30	0	0	0,1

Примітка. Для проміжних значень d і h_2 коефіцієнт a_2 слід визначати за інтерполяцією.

ДОДАТОК Д
(довідковий)

**ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАННЯ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ЯК
УМОВНОГО СУЦІЛЬНОГО ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДЕННЯ**

Д.1 Для пальових фундаментів з висячих паль (паль тертя) потрібне виконання основної вимоги розрахунку за другою групою граничних станів (за деформаціями), для фундаментів з паль-стояків цей вид розрахунку не потрібний.

Д.2 Розрахунок осідання пальового фундаменту з висячих паль (паль тертя) виконують як для умовного суцільного фундаменту на природній основі, контур якого обмежений розмірами ростверку паль і об'ємом ґрунту в просторі між палями. У розрахунковій схемі приймається, що навантаження на ґрунт передається по підшві умовного фундаменту і сприймається шаром ґрунту, розташованим нижче площини вістря паль.

Д.3 Реактивне напруження по підшві умовного фундаменту вважається рівномірно розподіленим.

Розрахувавши розміри умовного фундаменту, перевіряють основну вимогу другої групи граничних станів з умови обмеження середніх тисків під його підшвою розрахунковим опором ґрунтів основи за формулою:

$$P = [N_{0II} + N_{CII} + N_{PII} + N_{GII}] / A_y \leq R / \gamma_n, \quad (Д.1)$$

де N_{0II} – розрахункове навантаження від ваги споруди за другою групою граничних станів;

N_{CII} , N_{PII} , N_{GII} – вага паль, ростверку і ґрунту в межах умовного фундаменту за другою групою граничних станів;

$A_y = b_y l_y$ – площа підшви умовного фундаменту;

R – розрахунковий опір основи ґрунтів осьовому стиску, кПа (тс/м²).

Д.4 Розрахунок осідання умовного фундаменту виконують за схемами лінійно-деформівного півпростору або лінійно-деформівного шару скінченної товщини.

Д.5 Для забезпечення нормальних умов експлуатації мостів згідно з вимогами 6.3.4 і 6.3.5 ДБН В.2.3-22 у розрахунках необхідно враховувати можливі осідання і переміщення опор.

Різні за величиною осідання сусідніх опор не повинні викликати появи в поздовжньому профілі додаткових кутів перелому, які перевищують для мостів:

- автодорожніх і міських – 2 ‰.
- залізничних – 1 ‰.

Граничні величини поздовжніх і поперечних зміщень верха опор залізничних і автодорожніх мостів із розрізними балковими прогоновими будовами з урахуванням загального розмиву русла, як правило, не перевищують значення $0,5 \cdot \sqrt{L}$, см, де L – довжина меншого з прогонів (м), що примикають до опори, але не менше ніж 25 м.

Д.6 Осідання фундаменту S визначають від дії нормативних навантажень. Граничне осідання основи S , м, з використанням схеми лінійно-деформівного півпростору, обчислюється за формулою:

$$S = \beta \cdot \sum_{i=1}^n (G_{zp,i} \cdot h_i) / E_{oi}, \quad (\text{Д.2})$$

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

$G_{zp, i}$ – середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му шарі ґрунту;

h_i і E_{oi} – відповідно товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту, причому $h_i \leq 0,4 b_n$, де b_n – менша сторона підшви фундаменту;

n – число шарів, на які розбита товща, що стискається.

При цьому розподіл вертикальної нормальної напруги по глибині основи приймається відповідно до схеми приведеної на рис. Д.1.

Додаткове вертикальне напруження на глибині z від підшви фундаменту:

G_{zp} – по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту, визначаються за формулою:

$$G_{zp} = \alpha \cdot P_o, \quad (\text{Д.3})$$

де α – коефіцієнт, що приймається за табл.Д.1 додатка Д ДБН В.2.1-10 залежно від відношення сторін підшви прямокутного фундаменту $\eta = l_n / b_n$ і відносної глибини

$\xi = 2 \cdot z / b_n$, де b_n – менша сторона підшви фундаменту;

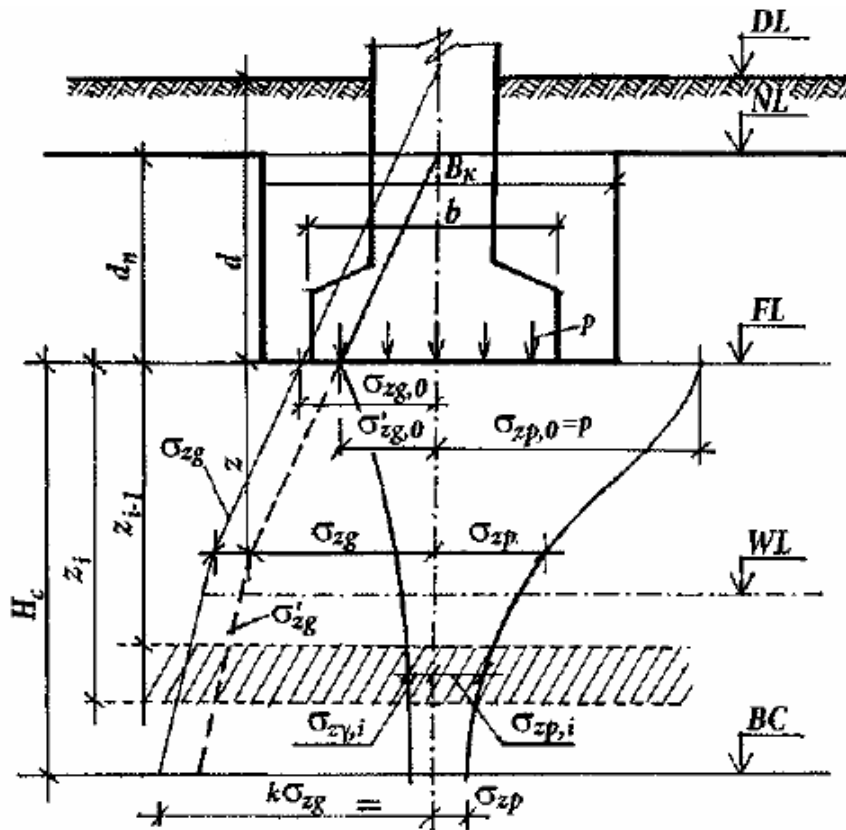
$P_o = P - \sigma_{zg,0}$ – додатковий вертикальний тиск на основу (для фундаментів шириною $b_n \geq 10$ м приймається $P_o = P$);

P – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

$\sigma_{zg,0} = \gamma \cdot d_f$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту;

γ – питома вага ґрунту, кН/м³;

d_f – глибина закладення подошви фундаменту, м.



DL – відмітка планування; NL – відмітка поверхні природного рельєфу; FL – відмітка подошви фундаменту; WL – рівень підземних вод; В.С – нижня межа товщі, що стискається; d і d_n – глибина закладення фундаменту відповідно від рівня планування і поверхні природного рельєфу; b – ширина фундаменту; P – середній тиск під подошвою фундаменту; P_o – додатковий тиск на основу; σ_{zg} , σ_{zgo} – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту на глибині z від подошви фундаменту і на рівні подошви; σ_{zp} , $\sigma_{zp,0}$ – додаткове вертикальне напруження від зовнішнього навантаження на глибині z від подошви фундаменту і на рівні подошви; H_c – глибина товщі, що стискається.

Рис. Д.1 - Схема розподілу вертикального напруження в лінійно-деформівному півпросторі

Вертикальне напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} на межі шару, розташованого на глибині z від подошви фундаменту визначається за формулою:

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i, \quad (\text{Д.4})$$

де γ_i і h_i – відповідно питома вага і товщина i -го шару ґрунту.

Питома вага ґрунтів, що залягають нижче рівня підземних вод, але вище за водотривкий шар ґрунту, повинна прийматися з урахуванням зваженої дії води.

Нижня межа товщі основи, що стискається, приймається рівною на глибині $z = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zp} = 0,2 \cdot \sigma_{zg}, \quad (\text{Д.5})$$

де σ_{zp} – додаткове вертикальне напруження на глибині $z = H_c$ по вертикалі, що проходить через центр подошви фундаменту;

σ_{zg} – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на глибині $z = H_c$ по вертикалі, що проходить через центр подошви фундаменту.

Якщо знайдена по вказаній вище умові нижня межа товщі, що стискається, знаходиться в шарі ґрунту з модулем деформації $E_0 \leq 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $z = H_c$, нижня межа товщі, що стискається, визначається за формулою:

$$\sigma_{zp} = 0,1 \cdot \sigma_{zg}. \quad (\text{Д.6})$$

Якщо в межах товщі, що стискається, знаходиться шар ґрунту з меншим, ніж у верхніх шарах модулем деформації E_0 , необхідно зробити перевірку несної здатності підстильного шару ґрунту згідно з додатком В.

ДОДАТОК Ж
(довідковий)

**ВИЗНАЧЕННЯ НЕСНОЇ ЗДАТНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПАЛІ ЗА
МАТЕРІАЛОМ**

Ж.1 Несну здатність одиночної палі визначають з умов роботи матеріалу, з якого вона виготовляється, і ґрунту, в який вона занурюється. Опір палі від дії вертикального навантаження визначається якнайменше з величин, що обчислюються з умов міцності матеріалу палі і ґрунту, що утримує палю. Несну здатність палі по ґрунту і матеріалу розраховують за першою групою граничних станів.

Ж.2 Несну здатність залізобетонної палі за матеріалом F_d , визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot \varphi \cdot (\gamma_b \cdot R_b \cdot A_b + R_s \cdot A_s) \quad (\text{Ж.1})$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи ($\gamma_c = 0,6$ – для набивних палей і $0,9$ – для збірних залізобетонних палей при розмірі поперечного перерізу $b \leq 200$ мм і $\gamma_c = 1$ при $b \geq 200$ мм);

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що враховується лише для достатньо великої товщі шарів слабких ґрунтів, в решті випадків $\varphi = 1$;

γ_b – коефіцієнт умов роботи бетону;

R_b – призмova міцність бетону, згідно з таблицею 3.6 ДБН В.2.3-14;

A_b – площа поперечного перерізу бетону палі;

R_s – розрахунковий опір арматури стиску, що визначається згідно з ДБН В.2.3-14;

A_s – площа поперечного перерізу поздовжньої арматури.

ДОДАТОК Е
(довідковий)

ОСНОВНІ ЛІТЕРНІ ПОЗНАЧЕННЯ

ХАРАКТЕРИСТИКИ ҐРУНТІВ

- e – коефіцієнт пористості;
 I_p – число пластичності;
 γ – питома вага;
 φ – кут внутрішнього тертя;
 R_c – границя міцності при осьовому стиску зразків скельних ґрунтів;
 R_{NC} – границя міцності при осьовому стиску зразків глинистого ґрунту природної вологості
 I_L – показник текучості;
 γ_{sb} – питома вага з урахуванням зваженої дії води;
 ε_{sl} – відносне просідання;
 c – питома зчеплення;
 E_o – модуль загальної деформації ґрунту;
 ν – коефіцієнт відносної поперечної деформації (коефіцієнт Пуассона);
 R_c – границя міцності на одноосьовий стиск скельних ґрунтів;
 c_v – коефіцієнт консолідації;

НАВАНТАЖЕННЯ, НАПРУЖЕННЯ, ОПОРИ

- F – сила, розрахункове значення сили;
 f – сила на одиницю довжини;
 F_v, F_h – вертикальна і горизонтальна складові сили;
 $F_{s,a}, F_{s,r}$ – сили, що діють по площині ковзання, відповідно зсувні та стримувальні (активні і реактивні);
 M – момент сил;
 N – сила, нормальна до підшви фундаменту;
 p, p_{max} – середній і максимальний тиск підшви фундаменту на ґрунт;
 R_o – розрахунковий опір ґрунту, табличне значення умовного опору ґрунту;
 R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа;
 F_u – сила граничного опору основи;
 W – момент опору підшви фундаменту;
 G – власна вага фундаменту;
 σ – нормальне напруження;
 τ – дотичне напруження;

ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

- b – ширина (менша сторона або діаметр) підшви фундаменту;

- a – довжина підошви фундаменту;
 A – площа підошви фундаменту, площа опирання на ґрунт палі, м²
 d – глибина заглиблення фундаменту;
 d_w – глибина води;
 h – товщина шару ґрунту або висота насипу;
 e_0 – ексцентриситет рівнодіючої навантажень відносно центральної осі підошви фундаменту;
 r – радіус ядра перерізу фундаменту біля його підошви;
 z – відстань від підошви фундаменту;
 u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;
 f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи біля бічної поверхні палі, кПа;
 h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі, м;
 F_d – несна здатність палі;
 u_i – зовнішній периметр i -го перерізу палі, м;
 $u_{o,i}$ – сума розмірів сторін поперечного перерізу палі, м, які мають нахил до осі палі,
 i_p – нахил бокових граней палі в частках одиниці;
 E_i – модуль загальної деформації i -го шару ґрунту;
 $\xi_r = 0,8$ – реологічний коефіцієнт.

КОЕФІЦІЄНТИ

- γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту біля бічної поверхні палі;
 γ_{cR} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі;
 γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;
 k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту;
 γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням;
 γ_m – коефіцієнт надійності за матеріалом;
 γ_r – коефіцієнт надійності за відповідальністю
 γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом;
 γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди;
 γ_{cb} – коефіцієнт умов роботи
 φ – коефіцієнт поздовжнього згину

ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВ І СПОРУД

- s – осідання основи;
 s_{sl} – просідання;
 i – крен фундаменту (споруди);
 u – горизонтальне переміщення;
 s_u – граничне значення деформації основи;
 $s_{u,s}$ – те саме за технологічними вимогами;
 $s_{u,f}$ – те саме за умови міцності, стійкості і тріщиностійкості конструкцій.

Додаток И
Бібліографія

1. Пособие к СНиП 2.05.03-84 «Мосты и трубы по изысканиям и проектированию железнодорожных и автодорожных мостовых переходов через водотоки» (ПМП-91), ЦНИИС, М., 1992 р.
2. Руководство по проектированию свайных фундаментов, НИИОСП им. Н. М. Герсеванова) Госстроя СССР, М., 1980
3. СНиП 2.05.03-84. Мосты и трубы / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 200 с.
4. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. - М.: Стройиздат, 1985. - 40 с.
5. СНиП 2.02.03-85. Свайные фундаменты / Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. - 48 с.
6. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) Часть 1, НИИОСП им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР М.,Стройиздат, 1986
7. В.П.Кожушко. «Основи і фундаменти», ч.І – 500 с., ч.2.- 492 с, МОН України, ХНАДУ, Харків, 2003 р.
8. Глотов Н.М., Леонычев А.В., Рогаткина Ж.Е., Соловьев Г.П. Основания и фундаменты транспортных сооружений., М., Транспорт, 1996 р.
9. Э.В.Костерин. «Основания и фундаменты», М., Вища школа, 1990р.
- 10.Снежко О.В. Расчет глубины заложения фундаментов водопропускных труб. Транспортное строительство, 1979 г № 2, стр. 47

Код УКНД: 91.080.40; 91.080.10; 91.200; 93.040

Ключові слова: мости, труби, основи, фундаменти, паля, розрахунок, несна здатність, міцність, стійкість, зсув, деформації, осідання

Перший заступник директора
з наукової роботи
ДП «ДерждорНДІ»,
канд. техн. наук.

В.Вирожемський

Науковий керівник,
Завідувач відділу штучних споруд,
канд. техн. наук

Р. Полюга

Відповідальний виконавець,
провідний науковий співробітник,
канд. техн. наук

П. Коваль

