



## **НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ**

---

### **СВРОКОД 7. ГЕОТЕХНІЧНЕ ПРОЕКТУВАННЯ**

**ЧАСТИНА 1. ЗАГАЛЬНІ ПРАВИЛА**  
**(EN 1997-1:2004, IDT)**

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 та будівництва України

©Мінрегіонбуд України, 20XX

## НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN 1997-1:2004 Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules (Єврокод 7: Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила) з технічною поправкою EN 1997-1:2004/AC:2009.

EN 1997-1:2004 підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250, секретаріатом якого керує BSI.

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT), викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 «Система стандартизації та нормування в будівництві. Основні положення» цей стандарт відноситься до комплексу В.2.1 «Основи та фундаменти будинків і споруд».

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству.

Науково-технічна організація, відповідальна за цей стандарт – ДП НДІБК.

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова «цей міжнародний стандарт» замінено на «цей стандарт»;
- структурні елементи стандарту: «Обкладинку», «Передмову», «Національний вступ», «Визначення понять» та «Бібліографічні дані» - оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- національний довідковий додаток наведено як настанову для користувачів.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1997-1:2004, наведено в додатку НА.

Копії МС, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилання EN 1997-1:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

Технічна поправка EN 1997-1:2004/AC:2009 до EN 1997-1:2004 подана в кінці ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 після додатку НА.

## ЗМІСТ

<b>Розділ 1</b>	<b>Загальні положення</b>	1
1.1	Сфера застосування	1
1.2	Нормативні посилання	2
1.3	Передумови	3
1.4	Відмінність між принципами і правилами застосування	3
1.5	Визначення	4
1.6	Позначення	5
<b>Розділ 2</b>	<b>Основи геотехнічного проектування</b>	9
2.1	Проектні вимоги	9
2.2	Проектні ситуації	12
2.3	Довговічність	13
2.4	Геотехнічне проектування за визначенням	13
2.5	Проектування за попереднім досвідом	28
2.6	Випробування навантаженнями і випробування на експериментальних моделях	29
2.7	Метод спостережень	29
2.8	Звіт з геотехнічного проектування	30
<b>Розділ 3</b>	<b>Геотехнічні дані</b>	31
3.1	Загальні положення (засади)	31
3.2	Геотехнічні (вишукування) дослідження	31
3.3	Оцінка геотехнічних параметрів	33
3.4	Звіт про Дослідження Ґрунтів	40
<b>Розділ 4</b>	<b>Технічний нагляд за будівництвом, моніторинг і експлуатація</b>	42
4.1	Загальні положення	42
4.2	Технічний нагляд	43
4.3	Перевірка стану ґрунтів	44
4.4	Контроль будівництва	46
4.5	Моніторинг	46
4.6	Експлуатація	48
<b>Розділ 5</b>	<b>Насипи, водозниження, поліпшення і зміцнення ґрунтів</b>	48
5.1	Загальні положення	48
5.2	Фундаментальні вимоги	48
5.3	Будова насипу	49
5.4	Водозниження	52
5.5	Поліпшення і зміцнення ґрунтів	53
<b>Розділ 6</b>	<b>Фундаменти неглибокого закладання</b>	53
6.1	Загальні положення	53
6.2	Граничні стани	54
6.3	Дії і проектні ситуації	54
6.4	Питання проектування і будівництва	54
6.5	Проектування за граничним станом за втратою несучої здатності	55
6.6	Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації	58
6.7	Фундаменти на скелі; додаткові питання проектування	61
6.8	Проектування конструкції фундаментів неглибокого закладання	61
6.9	Підготовка ґрунтової основи	62
<b>Розділ 7</b>	<b>Пальові фундаменти</b>	63
7.1	Загальні положення	63

7.2	Граничні стани	63
7.3	Дії і проектні ситуації	63
7.4	Проектні методи і проектні положення	65
7.5	Випробування паль навантаженнями	67
7.6	Палі з осьовим навантаженням	70
7.7	Палі з (бічним) поперечним навантаженням	82
7.8	Проект конструкції (конструювання) паль	84
7.9	Контроль виробництва робіт	84
<b>Розділ 8</b>	<b>Анкери</b>	86
8.1	Загальні положення	86
8.2	Граничні стани	87
8.3	Проектні ситуації і дії	87
8.4	Питання проектування і конструювання	88
8.5	Проектування за крайнім граничним станом (за несучою здатністю)	89
8.6	Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації	90
8.7	Випробування на придатність	91
8.8	Приймальні випробування	91
8.9	Нагляд і моніторинг	91
<b>Розділ 9</b>	<b>Утримуючі споруди</b>	92
9.1	Загальні положення	92
9.2	Граничні стани	92
9.3	Дії, геометричні дані і проектні ситуації	93
9.4	Питання проектування і будівництва	96
9.5	Визначення тиску ґрунту	98
9.6	Тиск води	100
9.7	Проектування за крайнім граничним станом ( за втратою несучої здатності)	101
9.8	Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації	105
<b>Розділ 10</b>	<b>Гідравлічне руйнування</b>	107
10.1	Загальні положення	107
10.2	Руйнування від гідравлічного підйому	108
10.3	Руйнування від гідравлічного зважування	110
10.4	Ерозія	111
10.5	Руйнування від суфозії	112
<b>Розділ 11</b>	<b>Загальна стійкість</b>	113
11.1	Загальні положення	113
11.2	Граничні стани	113
11.3	Дії і проектні ситуації	114
11.4	Питання проектування і конструювання	114
11.5	Проектування за граничним станом за втратою несучої здатності	115
11.6	Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації	118
11.7	Моніторинг	119
<b>Розділ 12</b>	<b>Насипи</b>	119
12.1	Загальні положення	119
12.2	Граничні стани	119
12.3	Дії і проектні ситуації	120
12.4	Питання проектування і конструювання	120
12.5	Проектування за граничним станом за втратою несучої здатності	122
12.6	Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації	122
12.7	Спостереження і моніторинг	123
<b>Додаток А</b>	<b>(нормативний) Окремі і кореляційні коефіцієнти для граничного стану за втратою несучої здатності і рекомендовані</b>	124

**величини**

<b>Додаток В</b>	<b>(інформативний) Довідка щодо окремих коефіцієнтів для Проектних Підходів 1, 2 і 3</b>	<b>131</b>
<b>Додаток С</b>	<b>(інформативний) Зразки методик для визначення граничних величин тиску ґрунту на вертикальні стіни</b>	<b>135</b>
<b>Додаток D</b>	<b>(інформативний) Приклад аналітичного методу визначення несучої здатності ґрунту</b>	<b>148</b>
<b>Додаток E</b>	<b>(інформативний) Приклад напівемпіричного методу для визначення несучої здатності</b>	<b>150</b>
<b>Додаток F</b>	<b>(інформативний) Приклади методів оцінки осідання</b>	<b>151</b>
<b>Додаток G</b>	<b>(інформативний) Приклад методу визначення передбачуваної несучої здатності фундаментів неглибокого закладання на скелі</b>	<b>153</b>
<b>Додаток H</b>	<b>(інформативний) Граничні величини деформацій конструкцій і переміщень фундаментів</b>	<b>155</b>
<b>Додаток J</b>	<b>(інформативний) Інструкція для технічного нагляду за будівництвом і проведення моніторингу</b>	<b>157</b>
<b>Додаток НА</b>	<b>(довідковий) Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1997-1:2004</b>	<b>159</b>
	<b>Технічна поправка EN 1997-1:2004/AC:2009</b>	<b>161</b>

<p><b>Передмова</b></p> <p>Цей документ (EN 1997-1) був підготовлений Технічним комітетом CEN/TC250 "Будівельні Єврокоди", секретаріат якого знаходиться у веденні BSI. CEN/TC250 відповідає за всі Конструктивні Єврокоди.</p> <p>Ця Європейська Норма може отримати статус національної норми або публікацією ідентичного тексту, або ратифікацією (схваленням) не пізніше травня місяця 2005 р., і суперечливі національні норми мають бути анульовані не пізніше за березень 2010 року.</p> <p>Цей документ замінює ENV 1997-1:1994.</p> <p>Відповідно до Внутрішнього Регламенту CEN/CENELEC дана європейська норма має бути введена в дію національними організаціями по стандартизації наступних країн: Німеччина, Австрія, Бельгія, Кіпр, Данія, Іспанія, Естонія, Фінляндія, Франція, Греція, Угорщина, Ірландія, Ісландія, Італія, Люксембург, Латвія, Литва, Мальта, Норвегія, Голландія, Польща, Португалія, Чеська Республіка, Об'єднане Королівство, Словаччина, Словенія, Швейцарія і Швеція.</p>	<p><b>Foreword</b></p> <p>This document (EN 1997-1) has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.</p> <p>This European Standard shall be given the status of a national standard, either by publication of an identical text, or by endorsement, at the latest by May 2005 and conflicting national standards shall be withdrawn by March 2010.</p> <p>This document supersedes ENV 1997-1:1994.</p> <p>According to the CEN/CENELEC Internal Regulations, the national standards organizations of the following countries are bound to implement this European Standard: Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia,</p>
--	--

## НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

### ЄВРОКОД 7. ГЕОТЕХНІЧНЕ ПРОЕКТУВАННЯ ЧАСТИНА 1. ЗАГАЛЬНІ ПРАВИЛА

### ЄВРОКОД 7. ГЕОТЕХНИЧЕСКОЕ ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЧАСТЬ 1. ОБЩИЕ ПРАВИЛА

### EUROCODE 7. GEOTECHNICAL DESIGN PART 1. GENERAL RULES

## Основи програми Єврокодів

В 1975 році Комісія Європейської спільноти прийняла рішення щодо плану дій у сфері будівництва на підставі статті 95 Угоди. Метою плану дій було усунення технічних перешкод для торгівлі та узгодження технічних умов.

В межах цього плану дій Комісія почала впроваджувати систему узгоджених технічних правил для проектування будівель та споруд, що на першому етапі мали стати альтернативою чинним нормам держав-членів, а зрештою мали замінити їх.

Протягом п'ятнадцяти років Комісія, за допомогою Постійного комітету, до складу якого входили представники держав-членів, розробляла програму Єврокодів, результатом чого стала публікація першого покоління Європейських норм у 80-х роках.

В 1989 році Комісія та держави-члени ЕУ (Європейської спільноти) та ЕФТА (Європейської асоціації вільної торгівлі), на підставі угоди<sup>1</sup> між Комісією та CEN (Європейським комітетом зі стандартизації), вирішили передати підготовку та публікацію Єврокодів до CEN за допомогою серії Мандатів, щоб у майбутньому надати Єврокодам статус Європейського стандарту (EN). Це фактично пов'язує Єврокоди з положеннями Директив Ради та/або рішень Комісії стосовно Європейських стандартів (наприклад, Директива Ради 89/106/ЕЕС щодо будівельних виробів – СРО – та Директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС і 89/440/ЕЕС щодо громадських проектів та комунальних послуг і рівноцінних Директив ЕФТА, що започатковані з метою становлення внутрішнього ринку).

Програма будівельних Єврокодів включає наступні стандарти, що загалом складаються з декількох частин:

- EN 1990 Єврокод: Основи проектування конструкцій
- EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції
- EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій
- EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій
- EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізобетонних конструкцій
- EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев'яних конструкцій
- EN 1996 Єврокод 6: Проектування кам'яних конструкцій
- EN 1997 Єврокод 7: Геотехнічне проектування
- EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій
- EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій

Єврокоди визначають відповідальність розпорядчих органів держав-членів та захищають їх право визначати величини, що стосуються питань регулювання безпеки на національному рівні, якщо ці величини відрізняються для всіх держав-членів.

## Background of the Eurocode programme

In 1975, the Commission of the European Community decided on an action programme in the field of construction, based on article 95 of the Treaty. The objective of the programme was the elimination of technical obstacles to trade and the harmonisation of technical specifications.

Within this action programme, the Commission took the initiative to establish a set of harmonised technical rules for the design of construction works which, in a first stage, would serve as an alternative to the national rules in force in the Member States and, ultimately, would replace them.

For fifteen years, the Commission, with the help of a Steering Committee with Representatives of Member States, conducted the development of the Eurocodes programme, which led to the first generation of European codes in the 1980's.

In 1989, the Commission and the Member States of the EU and EFTA decided, on the basis of an agreement<sup>1</sup> between the Commission and CEN, to transfer the preparation and the publication of the Eurocodes to CEN through a series of Mandates, in order to provide them with a future status of European Standard (EN). This links *de facto* the Eurocodes with the provisions of all the Council's Directives and/or Commission's Decisions dealing with European standards (*e.g.* the Council Directive 89/106/EEC on construction products - CPD - and Council Directives 93/37/EEC, 92/50/EEC and 89/440/EEC on public works and services and equivalent EFTA Directives initiated in pursuit of setting up the internal market).

The Structural Eurocode programme comprises the following standards generally consisting of a number of Parts:

- EN 1990 Eurocode : Basis of Structural Design
- EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures
- EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures
- EN 1993 Eurocode 3: Design of steel structures
- EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
- EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures
- EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures
- EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design
- EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
- EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

Eurocode standards recognise the responsibility of regulatory authorities in each Member State and have safeguarded their right to determine values related to regulatory safety matters at national level where these continue to vary from State to State.

## Статус та сфера застосування Єврокодів

Держави-члени EU та EFTA визнають, що Єврокоди є основоположними документами для таких цілей:

- як засіб забезпечення відповідності будівель та споруд основним вимогам Директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема основній вимозі №1 “Механічний опір та стійкість” та основній вимозі №2 “Пожежна безпека”;

- як основа для укладання угод на будівельні роботи та супутні інженерні послуги;

- як основа для розроблення узгоджених технічних умов на будівельні вироби (ENs та ETAs).

Оскільки Єврокоди безпосередньо стосуються будівельних споруд, вони мають прямий зв'язок з Тлумачними документами<sup>2</sup>, що посилаються на статтю 12 CPD, хоча відрізняються від гармонізованих стандартів на вироби<sup>3</sup>. Таким чином, технічні аспекти, що виникають при застосуванні Єврокодів, мають бути відповідно розглянуті Технічними комітетами CEN та/або робочими групами EOTA, що розробляють стандарти на будівельні вироби, для досягнення повної відповідності технічних умов Єврокодам.

Єврокоди встановлюють загальні правила проектування для повсякденного застосування як для проектування будівель в цілому, так і їх складових частин, як традиційних, так і нових. У випадках Нетипової форми конструкції або умов проектування, що конкретно не розглядаються, є необхідним додаткова експертна оцінка. Для проектувальника

### **Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди**

Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди, містять повний текст Єврокоду (включно з усіма додатками), що виданий CEN, який може доповнювати Національний титульний аркуш та Національний вступ на початку, а також Національний додаток в кінці.

Національний додаток може містити інформацію лише стосовно тих параметрів, що залишені відкритими в Єврокодах для національного вибору, так звані Національно визначені параметри, та застосовуються для проектування та будівництва у конкретній країні, а саме:

- значення та/або класи, які в Єврокодi даються на вибір;

- значення, для яких у Єврокодi дано лише позначення;

- особливості даної країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карта снігового покриву;

## Status and field of application of Eurocodes

The Member States of the EU and EFTA recognise that Eurocodes serve as reference documents for the following purposes:

– as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement N°1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement N°2 – Safety in case of fire;

– as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services ;

– as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs)

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents<sup>2</sup> referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards<sup>3</sup>. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving a full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

The Eurocode standards provide common structural design rules for everyday use for the design of whole structures and component products of both a traditional and an innovative nature. Unusual forms of construction or design conditions are not specifically covered and additional expert consideration will be required by the designer in such cases.

### **National Standards implementing Eurocodes**

The National Standards implementing Eurocodes will comprise the full text of the Eurocode (including any annexes), as published by CEN, which may be preceded by a National title page and National foreword, and may be followed by a National annex.

The National annex may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the country concerned, i.e.:

– values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,

– values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,

– country specific data (geographical, climatic, etc.), e.g. snow map,



- методика, для якої в Єврокодї дано альтернативні методики.

Може також містити:

- рішення щодо застосування довідкових додатків;
- посилання на додаткову не суперечливу інформацію, що допомагає користувачеві застосовувати Єврокод.

### **Зв'язки між Єврокодами та гармонізованими технічними специфікаціями (ENs and ETAs) для виробів**

Необхідно узгодити гармонізовані технічні умови для будівельних виробів та технічні норми для споруд<sup>4</sup>. Крім того, повна інформація, що супроводжує CE маркування будівельних виробів, де є посилання на Єврокоди, має чітко зазначати, які Національно визначені параметри були враховані.

**Додаткова інформація спеціальна до Єврокоду**<sup>7</sup> EN 1997-1 надає керівництво проектуванням і дії для геотехнічного проектування і будівництва.

EN 1997-1 призначена для замовників, проектувальників, підрядчиків і органів державного управління.

EN 1997-1 призначена для використання разом з нормами EN 1990 і EN 1991 до EN 1999.

При використанні EN 1997-1 на практиці слід приділяти особливу увагу передумовам (гіпотезам, допущенням) і умовам, викладеним в 1.3.

12 розділів EN 1997-1 доповнюються 1 нормативним і 8 інформативними додатками.

#### **Національний додаток до EN 1997-1**

Ця норма дає альтернативні методики і рекомендовані величини (значення), з вказівкою, де вони можуть бути вибрані на національному рівні. Тому Національний Стандарт, реалізуючий EN 1997-1, повинен включати Національний додаток, що містить Національно Визначувані Параметри при проектуванні і будівництві, для застосування у відповідній країні.

---

<sup>4</sup> див. пункт 3.3 і пункт 12 CP, а також пункти 4.2, 4.3.1, 4.3.2 і 5.2 ID 1.

На національному рівні дозволяється вносити зміни в наступні пункти EN 1997-1:

- 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.1(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2)P, 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8)P, 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 11.5.1(1)P
- і в наступні положення додатка A:

– the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode.

It may also contain

- decisions on the application of informative annexes,
- references to non-contradictory complementary information to assist the user to apply the Eurocode.

### **Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products**

There is a need for consistency between the harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works<sup>4</sup>. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes shall clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

#### **Additional information specific to Eurocode 7**

EN 1997-1 gives design guidance and actions for geotechnical design of buildings and civil engineering works.

EN 1997-1 is intended for clients, designers, contractors and public authorities.

EN 1997-1 is intended to be used with EN 1990 and EN 1991 to EN 1999.

In using EN 1997-1 in practice, particular regard should be paid to the underlying assumptions and conditions given in 1.3.

The 12 sections of EN 1997-1 are complemented by 1 normative and 8 informative annexes.

#### **National annex for EN 1997-1**

This standard gives alternative procedures and recommended values with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1997-1 should have a National annex containing all Nationally Determined Parameters to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the relevant country.

---

<sup>4</sup> see Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as clauses 4.2, 4.3.1, 4.3.2 and 5.2 of ID 1

National choice is allowed in EN 1997-1 through the following paragraphs:— 2.1(8)P, 2.4.6.1(4)P, 2.4.6.2(2)P, 2.4.7.1(2)P, 2.4.7.1(3), 2.4.7.2(2)P, 2.4.7.3.2(3)P, 2.4.7.3.3(2)P, 2.4.7.3.4.1(1)P, 2.4.7.4(3)P, 2.4.7.5(2)P, 2.4.8(2), 2.4.9(1)P, 2.5(1), 7.6.2.2(8)P, 7.6.2.2(14)P, 7.6.2.3(4)P, 7.6.2.3(5)P, 7.6.2.3(8), 7.6.2.4(4)P, 7.6.3.2(2)P, 7.6.3.2(5)P, 7.6.3.3(3)P, 7.6.3.3(4)P, 7.6.3.3(6), 8.5.2(2)P, 8.5.2(3), 8.6(4), 11.5.1(1)P and the following clauses in annex A:

- A.2
- A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6
- A.4
- A.5.

## **Розділ 1 Загальні положення**

### **1.1. Сфера застосування**

#### **1.1.1 Сфера застосування EN 1997**

(1) EN 1997 повинна застосовуватися разом з EN 1990 : 2000, яка встановлює принципи і вимоги безпеки і експлуатаційної надійності (придатності до експлуатації), характеризує (описує) основи розрахунку (проектування) і перевірки і надає вказівки (рекомендації) по супутніх аспектах конструктивної надійності.

(2) EN 1997 повинна застосовуватися до геотехнічних аспектів проектування і будівництва. Вона складається з декількох окремих частин (див. 1.1.2 і 1.1.3).

(3) EN 1997 (містить) стосується вимог щодо міцності, стійкості, експлуатаційної надійності (придатності до експлуатації) і терміну служби (довготривалості) споруд. Інші вимоги, наприклад такі, що стосуються термічної або звукової ізоляції не розглядаються.

(4) Числові величини дій, які мають бути враховані в розрахунку при проектуванні і будівництві містяться в EN 1991 для різних типів конструкцій. Дії, обумовлені ґрунтом, такі як тиск ґрунту, повинні визначатися відповідно (сумісно з) до EN 1997.

(5) Окремі європейські норми призначені для застосування трактування (збагачення) матеріалів виробництва і якості робіт. Вони означені у відповідних розділах.

(6) У EN 1997 виробництво робіт розглядається в тій мірі, наскільки це необхідно відповідно до гіпотез (допущень), прийнятих для проектування (розрахунку).

(7) EN 1997 не містить (охоплює) спеціальних вимог до сейсмічного проектування. EN 1998 впроваджує (передбачає) додаткові правила геотехнічного сейсмічного проектування, які доповнюють або адаптують правила цих Норм.

#### **1.1.2 Сфера застосування EN 1997-1**

(1) EN 1997-1 застосовується як загальна основоположна норма з геотехнічних аспектів проектування і будівництва.

(2) У EN 1997-1 розглядаються наступні теми:

Розділ 1 - Загальні положення

Розділ 2 - Основи геотехнічного проектування

Розділ 3 - Геотехнічні дані

Розділ 4 - Технічний нагляд за виробництвом робіт, моніторинг (спостереження) і експлуатація

Розділ 5 - Насипи, осушування (дренування), поліпшення і зміцнення (армування) ґрунтів

- A.2
- A.3.1, A.3.2, A.3.3.1, A.3.3.2, A.3.3.3, A.3.3.4, A.3.3.5, A.3.3.6,
- A.4
- A.5
- 

## **Section 1 General**

### **1.1 Scope**

#### **1.1.1 Scope of EN 1997**

(1) EN 1997 is intended to be used in conjunction with EN 1990:2002, which establishes the principles and requirements for safety and serviceability, describes the basis of design and verification and gives guidelines for related aspects of structural reliability.

(2) EN 1997 is intended to be applied to the geotechnical aspects of the design of buildings and civil engineering works. It is subdivided into various separate parts (see 1.1.2 and 1.1.3).

(3) EN 1997 is concerned with the requirements for strength, stability, serviceability and durability of structures. Other requirements, e.g. concerning thermal or sound insulation, are not considered.

(4) Numerical values of actions on buildings and civil engineering works to be taken into account in design are provided in EN 1991 for the various types of construction. Actions imposed by the ground, such as earth pressures, shall be calculated according to the rules of EN 1997.

(5) Separate European Standards are intended to be used to treat matters of execution and workmanship. They are denoted in the relevant sections.

(6) In EN 1997 execution is covered to the extent that is necessary to comply with the assumptions of the design rules.

(7) EN 1997 does not cover the special requirements of seismic design. EN 1998 provides additional rules for geotechnical seismic design, which complete or adapt the rules of this Standard.

#### **1.1.2 Scope of EN 1997-1**

(1) EN 1997-1 is intended to be used as a general basis for the geotechnical aspects of the design of buildings and civil engineering works.

(2) The following subjects are dealt with in EN 1997-1:

Section 1: General

Section 2: Basis of geotechnical design

Section 3: Geotechnical data

Section 4: Supervision of construction, monitoring and maintenance

Section 5: Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement

Розділ 6 - Фундаменти мілкового закладання  
Розділ 7 - Пальові фундаменти  
Розділ 8 - Анкери  
Розділ 9 - Утримуючі споруди  
Розділ 10 - Руйнування, викликане водою (Гідравлічне руйнування)  
Розділ 11 - Загальна стійкість  
Розділ 12 - Насипи

(3) EN 1997-1 включає додатки від А до J, в яких наведені:

- у А: рекомендовані значення окремих коефіцієнтів надійності (безпеки); Національний додаток може містити відмінні значення окремих коефіцієнтів;  
- у В до J: додаткова керівна інформація, така як інтернаціональне застосування методів визначення.

### 1.1.3 Додаткові частини EN 1997

(1) EN 1997-1 доповнюється EN 1997-2, яка містить вимоги по виконанню і оцінці результатів польових і лабораторних випробувань.

### 1.2 Нормативні посилання

Ця Європейська Норма включає (об'єднує) з датою або без дати, посилання, викладені в інших публікаціях. Ці нормативні посилання знаходяться у відповідних місцях тексту і публікаціях, приведених нижче. Для датованих посилань поправки або зміни якої-небудь з цих публікацій застосовуються до даної Європейської Норми лише якщо вони включені туди у вигляді поправок або змін. Для недатованих посилань береться останній випуск застосованої публікації, (включаючи поправки).

**ПРИМІТКА** Єврокоди публікувалися як Європейські Попередні Норми. Наступні Європейські норми, які опубліковані чи розробляються, цитуються в нормативних статтях.  
EN 1990-2002 Єврокод: Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції

EN 1991-4 Єврокод 1: Дії на споруди. Частина 4: Дії на силоси і резервуари

EN 1992 Єврокод 2 Проектування бетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3 Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4 Проектування комбінованих сталевих і бетонних конструкцій

EN 1995 Єврокод 5 Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6 Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997-2 Єврокод 7 Геотехнічне проектування - Частина 2: Дослідження і випробування ґрунтів

EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій

EN 1999 Єврокод 9 Проектування конструкцій з алюмінію і алюмінієвих сплавів

Section 6: Spread foundations

Section 7: Pile foundations

Section 8: Anchorages

Section 9: Retaining structures

Section 10: Hydraulic failure

Section 11: Overall stability

Section 12: Embankments

(3) EN 1997-1 is accompanied by Annexes A to J, which provide:

— in A: recommended partial safety factor values; different values of the partial factors may be set by the National annex;

— in B to J: supplementary informative guidance such as internationally applied calculation methods.

### 1.1.3 Further Parts of EN 1997

(1) EN 1997-1 is supplemented by EN 1997-2 that provides requirements for the performance and evaluation of field and laboratory testing.

### 1.2 Normative references

(1) This European Standard incorporates by dated or undated reference, provisions from other publications. These normative references are cited at the appropriate places in the text and the publications are listed hereafter. For dated references, subsequent amendments to or revisions of any of these publications apply to this European Standard only when incorporated in it by amendment or revision. For undated references the latest edition of the publication referred to applies (including amendments).

**NOTE** The Eurocodes were published as European Prestandards. The following European Standards which are published or in preparation are cited in normative clauses

EN 1990:2002 Eurocode: Basis of structural design

EN 1991 Eurocode 1 Actions on structures

EN 1991-4 Eurocode 1 Actions on structures - Part

4 Actions in silos and tanks

EN 1992 Eurocode 2 Design of concrete structures

EN 1993 Eurocode 3 Design of steel structures

EN 1994 Eurocode 4 Design of composite steel and concrete structures

EN 1995 Eurocode 5 Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6 Design of masonry structures

EN 1997-2 Eurocode 7 Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing

EN 1998 Eurocode 8 Design of structures for earth quake resistance

EN 1999 Eurocode 9 Design of aluminium and

EN 1536:1999 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт. Бурові палі  
EN 1537:1999 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт. Анкери  
EN 12063:1999 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт. Шпунтові стіни  
EN 12699:2000 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт. Задавлювані палі  
EN 14199 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт - Мікропалі  
EN ISO 13793 Теплові (теплотехнічні) характеристики будівель – Теплотехнічне проектування фундаментів, що виключає морозне здимання

### 1.3 Передумови

(1) Посилання надається у 1.3 EN 1990:2002

(1) Положення цієї норми засновані на передумовах, наданих нижче

- необхідні для проектування дані мають бути зібрані, записані і інтерпретовані фахівцями, що мають відповідну кваліфікацію;

- проектування споруд має виконуватись кваліфікованим і досвідченим персоналом;

- існує відповідна спадкоємність (безперервність) і взаємозв'язок між персоналом, зайнятими збором вихідних даних, проектуванням і будівництвом;

- проводиться компетентний технічний нагляд і контроль якості на заводах, цехах і будівельних майданчиках;

- роботи здійснюється у відповідності до певних норм і технічних умов персоналом, що має відповідні навички і досвід;

- будівельні матеріали і вироби використовуються як встановлено цією нормою або технічним умовам на відповідні матеріали і вироби;

- слід передбачити нагляд за спорудою, щоб її стійкість і придатність до експлуатації були забезпечені впродовж всього розрахункового терміну служби;

- споруда повинна використовуватися за призначенням, визначеним при проектуванні.

(3) Ці передумови мають бути узгоджені як проектувальником так і замовником. Щоб виключити всякі сумніви, передумови мають бути зафіксовані у письмовій формі, наприклад, у звіті з геотехнічного проектування..

### 1.4 Відмінність між принципами і правилами застосування

(1) Залежно від характерної особливості пунктів (статей) в EN 1997-1 робиться відмінність між Принципами і Правилами Застосування.

(2) Принципи включають:

- загальні вказівки і визначення, яких немає альтернативи;

- вимоги і аналітичні моделі, для яких немає альтернативи, якщо немає інших вказівок.

(3) Принципам передуює літера Р.

(4) Правила Вживання це приклади

aluminium alloy structures

EN 1536:1999 Execution of special geotechnical work: Bored piles

EN 1537:1999 Execution of special geotechnical work; Ground anchors

EN 12063:1999 Execution of special geotechnical work; Sheet-pile walls

EN 12699:2000 Execution of special geotechnical work; Displacement piles

EN 14199 Execution of special geotechnical works – Micropiles

EN-ISO 13793: 2001 Thermal performance of buildings –Thermal design of foundations to avoid frost heave

### 1.3 Assumptions

(1) Reference is made to 1.3 of EN 1990:2002.

(2) The provisions of this standard are based on the assumptions given below:

— data required for design are collected, recorded and interpreted by appropriately qualified personnel;

— structures are designed by appropriately qualified and experienced personnel;

— adequate continuity and communication exist between the personnel involved in data-collection, design and construction;

— adequate supervision and quality control are provided in factories, in plants, and on site;

— execution is carried out according to the relevant standards and specifications by personnel having the appropriate skill and experience;

— construction materials and products are used as specified in this standard or in the relevant material or product specifications;

— the structure will be adequately maintained to ensure its safety and serviceability for the designed service life;

— the structure will be used for the purpose defined for the design.

(3) These assumptions need to be considered both by the designer and the client. To prevent uncertainty, compliance with them should be documented, e.g. in the geotechnical design report.

### 1.4 Distinction between Principles and Application Rules

(1) Depending on the character of the individual clauses, distinction is made in EN 1997-1 between Principles and Application Rules.

(2) The Principles comprise:

— general statements and definitions for which there is no alternative;

— requirements and analytical models for which no alternative is permitted unless specifically stated.

(3) The Principles are preceded by the letter P.



загально визнаних правил, які містять Принципи і відповідні задовольняючі їх вимоги.

(5) Дозволяється застосовувати альтернативи до Правил Вживання, наданих у цій нормі, якщо буде доведено, що альтернативні правила узгоджуються з відповідними Принципами і що вони щонайменше рівноцінні з точки зору конструктивної надійності (безпеки), придатності до експлуатації і терміну служби (довготривалості), ніж визначені з використанням Єврокодів.

**ПРИМІТКА** Якщо у якості правил для проектування застосовані альтернативні правила, то у заключному проекті не можна вказувати, що він виконаний згідно з EN 1997-1, навіть якщо проект відповідає Принципам EN 1997-1. Коли EN 1997-1 використовується стосовно якостей, перерахованих у Додатку Z стандарту на продукцію чи на ETAG, вживання альтернативного проектного правила може бути неприйнятним для СЕ маркування.

(6) У EN 1997-1 правила Застосування позначені числом у дужках, наприклад, як у цьому пункті.

## **1.5 Визначення**

### **1.5.1 Визначення, загальні для всіх Єврокодів**

(1) Визначення загальні для всіх Єврокодів надані в EN 1990:2002, 1.5.

### **1.5.2 Визначення характерні для EN 1997-1**

#### **1.5.2.1**

##### **геотехнічна дія**

дія, яка передається на конструкцію ґрунтом, насипом, масою води або ґрунтовою водою.

**ПРИМІТКА** Визначення узяті з EN 1997:2002

#### **1.5.2.2**

##### **порівнянний досвід**

у проекті розглядається документована або інша чітко (недвозначно) встановлена інформація стосовно ґрунту, включаючи деякі типи скельних і нескельних порід, для яких очікується подібна геотехнічна поведінка включаючи подібні споруди. Інформація, отримана на місці, вважається найбільш сприйнятливою.

#### **1.5.2.3**

##### **ґрунт**

нескельна, скельна породи і насип на місці залягання до виробництва будівельних робіт

#### **1.5.2.4**

##### **будівля (споруда)**

організована сукупність взаємозв'язаних частин, включаючи насип, виконаний при виробництві будівельних робіт, розрахована на певні навантаження і забезпечуюча відповідну жорсткість.

**ПРИМІТКА** Визначення походить з EN 1990:2002.

#### **1.5.2.5**

##### **встановлена величина**

(4) The Application Rules are examples of generally recognised rules, which follow the Principles and satisfy their requirements.

(5) It is permissible to use alternatives to the Application Rules given in this standard, provided it is shown that the alternative rules accord with the relevant Principles and are at least equivalent with regard to the structural safety, serviceability and durability, which would be expected when using the Eurocodes.

**NOTE** If an alternative design rule is submitted for an application rule, the resulting design cannot be claimed to be wholly in accordance with EN 1997-1, although the design will remain in accordance with the Principles of EN 1997-1. When EN 1997-1 is used in respect of a property listed in an Annex Z of a product standard or an ETAG, the use of an alternative design rule may not be acceptable for CE marking.

(6) In EN 1997-1, the Application rules are identified by a number in brackets e.g. as in this clause.

## **1.5 Definitions**

### **1.5.1 Definitions common to all Eurocodes**

(1) The definitions common to all Eurocodes are given in EN 1990:2002, 1.5.

### **1.5.2 Definitions specific for EN 1997-1**

#### **1.5.2.1**

##### **geotechnical action**

action transmitted to the structure by the ground, fill, standing water or ground-water

**NOTE** Definition taken from EN 1990:2002

#### **1.5.2.2**

##### **comparable experience**

documented or other clearly established information related to the ground being considered in design, involving the same types of soil and rock and for which similar geotechnical behaviour is expected, and involving similar structures. Information gained locally is considered to be particularly relevant

#### **1.5.2.3**

##### **ground**

soil, rock and fill in place prior to the execution of the construction works;

#### **1.5.2.4**

##### **structure**

organised combination of connected parts, including fill placed during execution of the construction works, designed to carry loads and provide adequate rigidity

**NOTE** Definition derived from EN 1990:2002

#### **1.5.2.5**

величина геотехнічного параметра отримана теоретично, кореляцією чи емпірично за результатами випробувань.

#### 1.5.2.6

##### **жорсткість**

опір матеріалу деформаціям.

#### 1.5.2.7

##### **опір**

здатність конструкції або поперечного перерізу елементу конструкції сприймати дії без механічних пошкоджень, наприклад, опір ґрунту, опір згину, опір подовжньому згину (стійкість), опір розтягуванню.

ПРИМІТКА. Визначення походить з EN 1990:2002.

#### 1.6 Позначення

(1) Для використання у EN 1997-1 застосовуються наступні позначення.

##### **Латинські букви**

$A'$  ефективна площа основи  
 $A_b$  площа основи під палею  
 $A_c$  повна площа основи під стисканням  
 $A_{s,i}$  площа бічної поверхні ствола палі в шарі  $i$   
 $a_d$  розрахункова величина геометричних даних  
 $a_{nom}$  номінальна величина геометричних даних  
 $\Delta a$  зміна до номінальної геометричної даної для особливого проектного призначення  
 $b$  ширина фундаменту  
 $b'$  ефективна ширина фундаменту  
 $C_d$  гранична розрахункова величина результату дії  
 $c$  зчеплення на відрізку  
 $c'$  зчеплення на відрізку часу ефективних напружень  
 $c_u$  опір недренованому зрізу  
 $c_{u,d}$  розрахункова величина опору недренованому зрізу  
 $d$  глибина затискання (закладання)  
 $E_d$  розрахункова величина результату дій  
 $E_{stb;d}$  розрахункова величина результату стабілізуючих дій  
 $E_{dst;d}$  розрахункова величина результату дестабілізуючих дій  
 $F_{c;d}$  розрахункове осьове стискаюче навантаження на палею або групу паль  
 $F_d$  розрахункова величина дії  
 $F_k$  характеристична величина дії  
 $F_{rep}$  репрезентативна величина дії  
 $F_{t;d}$  розрахункове осьове розтягуюче навантаження на розтягнуту палею або групу розтягнутих паль  
 $F_{tr;d}$  розрахункова величина поперечного навантаження на палею або пальовий фундамент  
 $G_{dst;d}$  розрахункова величина постійних дестабілізуючих дій для перевірки на зважувальний тиск  
 $G_{stb;d}$  розрахункова величина постійних вертикальних стабілізуючих дій для перевірки на

##### **derived value**

value of a geotechnical parameter obtained by theory, correlation or empiricism from test results

#### 1.5.2.6

##### **stiffness**

material resistance against deformation

#### 1.5.2.7

##### **resistance**

capacity of a component, or cross-section of a component of a structure to withstand actions without mechanical failure e.g. resistance of the ground, bending resistance, buckling resistance, tensile resistance

NOTE Definition derived from EN 1990:2002

#### 1.6 Symbols

(1) For the purpose of EN 1997-1 the following symbols apply.

##### **Latin letters**

$A'$  effective base area  
 $A_b$  base area under pile  
 $A_c$  total base area under compression  
 $A_{s,i}$  pile shaft surface area in layer  $i$   
 $a_d$  design value of geometrical data  
 $a_{nom}$  nominal value of geometrical data  
 $\Delta a$  change made to nominal geometrical data for particular design purposes  
 $b$  width of a foundation.  
 $b'$  effective width of a foundation  
 $C_d$  limiting design value of the effect of an action  
  
 $c$  cohesion intercept  
 $c'$  cohesion intercept in terms of effective stress  
 $c_u$  undrained shear strength  
  
 $c_{u,d}$  design value of undrained shear strength  
  
 $d$  embedment depth  
 $E_d$  design value of the effect of actions  
 $E_{stb;d}$  design value of the effect of stabilising actions  
 $E_{dst;d}$  design value of the effect of destabilising actions  
 $F_{c;d}$  design axial compression load on a pile or a group of piles  
 $F_d$  design value of an action  
 $F_k$  characteristic value of an action  
 $F_{rep}$  representative value of an action  
 $F_{t;d}$  design axial tensile load on a tensile pile or a group of tensile piles  
  
 $F_{tr;d}$  design value of the transverse load on a pile or a pile foundation  
 $G_{dst;d}$  design value of the destabilising permanent actions for uplift verification  
 $G_{stb;d}$  design value of the stabilising permanent

зважувальний тиск

$G'_{stb;d}$  розрахункова величина постійних вертикальних стабілізуючих дій для перевірки підйому (вага у воді)

$H$  горизонтальне навантаження або складова повної дії прикладена паралельно основі фундаменту

$H_d$  розрахункова величина  $H$

$h$  висота стіни

$h$  рівень води при гідравлічному підйомі

$h'$  висота призми ґрунту для перевірки на гідравлічний підйом

$h_{w;k}$  характеристична величина гідростатичного навантаження води на основу призми ґрунту

$K_0$  коефіцієнт тиску ґрунту в стані спокою

$K_{0;\beta}$  коефіцієнт тиску ґрунту в стані спокою для утримання ґрунтової поверхні, нахиленої під кутом  $\beta$  до горизонталі

$k$  відношення  $\delta_d/\varphi_{cv;d}$

$l$  довжина фундаменту

$l'$  ефективна довжина фундаменту

$n$  кількість, наприклад, випробовуваних паль або профілів

$P$  навантаження на анкер

$P_d$  розрахункова величина  $P$

$P_p$  перевірне навантаження у випробуванні на придатність заін'єктованого анкера

$Q_{dst;d}$  розрахункова величина вертикальних дестабілізуючих дій для перевірки на зважувальний тиск

$q_{b;k}$  характеристична величина опору тиску основи

$q_{s;i;k}$  характеристична величина тертя по стволу (стовбуру) в шарі  $i$

$R_a$  опір висмикуванню анкера

$R_{a;d}$  розрахункова величина  $R_a$

$R_{ak}$  характеристична величина  $R_a$

$R_{b;cal}$  опір кінця палі в граничному стані за втратою несучої здатності, обрахований за результатами випробувань ґрунту

$R_{b;d}$  розрахункова величина опору п'яти (кінця) палі

$R_{b;d}$  характеристична величина опору (п'яти) кінця палі

$R_c$  опір стискуванню ґрунту вздовж палі в граничному стані за втратою несучої здатності

$R_{c;cal}$  обрахована величина  $R_c$

$R_{c;d}$  розрахункова величина  $R_c$

$R_{b;d}$  характеристична величина  $R_c$

$R_{c;m}$  виміряна величина  $R_c$  за результатами пробного навантаження одної або декількох паль

$R_d$  розрахункова величина опору дії

$R_{p;d}$  розрахункова величина сили опору, викликаної тиском ґрунту на бічну сторону фундаменту

$R_{s;d}$  розрахункова величина опору по стволу палі

$R_{s;cal}$  граничне тертя по стволу, обраховане з

vertical actions for uplift verification

$G_{stb;d}$  design value of the stabilising permanent vertical actions for heave verification (submerged weight)

$H$  horizontal load, or component of total action acting parallel to the foundation base

$H_d$  design value of  $H$

$h$  height of a wall

$h$  water level for hydraulic heave

$h'$  height of a soil prism for verifying hydraulic heave

$h_{w;k}$  characteristic value of the hydrostatic water head at the bottom of a soil prism

$K_0$  coefficient of earth pressure at rest

$K_{0;\beta}$  coefficient of earth pressure at rest for a retained earth surface inclined at angle  $\beta$  to the horizontal

$k$  ratio  $\delta_d/\varphi_{cv;d}$

$l$  foundation length;

$l'$  effective foundation length

$n$  number of e.g. piles or test profiles

$P$  load on an anchorage

$P_d$  design value of  $P$

$P_p$  proof load in a suitability test of a grouted anchorage

$Q_{dst;d}$  design value of the destabilising variable vertical actions for uplift verification

$q_{b;k}$  characteristic value of base resistance pressure

$q_{s;i;k}$  characteristic value of shaft friction in stratum  $i$

$R_a$  anchorage pull-out resistance

$R_{a;d}$  design value of  $R_a$

$R_{a;k}$  characteristic value of  $R_a$

$R_{b;cal}$  pile base resistance, calculated from ground test results, at the ultimate limit state

$R_{b;d}$  design value of the base resistance of a pile

$R_{b;k}$  characteristic value of the base resistance of a pile

$R_c$  compressive resistance of the ground against a pile, at the ultimate limit state

$R_{c;cal}$  calculated value of  $R_c$

$R_{c;d}$  design value of  $R_c$

$R_{c;k}$  characteristic value of  $R_c$

$R_{c;m}$  measured value of  $R_c$  in one or several pile load tests

$R_d$  design value of the resistance to an action

$R_{p;d}$  design value of the resisting force caused by earth pressure on the side of a foundation

$R_{s;d}$  design value of the shaft resistance of a pile

$R_{s;cal}$  ultimate shaft friction, calculated using

використанням параметрів ґрунту, отриманих з результатів випробувань

$R_{s;k}$  характеристична величина опору по стволу палі

$R_t$  граничний опір розтягуванню окремої палі

$R_{t;d}$  розрахункова величина опору розтягуванню палі або групи паль чи опору розтягуванню анкеру

$R_{t;k}$  характеристична величина опору розтягуванню палі або групи паль

$R_{t;m}$  виміряна величина опору розтягуванню окремої палі в одному або декількох випробуваннях паль навантаженнями

$R_{tr}$  опір палі поперечним навантаженням

$R_{tr;d}$  розрахунковий опір палі при поперечних навантаженнях

$S_{dst;d}$  розрахункова величина дестабілізуючої фільтраційної сили в ґрунті

$S_{dst;k}$  характеристична величина дестабілізуючої фільтраційної сили в ґрунті

$S$  осідання

$S_0$  одномоментне (миттєве) осідання

$S_1$  осідання викликане консолідацією

$S_2$  осідання викликане повзучістю (вторинне стискування)

$T_d$  розрахункова величина опору загальному зрушенню, яке розвивається в ґрунтовому масиві з розташованою в нім групою розтягнутих паль або в частині споруди, що контактує з ґрунтом

$u$  поровий тиск

$u_{dst;d}$  розрахункова величина загального дестабілізуючого тиску порової води

$V$  вертикальне навантаження або складова повної дії, діючі нормально до підшови фундаменту

$V_d$  розрахункова величина  $V$

$V'_d$  розрахункова величина ефективної вертикальної дії або нормальна складова повної дії, діючі нормально до підшови фундаменту

$V_{dst;d}$  розрахункова величина вертикальної дестабілізуючої дії на конструкцію (споруду)

$V_{dst;k}$  характеристична величина вертикальної дестабілізуючої дії на конструкцію

$X_d$  розрахункова величина властивості матеріалу

$X_k$  характеристична величина властивості матеріалу

$z$  вертикальна відстань

### Грецькі букви

$\alpha$  нахил підшови фундаменту до горизонталі

$\beta$  кут укосу ґрунту за стінкою (вгору позитивний)

$\delta$  кут тертя на контакті конструкція – ґрунт

$\delta_d$  розрахункова величина  $\delta$

$\gamma$  питома вага

$\gamma'$  ефективна питома вага

ground parameters from test results

$R_{s;k}$  characteristic value of the shaft resistance of a pile

$R_t$  ultimate tensile resistance of an isolated pile

$R_{t;d}$  design value of the tensile resistance of a pile or of a group of piles, or of the structural tensile resistance of an anchorage

$R_{t;k}$  characteristic value of the tensile resistance of a pile or a pile group

$R_{t;m}$  measured tensile resistance of an isolated pile in one or several pile load tests

$R_{tr}$  resistance of a pile to transverse loads

$R_{tr;d}$  design resistance of transversally loaded pile

$S_{dst;d}$  design value of the destabilising seepage force in the ground

$S_{dst;k}$  characteristic value of the destabilising seepage force in the ground

$S$  settlement

$S_0$  immediate settlement

$S_1$  settlement caused by consolidation

$S_2$  settlement caused by creep (secondary settlement)

$T_d$  design value of total shearing resistance that develops around a block of ground in which a group of tension piles is placed, or on the part of the structure in contact with the ground

$u$  pore-water pressure

$u_{dst;d}$  design value of destabilising total pore-water pressure

$V$  vertical load, or component of the total action acting normal to the foundation base

$V_d$  design value of  $V$

$V'_d$  design value of the effective vertical action or component of the total action acting normal to the foundation base

$V_{dst;d}$  design value of the destabilising vertical action on a structure

$V_{dst;k}$  characteristic value of the destabilising vertical action on a structure

$X_d$  design value of a material property

$X_k$  characteristic value of a material property

$z$  vertical distance

### Greek letters

$\alpha$   inclination of a foundation base to the horizontal

$\beta$  slope angle of the ground behind a wall (upward positive)

$\delta$  structure-ground interface friction angle

$\delta_d$  design value of  $\delta$

$\gamma$  weight density



$\gamma_a$	окремий коефіцієнт для анкерів	$\gamma'$	effective weight density
$\gamma_{a; p}$	окремий коефіцієнт для постійних анкерів	$\gamma_a$	partial factor for anchorages
$\gamma_{a; t}$	окремий коефіцієнт для тимчасових анкерів	$\gamma_{a; p}$	partial factor for permanent anchorages
$\gamma_b$	окремий коефіцієнт опору під кінцем палі	$\gamma_{a; t}$	partial factor for temporary anchorages
$\gamma_{c'}$	окремий коефіцієнт ефективного зчеплення	$\gamma_b$	partial factor for the base resistance of a pile
$\gamma_{cu}$	окремий коефіцієнт для недренованого опору зрізу	$\gamma_{c'}$	partial factor for the effective cohesion
$\gamma_E$	окремий коефіцієнт для результату дії	$\gamma_{cu}$	partial factor for the undrained shear strength
$\gamma_f$	окремий коефіцієнт для дій, який враховує можливість несприятливих відхилень величин дій від їх характерних величин	$\gamma_E$	partial factor for the effect of an action
$\gamma_F$	окремий коефіцієнт для дії	$\gamma_f$	partial factor for actions, which takes account of the possibility of unfavourable deviations of the action values from the representative values
$\gamma_G$	окремий коефіцієнт для постійної дії	$\gamma_F$	partial factor for an action
$\gamma_{G; dst}$	окремий коефіцієнт для постійної дестабілізуючої дії	$\gamma_G$	partial factor for a permanent action
$\gamma_{G; stb}$	окремий коефіцієнт для постійної стабілізуючої дії	$\gamma_{G; dst}$	partial factor for a permanent destabilising action
$\gamma_m$	окремий коефіцієнт для параметра ґрунту (властивості матеріалу)	$\gamma_{G; stb}$	partial factor for a permanent stabilising action
$\gamma_{m; i}$	окремий коефіцієнт для параметра ґрунту шару $i$	$\gamma_m$	partial factor for a soil parameter (material property)
$\gamma_M$	окремий коефіцієнт для параметра ґрунту (властивості матеріалу) з врахуванням погрішностей моделі	$\gamma_{m; i}$	partial factor for a soil parameter in stratum $i$
$\gamma_Q$	окремий коефіцієнт для змінної дії	$\gamma_M$	partial factor for a soil parameter (material property), also accounting for model uncertainties
$\gamma_{qu}$	окремий коефіцієнт для вільного опору	$\gamma_Q$	partial factor for a variable action
$\gamma_R$	окремий коефіцієнт для опору	$\gamma_{qu}$	partial factor for unconfined strength
$\gamma_{R; d}$	окремий коефіцієнт для погрішності в моделі опору	$\gamma_R$	partial factor for a resistance
$\gamma_{R; e}$	окремий коефіцієнт для опору ґрунту	$\gamma_{R; d}$	partial factor for uncertainty in a resistance model
$\gamma_{R; h}$	окремий коефіцієнт для опору ковзання	$\gamma_{R; e}$	partial factor for earth resistance
$\gamma_{R; v}$	окремий коефіцієнт для опору на зім'яття (несучої здатності)	$\gamma_{R; h}$	partial factor for sliding resistance
$\gamma_s$	окремий коефіцієнт для опору тертю по стволу палі	$\gamma_{R; v}$	partial factor for bearing resistance
$\gamma_{S; d}$	окремий коефіцієнт для погрішностей при моделюванні результатів дій	$\gamma_s$	partial factor for shaft resistance of a pile
$\gamma_{Q; dst}$	окремий коефіцієнт для дестабілізуючої дії, ведучої до гідравлічного руйнування	$\gamma_{S; d}$	partial factor for uncertainties in modelling the effects of actions
$\gamma_{Q; stb}$	окремий коефіцієнт для стабілізуючої дії, що перешкоджає гідравлічному руйнуванню	$\gamma_{Q; dst}$	partial factor for a destabilising action causing hydraulic failure
$\gamma_{S; t}$	окремий коефіцієнт для опору розтягуванню палі	$\gamma_{Q; stb}$	partial factor for a stabilising action against hydraulic failure
$\gamma_t$	окремий коефіцієнт для повного опору палі	$\gamma_{S; t}$	partial factor for tensile resistance of a pile
$\gamma_w$	питома вага води	$\gamma_t$	partial factor for total resistance of a pile
$\gamma_{\varphi'}$	окремий коефіцієнт для кута внутрішнього тертя ( $\tan \varphi'$ )	$\gamma_w$	weight density of water
$\gamma_\gamma$	окремий коефіцієнт для питомої ваги	$\gamma_{\varphi'}$	partial factor for the angle of shearing resistance ( $\tan \varphi'$ )
$\theta$	кут нахилу $H$	$\gamma_\gamma$	partial factor for weight density
$\zeta$	коефіцієнт кореляції залежності від кількості випробовуваних паль або випробувальних профілів	$\theta$	direction angle of $H$
$\zeta_a$	коефіцієнт кореляції для анкерів	$\zeta$	correlation factor depending on the number of piles tested or of profiles of tests
$\zeta_1; \zeta_2$	коефіцієнти кореляції для оцінки результатів випробувань паль статичними навантаженнями	$\zeta_a$	correlation factor for anchorages
		$\zeta_1; \zeta_2$	correlation factors to evaluate the results of static pile load tests

$\xi_3; \xi_4$  коефіцієнти кореляції для визначення опору палі за результатами досліджень ґрунтів, за винятком палей, випробуваних навантаженнями

$\xi_5; \xi_6$  коефіцієнти кореляції для визначення опору палі при динамічних ударних випробуваннях

$\psi$  коефіцієнт для переведення характеристичної величини в характерну

$\sigma_{stb; d}$  розрахункова величина повного вертикального стабілізуючого напруження

$\sigma'_{h; 0}$  горизонтальна складова ефективного тиску ґрунту в стані спокою

$\sigma(z)$  напруження нормальне (перпендикулярне) до стіни на глибині  $z$

$\tau(z)$  напруження дотичне до стіни на глибині  $z$

$\varphi'$  кут внутрішнього тертя при ефективних напруженнях

$\varphi_{cv}$  критичний кут внутрішнього тертя

$\varphi_{cv; d}$  розрахункова величина  $\varphi_{cv}$

$\varphi'_{d}$  розрахункова величина  $\varphi'$

### Скорочення

CFA бурин'єкційні палі

OCR коефіцієнт переущільнення

ПРИМІТКА 1 Позначення, зазвичай живані у всіх Єврокодах, встановлені в EN 1990:2002

ПРИМІТКА 2 Занотовані позначення використовуються як базові у ISO 3898:1997

(2) Для геотехнічних визначень рекомендуються наступні одиниці або кратні їм:

- сила	кН
- маса	кг
- момент	кНм
- питома маса	кг/м <sup>3</sup>
- питома вага	кН/м <sup>3</sup>
- напруження, тиск, опір і жорсткість	кПа
- коефіцієнт фільтрації	м/с
- коефіцієнт консолідації	м <sup>2</sup> /с

## Розділ 2 Основи геотехнічного проектування

### 2.1 Проектні вимоги

(1)P Для кожної геотехнічної проектною ситуації потрібно перевірити, що жодний граничний стан передбачений EN 1990-2002, не перевищується.

(2) При визначенні проектних ситуацій і граничних станів необхідно розглядати наступні чинники:

- умови (інженерно-геологічні) ділянки відносно загальної стійкості і переміщень ґрунту;
- характер і розмір споруди і її частин, включаючи спеціальні вимоги, такі як розрахунковий термін служби;
- умови на сусідніх ділянках (наприклад, існуючі споруди, рух транспорту, інженерні мережі, рослинність, небезпечні хімічні речовини);
- ґрунтові умови;
- стан ґрунтових вод;

$\xi_3; \xi_4$  correlation factors to derive the pile resistance from ground investigation results, not being pile load tests.

$\xi_5; \xi_6$  correlation factors to derive the pile resistance from dynamic impact tests

$\psi$  factor for converting the characteristic value to the representative value  $\sigma_{stb; d}$  design value of stabilising total vertical stress

$\sigma'_{h; 0}$  horizontal component of effective earth pressure at rest

$\sigma(z)$  stress normal to a wall at depth  $z$

$\tau(z)$  stress tangential to a wall at depth  $z$

$\varphi'$  angle of shearing resistance in terms of effective stress

$\varphi_{cv}$  critical state angle of shearing resistance

$\varphi_{cv; d}$  design value of  $\varphi_{cv}$

$\varphi'_{d}$  design value of  $\varphi'$

### Abbreviations

CFA Continuous flight auger piles

OCR over-consolidation ratio

NOTE 1 The symbols commonly used in all Eurocodes are defined in EN 1990:2002

NOTE 2 The notation of the symbols used is based on ISO 3898:1997.

(2) For geotechnical calculations, the following units or their multiples are recommended:

— force	kN
— mass	kg
— moment	kNm
— mass density	kg/m <sup>3</sup>
— weight density	kN/m <sup>3</sup>
— stress, pressure, strength and stiffness	kPa
— coefficient of permeability	m/s
— coefficient of consolidation	m <sup>2</sup> /s

## Section 2 Basis of geotechnical design

### 2.1 Design requirements

(1)P For each geotechnical design situation it shall be verified that no relevant limit state, as defined in EN 1990:2002, is exceeded.

(2) When defining the design situations and the limit states, the following factors should be considered:

— site conditions with respect to overall stability and ground movements;

— nature and size of the structure and its elements, including any special requirements such as the design life;

— conditions with regard to its surroundings (e.g.: neighbouring structures, traffic, utilities, vegetation,

- сейсмічність регіону;  
- вплив довкілля (гідрологія, поверхневі води, обвалення і просідання, сезонні коливання температури і вологості).

(3) Можуть виникати граничні стани окремо в ґрунті чи в споруді або комбіновані відмови в роботі споруди і ґрунту.

(4) Граничні стани повинні перевірятись одним чи комбінацією наступного:

- використання визначень, як описано у 2.4;  
- прийняття приписаних критеріїв, як описано у 2.5;

- експериментальні моделі та випробувальні навантаження, як описано у 2.6;

- методи спостереження, як описано у 2.7.

(5) На практиці досвід часто підказує, який тип граничного стану буде визначальним для споруди, і перевірки інших граничних станів можна уникнути контрольною перевіркою.

(6) Будівлі, як правило, повинні бути захищені від проникнення всередину ґрунтових вод або пропускання пари чи газу.

(7) При можливості, результати розрахунків потрібно звіряти з порівнянними досвідом

(8)P Щоб встановити мінімальні вимоги до об'єму і вмісту геотехнічних досліджень (вишукувань) і контролю виробництва робіт, необхідно визначити складність кожного геотехнічного проекту разом з супутніми ризиками. Зокрема, потрібно робити відмінність між:

- легкими і простими спорудами і невеликими земляними укріпленнями, для яких можливо забезпечити (гарантувати) ці мінімальні вимоги з незначним ризиком, на основі досвіду і якісних показників геотехнічних досліджень;

- іншими геотехнічними спорудами.

ПРИМІТКА Спосіб, за допомогою якого ці мінімальні вимоги задовольняються, може бути наданий в Національному додатку

(9) Для споруд і земляних укріплень невеликої геотехнічної складності і ризику, таких як вказані вище, можуть бути застосовувати спрощені методи проектування.

(10) Для призначення вимог до геотехнічного проектування можуть вводитись три Геотехнічні Категорії - 1, 2 і 3.

(11) Як правило, класифікувати споруду за Геотехнічною Категорією потрібно заздалегідь до проведення геотехнічних досліджень (вишукувань). Категорію потрібно перевіряти і при необхідності змінювати на кожному етапі проектування і будівництва.

(12) Методики вищої категорії можуть бути застосовані для обґрунтування більш економічного проектування або якщо проектувальник вважає їх прийнятнішими.

(13) Різні аспекти проектування об'єкту можуть

hazardous chemicals);

— ground conditions;

— ground-water conditions;

— regional seismicity;

— influence of the environment (hydrology, surface water, subsidence, seasonal changes of temperature and moisture).

(3) Limit states can occur either in the ground or in the structure or by combined failure in the structure and the ground.

(4) Limit states should be verified by one or a combination of the following:

— use of calculations as described in 2.4;

— adoption of prescriptive measures, as described in 2.5;

— experimental models and load tests, as described in 2.6;

— an observational method, as described in 2.7.

(5) In practice, experience will often show which type of limit state will govern the design and the avoidance of other limit states may be verified by a control check.

(6) Buildings should normally be protected against the penetration of ground-water or the transmission of vapour or gases to their interiors.

(7) If practicable, the design results should be checked against comparable experience.

(8)P In order to establish minimum requirements for the extent and content of geotechnical investigations, calculations and construction control checks, the complexity of each geotechnical design shall be identified together with the associated risks. In particular, a distinction shall be made between:

— light and simple structures and small earthworks for which it is possible to ensure that the minimum requirements will be satisfied by experience and qualitative geotechnical investigations, with negligible risk;

— other geotechnical structures.

NOTE The manner in which these minimum requirements are satisfied may be given in the National annex.

(9) For structures and earthworks of low geotechnical complexity and risk, such as defined above, simplified design procedures may be applied.

(10) To establish geotechnical design requirements, three Geotechnical Categories, 1, 2 and 3, may be introduced.

(11) A preliminary classification of a structure according to Geotechnical Category should normally be performed prior to the geotechnical investigations. The category should be checked and changed, if necessary, at each stage of the design and construction process.

(12) The procedures of higher categories may be used to justify more economic designs, or if the designer considers them to be appropriate.

потребувати застосування різних Геотехнічних Категорій. Не обов'язково застосовувати найвищу з цих категорій до всього проекту.

(14) Геотехнічна Категорія 1 повинна включати лише малі і відносно прості споруди:

- для яких фундаментальні (базові) вимоги можуть бути задоволені на основі попереднього досвіду і якісних показників геотехнічних досліджень;
- з незначним ризиком.

(15) Методики геотехнічної категорії 1 можуть використовуватися лише при незначному ризику відносно загальної стійкості чи переміщень ґрунту і ґрунтові умови, як відомо із співствлюваного попереднього досвіду, досить прості. У цих випадках методик можна застосувати традиційні методи фундаментальних досліджень і проектування.

(16) Методики Геотехнічної Категорії 1 слід застосовувати лише, якщо відсутня виїмки ґрунту нижче рівня підземних вод або якщо співставлюваний місцевий досвід показує, що запропонована виїмка нижче рівня підземних вод буде простою.

(17) Геотехнічна Категорія 2 включає стандартні типи споруд і фундаментів з відсутністю незвичайних ризиків або важких ґрунтів чи умов навантажень.

(18) Проекти споруд Геотехнічної Категорії 2 повинні зазвичай включати кількісні геотехнічні дані і аналіз забезпечення, що принципові вимоги задовольняються.

(19) Для проектування споруд Геотехнічної Категорії 2 можуть застосовуватися звичайні методики польових і лабораторних випробувань, проектування і виробництва.

ПРИМІТКА Приклади звичайних споруд або частин споруд, підлеглих правилам Геотехнічної Категорії 2, наступні:

- фундаменти мілкокого (неглибокого) закладання;
- плитні фундаменти;
- пальові фундаменти;
- стіни і інші споруди, утримуючі чи підтримуючі ґрунт або воду;
- виїмки;
- мостові опори і устої;
- насипи і земляні укріплення;
- ґрунтові анкерні і інші анкерні системи;
- тунелі в твердій нетріщинуватій скельній породі і не потребує спеціального водозахисту чи інших умов.

(20) Геотехнічна Категорія 3 зазвичай включає споруди або частини споруд, які виходять за межі Геотехнічної Категорії 1 і 2.

(21) Геотехнічна Категорія 3 зазвичай включає альтернативні до цієї норми положення і правила.

ПРИМІТКА. До Геотехнічної Категорії 3

(13) The various design aspects of a project can require treatment in different Geotechnical Categories. It is not required to treat the whole of the project according to the highest of these categories.

(14) Geotechnical Category 1 should only include small and relatively simple structures:

— for which it is possible to ensure that the fundamental requirements will be satisfied on the basis of experience and qualitative geotechnical investigations;

— with negligible risk.

(15) Geotechnical Category 1 procedures should be used only where there is negligible risk in terms of overall stability or ground movements and in ground conditions, which are known from comparable local experience to be sufficiently straightforward. In these cases the procedures may consist of routine methods for foundation design and construction.

(16) Geotechnical Category 1 procedures should be used only if there is no excavation below the water table or if comparable local experience indicates that a proposed excavation below the water table will be straightforward.

(17) Geotechnical Category 2 should include conventional types of structure and foundation with no exceptional risk or difficult soil or loading conditions

(18) Designs for structures in Geotechnical Category 2 should normally include quantitative geotechnical data and analysis to ensure that the fundamental requirements are satisfied.

(19) Routine procedures for field and laboratory testing and for design and execution may be used for Geotechnical Category 2 designs.

NOTE The following are examples of conventional structures or parts of structures complying with Geotechnical Category 2:

- spread foundations;
- raft foundations;
- pile foundations;
- walls and other structures retaining or supporting soil or water;
- excavations;
- bridge piers and abutments;
- embankments and earthworks;
- ground anchors and other tie-back systems;

— tunnels in hard, non-fractured rock and not subjected to special water tightness or other requirements.

(20) Geotechnical Category 3 should include structures or parts of structures, which fall outside the limits of Geotechnical Categories 1 and 2.

(21) Geotechnical Category 3 should normally



відносяться наступні приклади:

- дуже крупні або нестандартні споруди;
- споруди, пов'язані з надзвичайними ризиками, чи нестандартні або особливо складними ґрунтами і умовами навантаження;
- споруди в зонах підвищеної сейсмічності;
- споруди, в районах нестійких і зсувонебезпечних зон, що вимагає окремих досліджень або спеціальних заходів.

## 2.2 Проектні ситуації

(1)Р Повинні розглядатись обидві короткострокові і довгострокові проектні ситуації.

(2) При геотехнічному проектуванні деталізація спеціальних проектних ситуацій повинна включати відповідно:

- дії, їх сполучення і положення (випадки) навантажень;
- загальну придатність ґрунту основи, на якій споруда розташовується, в аспекті загальної стійкості і зміщення (зсуву) ґрунту;
- розташування і класифікацію різних зон ґрунту, гірських порід і елементів споруди, які включені в будь яку визначену модель;
- ухил підстильних шарів;
- підземні вироблення, галереї і інші підземні структури;
- у випадку споруд, розташованих на чи біля скелі:
  - перешарування твердих і м'яких шарів;
  - розломи, шви і тріщини;
  - можливу нестійкість скельних блоків;
  - порожнини розчинення такі як природні колодязі фільтрації (понори) або тріщини, заповнені пухким матеріалом, і процеси розчинення, які тривають;
- характер зовнішнього середовища в межах розташування проекрованої споруди, включаючи наступне:
  - результати розмиву, ерозії і виїмок, які ведуть до геометричних змін поверхні ділянки;
  - наслідок хімічної корозії;
  - наслідок вивітрювання;
  - наслідок промерзання;
  - наслідок тривалої жары;
  - зміни рівнів ґрунтових вод, наприклад, у наслідок водозниження, можливого підтоплення, порушення роботи дренажних систем, експлуатацією водних об'єктів;
  - присутність газу, що виділяється з землі;
  - інші наслідки дії часу і природного середовища на міцність та інші властивості матеріалів, наприклад, наслідки виникнення ям, виритих тваринами;
- землетруси;
- зміщення ґрунту, за рахунок осіданій при гірничих виробках або іншою діяльністю;
- чутливість споруди до деформацій;

include alternative provisions and rules to those in this standard.

NOTE Geotechnical Category 3 includes the following examples:

- very large or unusual structures;
- structures involving abnormal risks, or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions;
- structures in highly seismic areas;
- structures in areas of probable site instability or persistent ground movements that require separate investigation or special measures.

## 2.2 Design situations

(1)P Both short-term and long-term design situations shall be considered.

(2) In geotechnical design, the detailed specifications of design situations should include, as appropriate:

- the actions, their combinations and load cases;
- the general suitability of the ground on which the structure is located with respect to overall stability and ground movements;
- the disposition and classification of the various zones of soil, rock and elements of construction, which are involved in any calculation model;
- dipping bedding planes;
- mine workings, caves or other underground structures;
- in the case of structures resting on or near rock:
  - interbedded hard and soft strata;
  - faults, joints and fissures;
  - possible instability of rock blocks;
  - solution cavities, such as swallow holes or fissures filled with soft material, and continuing solution processes;
- the environment within which the design is set, including the following:
  - effects of scour, erosion and excavation, leading to changes in the geometry of the ground surface;
  - effects of chemical corrosion;
  - effects of weathering;
  - effects of freezing;
  - effects of long duration droughts;
  - variations in ground-water levels, including, e.g. the effects of dewatering, possible flooding, failure of drainage systems, water exploitation;
  - the presence of gases emerging from the ground;
  - other effects of time and environment on the strength and other properties of materials; e.g. the effect of holes created by animal activities;
- earthquakes;
- ground movements caused by subsidence due to

- вплив нової споруди на існуючі споруди, мережі і на навколишнє середовище.

### 2.3 Довговічність

(1)P На стадії геотехнічного проектування необхідно оцінити вплив умов навколишнього середовища на довговічність і передбачити заходи захисту або необхідну міцність матеріалів.

(2) При оцінці довговічності матеріалів, що використовуються в ґрунті, рекомендується враховувати наступне:

a) для бетону:

- наявність в ґрунтових водах чи в ґрунті або насипних матеріалах агресивних речовин, таких як кислоти або сульфати;

b) для сталі:

- хімічні реакції, якщо елементи фундаменту виконані у ґрунті з проникливістю достатньою для фільтрації ґрунтові води і кисню;

- корозію зовнішньої поверхні шпунтових стін відкритих для дії вільної води, особливо в зоні середнього рівня води;

- точкову корозію сталевих елементів, особливо сталевого прокату, закладених у тріщинуватий або пористий бетон, коли вторинна окалина, що діє як катод, вступає в електролітичну реакцію з поверхнею без окалини, що діє як анод;

c) для деревини:

- грибки і аеробні бактерії у присутності кисню;

d) для синтетичного текстилю:

- ефект старіння, обумовлений дією ультрафіолетових променів, або руйнування від дії озону чи комбіновані дії температури і напруження, і вторинні ефекти хімічного руйнування.

(3) Мають бути зроблені посилання на умови довговічності, передбачені в нормах на будівельні матеріали.

### 2.4 Геотехнічне проектування за визначенням (Визначення для геотехнічного проектування)

#### 2.4.1 Загальні положення

(1)P Проектування за визначенням повинно виконуватися у відповідності з основоположними вимогами EN 1990:2002 і спеціальними правилами цієї норми. Проектування включає визначення:

- дій, які можуть бути або заданими навантаженнями, або заданими переміщеннями, наприклад, від осідання ґрунту;

- властивостей ґрунтів, скельних порід і інших матеріалів;

- геометричних даних;

- граничних величин деформацій, ширини розкриття тріщин, вібрацій і ін.

- розрахункових (визначальних) моделей (схем).

(2) Необхідно враховувати, що знання ґрунтових

mining or other activities;

— the sensitivity of the structure to deformations;

— the effect of the new structure on existing structures, services and the local environment.

### 2.3 Durability

(1)P At the geotechnical design stage, the significance of environmental conditions shall be assessed in relation to durability and to enable provisions to be made for the protection or adequate resistance of the materials.

(2) In designing for durability of materials used in the ground, the following should be considered:

a) for concrete:

— aggressive agents in the ground-water or in the ground or fill material, such as acids or sulfate salts;

b) for steel:

— chemical attack where foundation elements are buried in ground that is sufficiently permeable to allow the percolation of ground-water and oxygen;

— corrosion on the faces of sheet pile walls exposed to free water, particularly in the mean water level zone;

— the pitting type of corrosive attack on steel embedded in fissured or porous concrete, particularly for rolled steel where the mill scale, acting as a cathode, promotes electrolytic action with the scale-free surface acting as an anode;

c) for timber:

— fungi and aerobic bacteria in the presence of oxygen;

d) for synthetic fabrics:

— the ageing effects of UV exposure or ozone degradation or the combined effects of temperature and stress, and secondary effects due to chemical degradation.

(3) Reference should be made to durability provisions in construction materials standards.

### 2.4 Geotechnical design by calculation

#### 2.4.1 General

(1)P Design by calculation shall be in accordance with the fundamental requirements of EN 1990:2002 and with the particular rules of this standard. Design by calculation involves:

— actions, which may be either imposed loads or imposed displacements, e.g. from ground movements;

— properties of soils, rocks and other materials;

— geometrical data;

— limiting values of deformations, crack widths, vibrations etc.;

— calculation models.

умов залежить від об'єму і якості геотехнічних (інженерно-геологічних) вишукувань. Для задоволення основоположних умов ця вивченість і контроль якості робіт означають більше, ніж точність розрахункових моделей і окремих коефіцієнтів.

(3)P Розрахункова модель повинна давати опис передбачуваної поведінки ґрунту при даному граничному стані.

(4)P Якщо надійна розрахункова модель для особливого граничного стану відсутня, виконується аналіз іншого граничного стану з використанням чинників, які гарантують, що перевищення особливого граничного стану неможливе. Альтернативним є проектування за директивними (основаними на попередньому досвіді) показниками (критеріями), з використанням експериментальних моделей і випробувань навантаженнями або методу спостережень.

(5) Розрахункова модель може бути одною з наступних:

- аналітична модель;
- напівемпірична модель;
- числова модель.

(6)P Будь-яка розрахункова модель має бути або дуже точною, або мати похибки в бік безпеки

(7) Розрахункова модель може включати спрощення.

(8) При необхідності результати моделювання можуть бути змінені або для здобуття більшої точності, або для досягнення похибки в бік безпеки.

(9) Якщо корегування результатів виконується з використанням коефіцієнту моделі, то слід брати до уваги (враховувати) наступне:

- інтервал погрішності результатів методу аналізу;
- будь-яку відому системну погрішність методу аналізу.

(10)P Якщо для аналізу застосовується емпірична залежність, то повинно бути чітко встановлено, що вона доречна для переважаючих ґрунтових умов.

(11) Граничні стани формування механізму впливу, що викликає тріщиноутворення в ґрунті, можуть бути легко встановлені з використанням розрахункової моделі. Для граничних станів за деформаціями деформації повинні оцінюватися, як вказано в 2.4.8 або іншими визначеннями..

ПРИМІТКА. Багато розрахункових моделей засновано на гіпотезі пластичної поведінки системи "ґрунт-конструкція". Відсутність пластичності призведе до граничного стану, який характеризується раптовим обваленням (як миттєве руйнування).

(12) При врахуванні сумісності деформацій чи взаємодії між конструкцією і ґрунтом в граничному стані можуть застосовуватися числові

(2) It should be considered that knowledge of the ground conditions depends on the extent and quality of the geotechnical investigations. Such knowledge and the control of workmanship are usually more significant to fulfilling the fundamental requirements than is precision in the calculation models and partial factors.

(3)P The calculation model shall describe the assumed behaviour of the ground for the limit state under consideration.

(4)P If no reliable calculation model is available for a specific limit state, analysis of another limit state shall be carried out using factors to ensure that exceeding the specific limit state considered is sufficiently improbable. Alternatively, design by prescriptive measures, experimental models and load tests, or the observational method, shall be performed.

(5) The calculation model may consist of any of the following:

- an analytical model;
- a semi-empirical model;
- a numerical model.

(6)P Any calculation model shall be either accurate or err on the side of safety.

(7) A calculation model may include simplifications.

(8) If needed, a modification of the results from the model may be used to ensure that the design calculation is either accurate or errs on the side of safety.

(9) If the modification of the results makes use of a model factor, it should take account of the following:

- the range of uncertainty in the results of the method of analysis;
- any systematic errors known to be associated with the method of analysis.

(10)P If an empirical relationship is used in the analysis, it shall be clearly established that it is relevant for the prevailing ground conditions.

(11) Limit states involving the formation of a mechanism in the ground should be readily checked using a calculation model. For limit states defined by deformation considerations, the deformations should be evaluated by calculation as described in 2.4.8, or otherwise assessed.

NOTE Many calculation models are based on the assumption of a sufficiently ductile performance of the ground/structure system. A lack of ductility, however, will lead to an ultimate limit state characterised by sudden collapse.

(12) Numerical methods can be appropriate if

методи

(13) Слід враховувати сумісність деформацій у граничному стані. У випадках, коли може статися комбіноване руйнування елементів конструкції і ґрунту, необхідний детальний аналіз, що враховує відносну жорсткість конструкції і ґрунту. Прикладами можуть бути плитні фундаменти, палі з бічним навантаженням і гнучкі підпірні стінки. Для матеріалів крихких і таких, що мають властивості розущільнення, необхідно приділити особливу увагу сумісності деформацій у граничному стані.

(14) У деяких випадках, наприклад, таких як кріплення котловану розпірками чи гнучкими стінами з анкерами, діапазон і розподіл величин тиску ґрунтів, зусилля і згинальні моменти в конструкції в значній мірі залежать від жорсткості конструкції, жорсткості і опору ґрунту і напруженого стану основи.

(15) При розгляді взаємодії ґрунт - конструкція слід аналізувати закономірності напружено-деформованого стану ґрунту і матеріалів конструкції і напружений стан в ґрунті, які є досить репрезентативними (характерними) для даного граничного стану, щоб давати результати з великим запасом по безпеці.

#### 2.4.2 Дії

(1)P Визначення дій береться з EN 1990:2002. Відповідні величини дій беруться з EN 1991.

(2)P Потрібно вибрати використовувані величини геотехнічних дій, якщо вони відомі до визначення результату; вони можуть мінятися на протязі цього визначення.

**ПРИМІТКА.** Величини геотехнічних дій можуть мінятися в ході визначення. У цьому випадку вони вводяться як перше наближення для початку визначення з попередньої відомої величини.

(3)P При визначенні дій, вибраних для проектування, має бути розглянута (прийнята до уваги) будь-яка взаємодія між спорудою і ґрунтом.

(4) При геотехнічному проектуванні для включення як дії необхідно бути розглянуте наступне:

- вага несkeletalних і skeletalних ґрунтів і води;
- напруження в ґрунті (основі);
- тиск ґрунту і тиск ґрунтових вод;
- тиск вільної води, у тому числі хвиль;
- тиск ґрунтових вод;
- фільтраційні сили;
- постійні і тимчасові навантаження від конструкцій;
- тимчасові навантаження (пригрузки);
- сили причалювання;
- зняття навантажень або виїмки ґрунту;
- транспортні навантаження;
- переміщення, викликані гірничими виробками

compatibility of strains or the interaction between the structure and the soil at a limit state are considered.

(13) Compatibility of strains at a limit state should be considered. Detailed analysis, allowing for the relative stiffness of structure and ground, may be needed in cases where a combined failure of structural members and the ground could occur. Examples include raft foundations, laterally loaded piles and flexible retaining walls. Particular attention should be paid to strain compatibility for materials that are brittle or that have strain-softening properties.

(14) In some problems, such as excavations supported by anchored or strutted flexible walls, the magnitude and distribution of earth pressures, internal structural forces and bending moments depend to a great extent on the stiffness of the structure, the stiffness and strength of the ground and the state of stress in the ground.

(15) In these problems of ground-structure interaction, analyses should use stress-strain relationships for ground and structural materials and stress states in the ground that are sufficiently representative, for the limit state considered, to give a safe result.

#### 2.4.2 Actions

(1)P The definition of actions shall be taken from EN 1990:2002. The values of actions shall be taken from EN 1991, where relevant.

(2)P The values of geotechnical actions to be used shall be selected, since they are known before a calculation is performed; they may change during that calculation.

**NOTE** Values of geotechnical actions may change during the course of calculation. In such cases they will be introduced as a first estimate to start the calculation with a preliminary, known value.

(3)P Any interaction between the structure and the ground shall be taken into account when determining the actions to be adopted in the design.

(4) In geotechnical design, the following should be considered for inclusion as actions:

- the weight of soil, rock and water;
- stresses in the ground;
- earth pressures and ground-water pressure;
- free water pressures, including wave pressures;
- ground-water pressures;
- seepage forces;
- dead and imposed loads from structures;
- surcharges;
- mooring forces;
- removal of load or excavation of ground;



або влаштуванням порожнин чи проходкою тунелів;

- набухання і усадка, викликані зміною рослинного покриву, клімату або вологості;
- переміщення, пов'язані з повзучістю або ковзанням чи осіданням ґрунтової маси;
- переміщення, обумовлені деградацією, дисперсією, розкладанням, самоущільненням і розчиненням;
- переміщення і прискорення, викликані землетрусами, вибухами, вібраціями і динамічними навантаженнями;
- вплив температури, включаючи промерзання;
- льодове навантаження;
- попереднє напруження в анкерах чи розпірках;
- негативне тертя.

(5)P Необхідно враховувати можливість сполучення дій, які можуть відбуватися разом чи окремо.

(6)P Тривалість дій повинна оцінюватися з врахуванням впливу часу на механічні властивості ґрунтів, особливо на дренажні властивості і стисливість дрібнозернистих ґрунтів.

(7)P Повторні дії і дії змінної інтенсивності мають бути визначені так, щоб можна було розглянути їх поведінку відносно, наприклад, довготривалих переміщень, розріджуванням ґрунтів, змін жорсткості і опору ґрунтів.

(8)P Дії, які призводять до динамічної реакції конструкції і ґрунту, мають бути визначені для окремого розгляду.

(9)P Дії, в яких переважають сили, обумовлені ґрунтовою і вільною водою, повинні визначатись для окремого розгляду стосовно деформацій, тріщиноутворення, змін водопроникності і ерозії.

ПРИМІТКА Постійні несприятливі (або дестабілізуючі) і сприятливі (або стабілізуючі) дії в деяких ситуаціях можна розглядати як такі, що мають одні витoki. При такому підході один окремий коефіцієнт може визначатись для суми цих дій чи суми їх результатів.

#### 2.4.3 Властивості ґрунтів

(1)P Геотехнічні параметри, що визначають властивості масивів ґрунтів і скельних порід з тими кількісними показниками, які були визначені для проектування, повинні бути виведені за результатами випробувань, так чи інакше безпосередньо або шляхом кореляцій, теоретично чи емпірично і за іншими придатними даними.

(2)P Величини, отримані за результатами випробувань і інших даних, повинні інтерпретуватись способом, який підходить для даного граничного стану.

(3)P Необхідно врахувати можливу різницю між властивостями ґрунту і геотехнічними параметрами, отриманими за результатами випробувань, і їх впливом на поведінку

— traffic loads;

— movements caused by mining or other caving or tunnelling activities;

— swelling and shrinkage caused by vegetation, climate or moisture changes;

— movements due to creeping or sliding or settling ground masses;

— movements due to degradation, dispersion, decomposition, self-compaction and solution;

— movements and accelerations caused by earthquakes, explosions, vibrations and dynamic loads;

— temperature effects, including frost action;

— ice loading;

— imposed pre-stress in ground anchors or struts;

— downdrag.

(5)P Consideration shall be given to the possibility of variable actions occurring both jointly and separately.

(6)P The duration of actions shall be considered with reference to time effects in the material properties of the soil, especially the drainage properties and compressibility of fine-grained soils.

(7)P Actions, which are applied repeatedly, and actions with variable intensity shall be identified for special consideration with regard to, e.g. continuing movements, liquefaction of soils, change of ground stiffness and strength.

(8)P Actions that produce a dynamic response in the structure and the ground shall be identified for special consideration.

(9)P Actions in which ground- and free-water forces predominate shall be identified for special consideration with regard to deformations, fissuring, variable permeability and erosion.

NOTE Unfavourable (or destabilising) and favourable (or stabilising) permanent actions may in some situations be considered as coming from a single source. If they are considered so, a single partial factor may be applied to the sum of these actions or to the sum of their effects.

#### 2.4.3 Ground properties

(1)P Properties of soil and rock masses, as quantified for design calculations by geotechnical parameters, shall be obtained from test results, either directly or through correlation, theory or empiricism, and from other relevant data.

(2)P Values obtained from test results and other data shall be interpreted appropriately for the limit state considered.

(3)P Account shall be taken of the possible differences between the ground properties and

геотехнічної споруди.

(4) Різниця, вказана у 2.4.3(3)P, може бути обумовлена наступними факторами:

- багато геотехнічних параметрів насправді не є постійними, а залежать від рівня напруження і виду деформації;
- структура скельних і нескельних ґрунтів (наприклад, тріщини, розшарування або крупні частки), які можуть грати різну роль у випробуванні і у геотехнічній споруді;
- ефект часу;
- розуцільнюючий ефект від фільтрації води у ґрунті чи зниження опору скельних ґрунтів;
- розуцільнюючий ефект динамічних дій;
- крихкість або пластичність випробовуваних ґрунтів і скельних порід;
- метод зведення геотехнічної споруди;
- вплив виробництва робіт на штучні або покращувані ґрунти;

- вплив будівельних робіт на властивості ґрунту.

(5) При визначенні величин геотехнічних параметрів необхідно брати до уваги наступне:

- опубліковану і загальновідому інформацію по вживанню кожного типу випробувань у відповідних ґрунтових умовах;
- величину кожного геотехнічного параметра порівняно з опублікованими даними і місцевим і загальним досвідом;
- варіації геотехнічних параметрів відповідних проекту;
- результати будь яких натурних випробувань і результати спостережень за сусідніми спорудами;
- будь які (любі) кореляції між результатами більш ніж одного випробування;
- будь-яке істотне погіршення властивостей ґрунту можливе протягом терміну служби споруди.

(6)P Де це необхідно слід застосовувати калібровочні коефіцієнти для переведення результатів лабораторних чи польових випробувань, виконаних за EN 1997-2, у величини, що відображають поведінку не скельних і скельних ґрунтів на місці їх залягання з врахуванням даного граничного стану, або для врахування кореляцій, які застосовувалися для здобуття величин, отриманих за результатами випробувань.

#### **2.4.4 Геометричні дані**

(1)P Позначки і ухили поверхні ґрунту, рівні води, рівні відстані між шарами, позначки виїмок і розміри геотехнічних конструкцій повинні розглядатись як геометричні дані.

#### **2.4.5 Характеристичні величини**

##### **2.4.5.1 Характеристичні і репрезентативні (характерні, представницькі) величини дій**

(1)P Характеристичні і репрезентативні величини дій повинні визначатися у відповідності з EN

geotechnical parameters obtained from test results and those governing the behaviour of the geotechnical structure.

(4) The differences to which 2.4.3(3)P refers can be due to the following factors:

- many geotechnical parameters are not true constants but depend on stress level and mode of deformation;
- soil and rock structure (e.g. fissures, laminations, or large particles) that may play a different role in the test and in the geotechnical structure;
- time effects;
- the softening effect of percolating water on soil or rock strength;
- the softening effect of dynamic actions;
- the brittleness or ductility of the soil and rock tested;
- the method of installation of the geotechnical structure;
- the influence of workmanship on artificially placed or improved ground;
- the effect of construction activities on the properties of the ground.

(5) When establishing values of geotechnical parameters, the following should be considered:

- published and well recognised information relevant to the use of each type of test in the appropriate ground conditions;
- the value of each geotechnical parameter compared with relevant published data and local and general experience;
- the variation of the geotechnical parameters that are relevant to the design;
- the results of any large scale field trials and measurements from neighbouring constructions;
- any correlations between the results from more than one type of test;
- any significant deterioration in ground material properties that may occur during the lifetime of the structure.

(6)P Calibration factors shall be applied where necessary to convert laboratory or field test results according to EN 1997-2 into values that represent the behaviour of the soil and rock in the ground, for the actual limit state, or to take account of correlations used to obtain derived values from the test results.

#### **2.4.4 Geometrical data**

(1)P The level and slope of the ground surface, water levels, levels of interfaces between strata, excavation levels and the dimensions of the geotechnical structure shall be treated as geometrical data.

#### **2.4.5 Characteristic values**

##### **2.4.5.1 Characteristic and representative values**

1990:2000 і деякими розділами EN 1991.

#### 2.4.5.2 Характеристичні величини геотехнічних параметрів

(1)P Вибір характеристичних величини геотехнічних параметрів повинен базуватись на результатах і визначеннях величин лабораторних і польових випробувань, додатково підтверджених досвідом.

(2)P Характеристична величина геотехнічного параметра повинна назначатись як обережна оцінка величини, що впливає на досягнення граничного стану.

(3)P Варіантність (розкид) величини  $c'$  більше, ніж  $\tan \phi'$ , що необхідно враховувати при визначенні їх характеристичних величин.

(4)P При виборі характеристичних величин геотехнічних параметрів слід враховувати наступне:

- геологічну і іншу вихідну інформацію, таку як дані попередніх проектів;
- відмінність між вимірними величинами характеристик і іншими даними, наприклад, отриманими з наявних джерел;
- об'єм виконуваних польових і лабораторних досліджень;
- тип і кількість відібраних зразків (випробувань);
- розміри зони ґрунту (основи), яка визначає поведінку геотехнічної споруди для даного граничного стану;
- здатність геотехнічної споруди передавати навантаження від слабкіших до міцніших (зон) шарів у ґрунті.

(5) Характеристичними величинами можуть бути найнижчими величинами, коли вони менше найбільш вірогідних величин, або найвищими величинами, коли вони більше.

(6)P Для кожного визначення потрібно брати найбільш несприятливе поєднання нижніх і верхніх значень незалежних параметрів.

(7) Зона основи, яка визначає поведінку геотехнічної споруди в граничному стані, за звичай набагато більше лабораторного зразка або зони основи задіяна при польових випробуваннях. Тому величина визначального параметра часто це середнє значення з інтервалу величин, що відносяться до великої площі або об'єму ґрунту. Характеристична величина повинна бути обережною оцінкою цього середнього значення.

(8) Якщо поведінка геотехнічної споруди в граничному стані, що розглядається, визначається найнижчими або найвищими значеннями характеристик ґрунту, то для характеристичної величини потрібно брати обережну оцінку найнижчого або найвищого значення в зоні, що впливає на поведінку.

(9) При виборі зони ґрунту, який визначає поведінку геотехнічної споруди в граничному

#### of actions

(1)P Characteristic and representative values of actions shall be derived in accordance with EN 1990:2002 and the various parts of EN 1991.

#### 2.4.5.2 Characteristic values of geotechnical parameters

(1)P The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall be based on results and derived values from laboratory and field tests, complemented by well-established experience.

(2)P The characteristic value of a geotechnical parameter shall be selected as a cautious estimate of the value affecting the occurrence of the limit state.

(3)P The greater variance of  $c'$  compared to that of  $\tan \phi'$  shall be considered when their characteristic values are determined.

(4)P The selection of characteristic values for geotechnical parameters shall take account of the following:

- geological and other background information, such as data from previous projects;
- the variability of the measured property values and other relevant information, e.g. from existing knowledge;
- the extent of the field and laboratory investigation;
- the type and number of samples;
- the extent of the zone of ground governing the behaviour of the geotechnical structure at the limit state being considered;
- the ability of the geotechnical structure to transfer loads from weak to strong zones in the ground.

(5) Characteristic values can be lower values, which are less than the most probable values, or upper values, which are greater.

(6)P For each calculation, the most unfavourable combination of lower and upper values of independent parameters shall be used.

(7) The zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state is usually much larger than a test sample or the zone of ground affected in an in situ test.

Consequently the value of the governing parameter is often the mean of a range of values covering a large surface or volume of the ground. The characteristic value should be a cautious estimate of this mean value.

(8) If the behaviour of the geotechnical structure at the limit state considered is governed by the lowest or highest value of the ground property, the characteristic value should be a cautious estimate of the lowest or highest value occurring in the zone governing the behaviour.

стані, необхідно враховувати, що цей граничний стан може залежати від поведінки обпертої конструкції. Наприклад, при аналізі граничної несучої здатності, якщо будівля не здатна протистояти локальному осіданню (обрушенню), визначальним параметром граничного стану для конструкції на окремо розташованих фундаментах повинен бути середній опір у кожній індивідуальній зоні ґрунту під фундаментом. В той же час, якщо будівля досить жорстка і міцна, то визначальним параметром повинно бути середнє з середніх значень індивідуальних зон під всією конструкцією або для частини зони ґрунту під будівлею.

(10) Якщо статистичні методи використовуються для вибору характеристичних величин властивостей ґрунту, то такі методи роблять відмінність між локальними і регіональними відібраними зразками (випробуваннями) і дозволяють використовувати попередні (теоретичні) відомості аналогічних властивостей ґрунту.

(11) При використанні статистичних методів характеристична величина повинна визначатися так, щоб розрахункова вірогідність найнесприятливішої величини, що визначає настання даного граничного стану, не перевищувала 5%.

**ПРИМІТКА.** З цієї точки зору обережна оцінка середнього значення полягає у виборі середнього значення обмеженої групи значень геометричного параметра з довірчою вірогідністю 95%; для локального руйнування обережна оцінка найнижчого значення визначається квантілем 5%.

(12)P Коли застосовуються стандартні таблиці характеристичних величин для досліджуваних параметрів ґрунтів, характеристична величина повинна вибиратися як дуже обережна оцінка.

#### **2.4.5.3. Характеристичні величини геометричних даних**

(1)P Характеристичні величини рівнів землі, ґрунтових вод чи вільної води повинні бути заміряні, номінальні чи оцінені із завищенням або із заниженням рівнів.

(2) Як правило, характеристичні величини рівнів землі і розмірів геотехнічних споруд чи елементів мають бути застосовані як номінальні величини.

#### **2.4.6 Проектні величини**

##### **2.4.6.1 Проектні величини дій**

(1)P Розрахункова (проектна) величина дії повинні визначатися у відповідності з EN 1990:2002.

(2)P Проектна величина дії ( $F_d$ ) повинна визначатися безпосередньо або виводитись з репрезентативної величини використовуючи наступне рівняння:

(9) When selecting the zone of ground governing the behaviour of a geotechnical structure at a limit state, it should be considered that this limit state may depend on the behaviour of the supported structure. For instance, when considering a bearing resistance ultimate limit state for a building resting on several footings, the governing parameter should be the mean strength over each individual zone of ground under a footing, if the building is unable to resist a local failure. If, however, the building is stiff and strong enough, the governing parameter should be the mean of these mean values over the entire zone or part of the zone of ground under the building.

(10) If statistical methods are employed in the selection of characteristic values for ground properties, such methods should differentiate between local and regional sampling and should allow the use of a priori knowledge of comparable ground properties.

(11) If statistical methods are used, the characteristic value should be derived such that the calculated probability of a worse value governing the occurrence of the limit state under consideration is not greater than 5%.

**NOTE** In this respect, a cautious estimate of the mean value is a selection of the mean value of the limited set of geotechnical parameter values, with a confidence level of 95%; where local failure is concerned, a cautious estimate of the low value is a 5% fractile.

(12)P When using standard tables of characteristic values related to soil investigation parameters, the characteristic value shall be selected as a very cautious value.

#### **2.4.5.3 Characteristic values of geometrical data**

(1)P Characteristic values of the levels of ground and ground-water or free water shall be measured, nominal or estimated upper or lower levels.

(2) Characteristic values of levels of ground and dimensions of geotechnical structures or elements should usually be nominal values.

#### **2.4.6 Design values**

##### **2.4.6.1 Design values of actions**

(1)P The design value of an action shall be determined in accordance with EN 1990:2002.

(2)P The design value of an action ( $F_d$ ) shall either be assessed directly or shall be derived from representative values using the following equation:



$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep}$$

3

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k$$

(2.1a)

(3)P Відповідні (призначені) величини  $\psi$  повинні братися з EN 1990:2002.

(4)P В рівнянні (2.1a) використовується окремий коефіцієнт  $\gamma_F$  для постійних і змінних ситуацій, які визначені в додатку А.

ПРИМІТКА 1 Величини окремих коефіцієнтів можуть бути надані в Національному додатку.

ПРИМІТКА 2 Рекомендовані в додатку А значення забезпечують прийнятний рівень безпеки для типових стандартних проєктів.

(5) Якщо проєктні величини геотехнічних дій оцінюються безпосередньо, величини окремих коефіцієнтів, рекомендовані в додатку А, повинні використовуватись як керівництво для визначення необхідного рівня безпеки.

(6)P При розгляді порового тиску для граничних станів з серйозними наслідками (головне це граничні стани за втратою несучої здатності), за проєктні величини повинні прийматись величини найсприятливіші у межах терміну служби споруди. Для граничних станів з менш серйозними наслідками (головне це граничні стани за непридатністю до експлуатації) проєктні величини повинні бути найнесприятливіші величини, які можуть виникнути в нормальних обставинах.

(7) В деяких випадках екстремальний тиск води по 1.5.3.5 EN 1990:2000 може розглядатися як аварійна дія.

(8) Проєктні величини порового тиску можуть бути встановлені або застосовуючи окремі коефіцієнти для характерних величин тиску води або введенням запасу по безпеці на характерний рівень води, узятий у відповідності з 2.4.4(1) P і 2.4.5.3(1) P.

(9) Необхідно враховувати наступні особливості, які можуть впливати на тиск води:

- рівень поверхні вільної води або рівень ґрунтових вод;
- сприятливий або несприятливий вплив природного або штучного дренажу з врахуванням майбутнього технічного обслуговування;
- підживлення водою за рахунок дощів, підтоплення, витоків з мереж і інших чинників;
- зміни тиску води, обумовлені зростанням або ліквідацією рослинності.

(10) Необхідно враховувати несприятливі рівні води, які можуть бути викликані змінами в режимі роботи насосів або зменшенням дренажу унаслідок засмічення, замерзання і інших чинників.

(11) За умови відсутності обґрунтування ефективності і правильного обслуговування

with

(2.1b)

(3)P Appropriate values of  $\psi$  shall be taken from EN 1990:2002.

(4)P The partial factor  $\gamma_F$  for persistent and transient situations defined in Annex A shall be used in equation (2.1a).

NOTE 1 The values of the partial factors may be set by the National annex.

NOTE 2 The recommended values in Annex A indicate the appropriate level of safety for conventional designs.

(5) If design values of geotechnical actions are assessed directly, the values of the partial factors recommended in Annex A should be used as a guide to the required level of safety.

(6)P When dealing with ground-water pressures for limit states with severe consequences (generally ultimate limit states), design values shall represent the most unfavourable values that could occur during the design lifetime of the structure. For limit states with less severe consequences (generally serviceability limit states), design values shall be the most unfavourable values, which could occur in normal circumstances.

(7) In some cases extreme water pressures complying with 1.5.3.5 of EN 1990:2002, may be treated as accidental actions.

(8) Design values of ground-water pressures may be derived either by applying partial factors to characteristic water pressures or by applying a safety margin to the characteristic water level in accordance with 2.4.4(1) P and 2.4.5.3(1) P.

(9) The following features, which may affect the water pressures should be considered:

- the level of the free water surface or the ground-water table;
- the favourable or unfavourable effects of drainage, both natural and artificial, taking account of its future maintenance;
- the supply of water by rain, flood, burst water mains or other means;
- changes of water pressures due to the growth or removal of vegetation.

(10) Consideration should be given to unfavourable water levels that may be caused by changes in the water catchment and reduced drainage due to blockage, freezing or other causes.

дренажної системи проектний рівень ґрунтових вод потрібно брати як максимально можливий рівень, який може бути позначкою поверхні землі.

#### 2.4.6.2 Проектні величини геотехнічних параметрів

(1)P Проектні величини геотехнічних параметрів ( $X_d$ ) повинні або виводитися з характеристичних величин з використанням наступного рівняння:

$$X_d = X_k / \gamma_M$$

або визначатися безпосередньо.

(2)P У рівнянні (2.2) для постійних і тимчасових ситуацій повинен застосовуватися окремий коефіцієнт  $\gamma_M$ , встановлений у Додатку А.

ПРИМІТКА 1 Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені у Національному додатку.

ПРИМІТКА 2 Рекомендовані значення у Додатку А забезпечують рівень безпеки прийнятний для типових (традиційних) проектів.

(3) Якщо проектні величини геотехнічних параметрів оцінюються безпосередньо, величини окремих коефіцієнтів, рекомендовані у Додатку А, повинні використовуватися як керівні (довідкові) для визначення необхідного рівня безпеки.

#### 2.4.6.3 Проектні величини геометричних даних

(1) Окремі коефіцієнти для дій і матеріалів ( $\gamma_F$  і  $\gamma_M$ ) враховують дуже незначні зміни геометричних даних і в цьому випадку вводити додатковий коефіцієнт запасу для геометричних даних немає необхідності.

(2)P Коли відхилення геометричних даних роблять значний вплив на надійність споруди, розрахункові величини геометричних даних ( $a_d$ ) повинні визначатися безпосередньо або виводитися з нормативних величин з використанням наступного рівняння (див. 6.3.4 EN 1990:2002):

$$a_d = a_{nom} \pm \Delta a$$

для якого величини  $\Delta a$  надані в 6.5.4(2) і 9.3.2.2.

#### 2.4.6.4 Проектні величини конструктивних параметрів

(1)P Проектні властивості опору конструктивних матеріалів і проектні опори конструктивних елементів повинні визначатися у відповідності з EN 1992 до EN 1996 і EN 1999.

#### 2.4.7 Граничні стани за втратою несучої здатності

##### 2.4.7.1 Загальні положення

(1)P Коли це доцільно, слід перевірити, що не перевищені наступні граничні стани:

- втрата рівноваги споруди або ґрунту, що розглядається як жорстке тіло, в якому опір конструктивних матеріалів і ґрунту недостатній

(11) Unless the adequacy of the drainage system can be demonstrated and its maintenance ensured, the design ground-water table should be taken as the maximum possible level, which may be the ground surface.

#### 2.4.6.2 Design values of geotechnical parameters

(1)P Design values of geotechnical parameters ( $X_d$ ) shall either be derived from characteristic values using the following equation:

$$(2.2)$$

or shall be assessed directly.

(2)P The partial factor  $\gamma_M$  for persistent and transient situations defined in Annex A shall be used in equation (2.2).

NOTE 1 The values of the partial factors may be set by the National annex.

NOTE 2 The recommended values in Annex A indicate the minimum level of safety for conventional designs.

(3) If design values of geotechnical parameters are assessed directly, the values of the partial factors recommended in Annex A should be used as a guide to the required level of safety.

#### 2.4.6.3 Design values of geometrical data

(1) The partial action and material factors ( $\gamma_F$  and  $\gamma_M$ ) include an allowance for minor variations in geometrical data and, in such cases, no further safety margin on the geometrical data should be required.

(2)P In cases where deviations in the geometrical data have a significant effect on the reliability of a structure, design values of geometrical data ( $a_d$ ) shall either be assessed directly or be derived from nominal values using the following equation (see 6.3.4 of EN 1990:2002):

$$(2.3)$$

for which values of  $\Delta a$  are given in 6.5.4(2) and 9.3.2.2

#### 2.4.6.4 Design values of structural properties

(1)P The design strength properties of structural materials and the design resistances of structural elements shall be calculated in accordance with EN 1992 to EN 1996 and EN 1999.

#### 2.4.7 Ultimate Limit States

##### 2.4.7.1 General

(1)P Where relevant, it shall be verified that the following limit states are not exceeded:

— loss of equilibrium of the structure or the ground,

для забезпечення опору (EQU);

- внутрішнє руйнування або надмірна деформація споруди чи конструктивних елементів, включаючи, наприклад, окремо розташовані фундаменти, палі або стіни підвалів, в яких опір конструктивних матеріалів є суттєвим для забезпечення опору (STR);

- руйнування або надмірна деформація ґрунту, при яких опір нескільких чи скільких ґрунтів є суттєвим для забезпечення опору (GEO);

- втрата рівноваги споруди або ґрунту, обумовлена тиском води (зважування) або іншими вертикальними діями (UPL);

- гідравлічний підйом, внутрішня ерозія (суфозія) і утворення усадних раковин у ґрунті, викликаних гідравлічними градієнтами (HYD).

**ПРИМІТКА.** Граничний стан GEO часто є критичним до призначуваних розмірів конструктивних елементів включаючи фундаменти чи конструкції кріплення і інколи для напружень конструктивних елементів.

(2)P Для постійних і змінних ситуацій слід застосовувати окремі коефіцієнти, вказані у Додатку А.

**ПРИМІТКА.** Величини окремих коефіцієнтів можуть бути надані в Національному додатку. Таблиці у Додатку А надають рекомендовані значення.

(3) Усі величини окремих коефіцієнтів для дій чи результатів дій у аварійних ситуаціях повинні зазвичай прийматись рівними 1,0. Усі величини окремих коефіцієнтів для опору повинні у цьому випадку вибиратись у відповідності з конкретними обставинами аварійної ситуації.

**ПРИМІТКА.** Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені у Національному додатку.

(4) Більш строгі величини ніж вони рекомендовані у додатку А потрібно брати у випадках аномального ризику або незвичайних чи дуже важких ґрунтів або умов навантажень.

(5) Менш строгі величини ніж вони рекомендовані в додатку А можуть застосовуватися для тимчасових споруд або тимчасових проектних ситуацій там, де відповідальність за можливі наслідки буде оправданою.

(6) При визначенні проектної величини опору ( $R_d$ ) або проектної величини результату дій ( $E_d$ ), коефіцієнти моделі ( $\gamma_{R;d}$ ) або ( $\gamma_{S;d}$ ) відповідно можуть включатись з гарантією, що результати проектування за визначеною моделлю або правильні або відхиляються у бік безпеки.

#### 2.4.7.2 Перевірка статичної рівноваги

(1)P Коли розглядається граничний стан за статичною рівновагою або загальних переміщень споруди чи ґрунту (EQU), слід перевіряти що:

$$E_{dst;d} \leq \square E_{stb;d} +$$

considered as a rigid body, in which the strengths of structural materials and the ground are insignificant in providing resistance (EQU);

— internal failure or excessive deformation of the structure or structural elements, including e.g. footings, piles or basement walls, in which the strength of structural materials is significant in providing resistance (STR);

— failure or excessive deformation of the ground, in which the strength of soil or rock is significant in providing resistance (GEO);

— loss of equilibrium of the structure or the ground due to uplift by water pressure (buoyancy) or other vertical actions (UPL);

— hydraulic heave, internal erosion and piping in the ground caused by hydraulic gradients (HYD).

**NOTE** Limit state GEO is often critical to the sizing of structural elements involved in foundations or retaining structures and sometimes to the strength of structural elements.

(2)P The partial factors in persistent and transient situations defined in Annex A shall be used.

**NOTE** The values of the partial factors may be set by the National annex. The tables in Annex A give the recommended values.

(3) All values of partial factors for actions or the effects of actions in accidental situations should normally be taken equal to 1,0. All values of partial factors for resistances should then be selected according to the particular circumstances of the accidental situation.

**NOTE** The values of the partial factors may be set by the National annex.

(4) More severe values than those recommended in Annex A should be used in cases of abnormal risk or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions.

(5) Less severe values than those recommended in Annex A may be used for temporary structures or transient design situations, where the likely consequences justify it.

(6) When calculating the design value of the resistance, ( $R_d$ ), or the design value of the effect of actions, ( $E_d$ ), model factors, ( $\gamma_{R;d}$ ) or ( $\gamma_{S;d}$ ) respectively, may be introduced to ensure that the results of the design calculation model are either accurate or err on the safe side.

#### 2.4.7.2 Verification of static equilibrium

(1)P When considering a limit state of static equilibrium or of overall displacements of the structure or ground (EQU), it shall be verified that:

$$T_d \quad (2.4)$$

з

$$E_{dst;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{dst} \quad (2.4a)$$

і

$$E_{stb;d} = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\}_{stb} \quad (2.4b)$$

(2)P Для постійних і тимчасових ситуацій в рівнянні (2.4) слід застосовувати окремі коефіцієнти, визначені в А.2(1) Р і А.2(2) Р.

ПРИМІТКА 1 Статична рівновага EQU відноситься в основному до проектування споруд. Для геотехнічного проектування перевірку EQU слід виконувати в окремих випадках, таких як жорсткий фундамент, розташований на скелі, і це в принципі окрема проблема від загальної стійкості або підйомної сили. Якщо зовсім виключити опір зсуву  $T_d$  це матиме другорядне значення.

ПРИМІТКА 2 Величини окремих коефіцієнтів можуть міститися в Національному додатку. Таблиці А.1 і А.2 дають рекомендовані значення.

#### 2.4.7.3 Перевірка споруд і ґрунту за граничними станами опору в постійних і перемінних ситуаціях

##### 2.4.7.3.1 Загальні положення

(1)P Коли розглядаються граничні стани за руйнуванням або недопустимими деформаціями конструктивного елемента або перерізу ґрунту (STR і GEO) необхідно перевірити, що:

$$\leq R_d \quad E_d \quad (2.5)$$

##### 2.4.7.3.2 Проектні результати дій

(1) Окремі коефіцієнти для дій можуть бути застосовувані або до самих дій ( $F_{rep}$ ), або до результатів цих дій ( $E$ ):

$$E_d = E\{\gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.6a)$$

або

$$E_d = \gamma_E E\{F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d\} \quad (2.6b)$$

(2) У деяких проектних ситуаціях застосування окремих коефіцієнтів для дій, що створюються або передаються ґрунтом (таких як тиск засипки чи води), може привести до непомірно високих або навіть фізично неможливих проектних величин. У цих ситуаціях коефіцієнти можуть застосовуватися безпосередньо до результатів дій, які виводяться з репрезентативних (відтворних)

with

and

(2)P The partial factors for persistent and transient situations defined in A.2(1)P and A.2(2)P shall be used in equation (2.4).

NOTE 1 Static equilibrium EQU is mainly relevant in structural design. In geotechnical design, EQU verification will be limited to rare cases, such as a rigid foundation bearing on rock, and is, in principle, distinct from overall stability or buoyancy problems. If any shearing resistance  $T_d$  is included, it should be of minor importance.

NOTE 2 The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.1 and A.2 give the recommended values.

#### 2.4.7.3 Verification of resistance for structural and ground limit states in persistent and transient situations

##### 2.4.7.3.1 General

(1)P When considering a limit state of rupture or excessive deformation of a structural element or section of the ground (STR and GEO), it shall be verified that:

##### 2.4.7.3.2 Design effects of actions

(1) Partial factors on actions may be applied either to the actions themselves ( $F_{rep}$ ) or to their effects ( $E$ ):

or

(2) In some design situations, the application of partial factors to actions coming from or through the soil (such as earth or water pressures) could lead to design values, which are unreasonable or even physically impossible. In these situations, the factors may be applied directly to the effects of actions derived from representative values of the actions.



величин дій.

(3)P В рівняннях (2.6a) і (2.6b) повинні застосовуватися окремі коефіцієнти, визначені у А.3.1(1) P і А.3.2(1) P.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені в Національному додатку. Таблиці А.3 і А.4 дають рекомендовані величини.

#### 2.4.7.3.3 Проектні опори

(1) Окремі коефіцієнти можуть застосовуватися або для параметрів ґрунту ( $X$ ) або опору ( $R$ ) або одночасно для обох, яку у наступному:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (2.7a)$$

або

or

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (2.7b)$$

або

or

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (2.7c)$$

ПРИМІТКА У проектних процедурах, де результати дій є коефіцієнтом (множником), окремий коефіцієнт для дій  $\gamma_F = 1,0$  (див. також В.3(6)).

(2)P В рівняннях (2.7a, b і c) повинні застосовуватися окремі коефіцієнти, які визначені в А.3.3.1(1) P, А.3.3.2(1) P, А.3.3.4(1) P, А.3.3.5(1) P і А.3.3.6(1) P.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені в Національному додатку. Таблиці А.5, А.6, А.7, А.8, А.12, А.13 і А.14 дають рекомендовані значення.

#### 2.4.7.3.4 Проектні Підходи

##### 2.4.7.3.4.1 Загальні положення

(1)P Спосіб, в який рівняння (2.6) і (2.7) вживаються, повинен визначатись використанням одного з трьох Проектних Підходів.

ПРИМІТКА 1 Шлях використання рівнянь (2.6) і (2.7) і особливості використовуваного Проектного Підходу можуть бути надані в Національному додатку.

ПРИМІТКА 2 Додаткові пояснення відносно Проектних Підходів включені у додаток В.

ПРИМІТКА 3 Окремі коефіцієнти у Додатку А, які застосовуються в рівняннях (2.6) і (2.7), об'єднані в групи, позначені  $A$  (для дій і результатів дій),  $M$  (для параметрів ґрунту) і  $R$  (для опору). Вони вибираються відповідно до використовуваного Проектного Підходу.

##### 2.4.7.3.4.2 Проектний Підхід 1

(1)P За винятком проектування паль з осьовим навантаженням і анкерів перевірка повинна встановити, що граничний стан за руйнуванням

(3)P The partial factors defined in A.3.1(1)P and A.3.2(1)P shall be used in equations (2.6a) and (2.6b).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.3 and A.4 give the recommended values.

#### 2.4.7.3.3 Design resistances

(1) Partial factors may be applied either to ground properties ( $X$ ) or resistances ( $R$ ) or to both, as follows:

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\} \quad (2.7a)$$

or

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k; a_d\}/\gamma_R \quad (2.7b)$$

or

$$R_d = R\{\gamma_F F_{rep}; X_k/\gamma_M; a_d\}/\gamma_R \quad (2.7c)$$

NOTE In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for actions  $\gamma_F = 1,0$ . (see also B.3(6))

(2)P The partial factors, defined in A.3.3.1(1)P, A.3.3.2(1)P, A.3.3.4(1)P, A.3.3.5(1)P and A.3.3.6(1)P shall be used in equations (2.7a, b, and c).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.5, A.6, A.7, A.8, A.12, A.13 and A.14 give the recommended values.

#### 2.4.7.3.4 Design Approaches

##### 2.4.7.3.4.1 General

(1)P The manner in which equations (2.6) and (2.7) are applied shall be determined using one of three Design Approaches.

NOTE 1 The way to use equations (2.6) and (2.7) and the particular Design Approach to be used may be given in the National annex.

NOTE 2 Further clarification of the Design Approaches is provided in Annex B.

NOTE 3 The partial factors in Annex A to be used in equations (2.6) and (2.7) are grouped in sets denoted by  $A$  (for actions or effects of actions),  $M$  (for soil parameters) and  $R$  (for resistances). They are selected according to the Design Approach used.

##### 2.4.7.3.4.2 Design Approach 1

(1)P Except for the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of

або недопустимою деформацією не досягнутий для двох наступних сполучень наборів окремих коефіцієнтів:

Сполучення 1:  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R1$

Сполучення 2:  $A2 \llcorner+ \gg M2 \llcorner+ \gg R1$

де  $\llcorner+ \gg$  означає "сполучення з"

**ПРИМІТКА** У Сполученнях 1 і 2 окремі коефіцієнти застосовуються до дій і до характеристик опору ґрунту.

(2)P Для проектування паль на дію осьових навантажень і анкерів необхідно перевірити, що граничний стан за руйнуванням або недопустимою деформацією не досягнутий для двох наступних сполучень наборів окремих коефіцієнтів:

Сполучення 1 :  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R1$

Сполучення 2 :  $A2 \llcorner+ \gg (M1 \text{ або } M2) \llcorner+ \gg R4$

**ПРИМІТКА 1** У Сполученні 1 окремі коефіцієнти застосовуються до дій і характеристик опору ґрунту. У Сполученні 2 окремі коефіцієнти застосовуються до дій, опору ґрунту і інколи до характеристик опору ґрунту.

**ПРИМІТКА 2** У Сполученні 2 набір  $M1$  застосовується для визначень опору паль або анкерів і набір  $M2$  для визначень несприятливих дій на палі внаслідок, наприклад, негативного тертя або поперечного навантаження.

(3) Якщо очевидно, що одне з двох сполучень є визначальним для проектування, у визначенні для іншого сполучення немає необхідності. В той же час інші сполучення можуть бути критичними в інших аспектах для одного і того ж проекту.

#### **2.4.7.3.4.3 Проектний Підхід 2**

(1)P Необхідно перевірити, що граничний стан за руйнуванням або недопустимою деформацією не буде досягнутий при наступному сполученні наборів окремих коефіцієнтів:

Сполучення:  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R2$

**ПРИМІТКА 1** У цьому підході окремі коефіцієнти можуть застосовуватися до дій або до результатів дій і до опору ґрунту.

**ПРИМІТКА 2** Якщо цей підхід застосовується для аналізів схилу і загальної стійкості, результуючий вплив дій на поверхні руйнування помножується на  $\gamma_E$  і загальний опір зрушенню вздовж поверхні руйнування ділиться на  $\gamma_{R,e}$ .

#### **2.4.7.3.4.4 Проектний Підхід 3**

(1)P Необхідно перевірити, що граничний стан за руйнуванням або недопустимою деформацією не досягається при наступному сполученні наборів окремих коефіцієнтів:

Сполучення:  $(A1^* \text{ або } A2^\dagger) \llcorner+ \gg M2 \llcorner+ \gg R3$

\* для дій від споруди;

† для геотехнічних дій

**ПРИМІТКА 1** У цьому підході окремі коефіцієнти застосовуються до дій або до результатів дій від споруди і до характеристик опору ґрунту.

**ПРИМІТКА 2** При аналізах схилу або загальної стійкості дії на ґрунт (наприклад, дії споруд,

partial factors:

Combination 1:  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R1$

Combination 2:  $A2 \llcorner+ \gg M2 \llcorner+ \gg R1$

where  $\llcorner+ \gg$  implies: "to be combined with".

**NOTE** In Combinations 1 and 2, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters.

(2)P For the design of axially loaded piles and anchors, it shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with either of the following combinations of sets of partial factors:

Combination 1:  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R1$

Combination 2:  $A2 \llcorner+ \gg (M1 \text{ or } M2) \llcorner+ \gg R4$

**NOTE 1** In Combination 1, partial factors are applied to actions and to ground strength parameters. In Combination 2, partial factors are applied to actions, to ground resistances and sometimes to ground strength parameters.

**NOTE 2** In Combination 2, set  $M1$  is used for calculating resistances of piles or anchors and set  $M2$  for calculating unfavourable actions on piles owing e.g. to negative skin friction or transverse loading.

(3) If it is obvious that one of the two combinations governs the design, calculations for the other combination need not be carried out. However, different combinations may be critical to different aspects of the same design.

#### **2.4.7.3.4.3 Design Approach 2**

(1)P It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination:  $A1 \llcorner+ \gg M1 \llcorner+ \gg R2$

**NOTE 1** In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions and to ground resistances.

**NOTE 2** If this approach is used for slope and overall stability analyses the resulting effect of the actions on the failure surface is multiplied by  $\gamma_E$  and the shear resistance along the failure surface is divided by  $\gamma_{R,e}$ .

#### **2.4.7.3.4.4 Design Approach 3**

(1)P It shall be verified that a limit state of rupture or excessive deformation will not occur with the following combination of sets of partial factors:

Combination:  $(A1^* \text{ or } A2^\dagger) \llcorner+ \gg M2 \llcorner+ \gg R3$

\*on structural actions

†on geotechnical actions

**NOTE 1** In this approach, partial factors are applied to actions or to the effects of actions from the structure and to ground strength parameters.

**NOTE 2** For slope and overall stability analyses, actions on the soil (e.g. structural actions, traffic

транспортні навантаження) розглядаються як геотехнічні дії з застосуванням наборів окремих коефіцієнтів навантажень A2.

#### 2.4.7.4 Перевірочна процедура і окремі коефіцієнти для зважувального тиску (UPL)

(1)P Перевірка за зважувальним тиском (UPL), повинна встановити, що проектна величина сполучення постійних і змінних вертикальних дестабілізуючих дій ( $V_{dst;d}$ ) менше або дорівнює сумі проектної величини постійних вертикальних стабілізуючих дій ( $G_{stb;d}$ ) і проектної величини всього додаткового опору зважувальному тиску ( $R_d$ ):

$$V_{dst;d} \leq G_{stb;d} + R_d$$

де

$$V_{dst;d} = G_{dst;d} + Q_{dst;d}$$

(2) Додатковий опір зважувальному тиску також може розглядатися як постійна вертикальна стабілізуюча дія ( $G_{stb;d}$ ).

(3)P В рівнянні (2.8) повинні застосовуватися окремі коефіцієнти, введені для  $G_{dst;d}$ ,  $Q_{dst;d}$ ,  $G_{stb;d}$  і  $R_d$  для постійних і тимчасових ситуацій встановлені в A.4(1)P і A.4(2)P.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені в Національному додатку. Таблиці A.15 і A.16 дають рекомендовані значення.

#### 2.4.7.5 Перевірка опору руйнуванню при піднятті від фільтрації води у ґрунті

(1)P Коли розглядаються граничні стани за руйнуванням при піднятті від фільтрації води у ґрунті (HYD, див. 10.3), потрібно перевірити для кожного конкретного ґрунтового стовпчика, що проектна величина повного дестабілізуючого порового тиску ( $u_{dst;d}$ ) в основі стовпчика або проектна величина фільтраційної сили в стовпчику ( $S_{dst;d}$ ) менше або дорівнює повному вертикальному стабілізуючому напруженню ( $\sigma_{stb;d}$ ) в основі стовпчика або об'ємній вазі ґрунту у воді ( $G'_{stb;d}$ ) в тому ж стовпчику, відповідно:

$$u_{dst;d} \leq \sigma_{stb;d} \tag{2.9a}$$

$$S_{dst;d} \leq G'_{stb;d} \tag{2.9b}$$

(2)P В рівняннях 2.9a і 2.9b для  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$ ,  $S_{dst;d}$  і  $G'_{stb;d}$  для постійних і проміжних ситуацій повинні використовуватися окремі коефіцієнти, визначені в A.5(1)P.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені в Національному додатку. Таблиця A.17 надає рекомендовані значення.

load) are treated as geotechnical actions by using the set of load factors A2.

#### 2.4.7.4 Verification procedure and partial factors for uplift

(1)P Verification for uplift (UPL) shall be carried out by checking that the design value of the combination of destabilising permanent and variable vertical actions ( $V_{dst;d}$ ) is less than or equal to the sum of the design value of the stabilising permanent vertical actions ( $G_{stb;d}$ ) and of the design value of any additional resistance to uplift ( $R_d$ ):

$$(2.8)$$

where

(2) Additional resistance to uplift may also be treated as a stabilising permanent vertical action ( $G_{stb;d}$ ).

(3)P The partial factors for  $G_{dst;d}$ ,  $Q_{dst;d}$ ,  $G_{stb;d}$  and  $R_d$  for persistent and transient situations defined in A.4(1)P and A.4(2)P shall be used in equation (2.8).

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Tables A.15 and A.16 give the recommended values.

#### 2.4.7.5 Verification of resistance to failure by heave due to seepage of water in the ground

(1)P When considering a limit state of failure due to heave by seepage of water in the ground (HYD, see 10.3), it shall be verified, for every relevant soil column, that the design value of the destabilising total pore water pressure ( $u_{dst;d}$ ) at the bottom of the column, or the design value of the seepage force ( $S_{dst;d}$ ) in the column is less than or equal to the stabilising total vertical stress ( $\sigma_{stb;d}$ ) at the bottom of the column, or the submerged weight ( $G_{stb;d}$ ) of the same column:

$$(2.9a)$$

$$(2.9b)$$

(2)P The partial factors for  $u_{dst;d}$ ,  $\sigma_{stb;d}$ ,  $S_{dst;d}$  and  $G'_{stb;d}$  for persistent and transient situations defined in A.5(1)P shall be used in equations 2.9a and 2.9b.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. Table A.17 gives the recommended values.

#### 2.4.8 Serviceability limit states

#### 2.4.8 Граничні стани за придатністю до експлуатації

(1)P Перевірка граничних станів за придатністю до експлуатації в ґрунті або в перерізі конструкції, елементі чи стику повинна завжди вимагати що:

$$\leq \square C_d,$$

або виконуватися за допомогою методу, наданого у 2.4.8(4).

(2) Величина окремих коефіцієнтів граничного стану за непридатністю до експлуатації зазвичай береться рівній 1,0.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути розміщені в Національному додатку.

(3) Характеристичні величини повинні змінюватися в разі змін властивостей ґрунтів наприклад, у зв'язку з пониженням рівня ґрунтових вод або обезводненням, які можуть виникнути протягом терміну служби споруди.

(4) Можна перевірити (підтвердити), що достатньо невелика частина опору ґрунту задіяна для збереження деформацій в межах вимог граничного стану за придатністю до експлуатації, умовно цей спрощений підхід обмежується такими проектними ситуаціями де:

- величина деформації не потрібна для перевірки граничних станів за придатністю до експлуатації;
- встановлено порівнянний з існуючим досвід з аналогічним ґрунтом, спорудами і застосовуваним методом.

(5)P Обмежуючою величиною для певної деформації є величина, при якій граничний стан за придатністю до експлуатації, такий як недопустимі тріщини або заклинювання дверей вважається досягнутим в несучій споруді. Ця обмежуюча величина повинна бути узгоджена при проектуванні несучої споруди.

#### 2.4.9 Обмежуючі величини переміщень фундаментів

(1)P При проектуванні фундаментів повинні бути встановлені обмежуючі величини переміщень фундаментів.

ПРИМІТКА Допустимі переміщення фундаментів можуть бути розміщені в Національному додатку.

(2)P Будь-яке нерівномірне переміщення фундаментів, що викликає деформації в несучих конструкціях, повинно бути обмежене, щоб воно не приводило до досягнення граничного стану в несучій конструкції.

(3)P Вибір проектних величин для обмеження переміщень і деформацій необхідно робити враховуючи наступне:

- достовірність, з якою прийнятна величина переміщення може бути точно встановлена;

(1)P Verification for serviceability limit states in the ground or in a structural section, element or connection, shall either require that:

(2.10)

or be done through the method given in 2.4.8(4).

(2) Values of partial factors for serviceability limit states should normally be taken equal to 1,0.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex.

(3) Characteristic values should be changed appropriately if changes of ground properties e.g. by ground-water lowering or desiccation, may occur during the life of the structure.

(4) It may be verified that a sufficiently low fraction of the ground strength is mobilised to keep deformations within the required serviceability limits, provided this simplified approach is restricted to design situations where:

- a value of the deformation is not required to check the serviceability limit state;
- established comparable experience exists with similar ground, structures and application method.

(5)P A limiting value for a particular deformation is the value at which a serviceability limit state, such as unacceptable cracking or jamming of doors, is deemed to occur in the supported structure. This limiting value shall be agreed during the design of the supported structure.

#### 2.4.9 Limiting values for movements of foundations

(1)P In foundation design, limiting values shall be established for the foundation movements.

NOTE Permitted foundation movements may be set by the National annex.

(2)P Any differential movements of foundations leading to deformation in the supported structure shall be limited to ensure that they do not lead to a limit state in the supported structure.

(3)P The selection of design values for limiting movements and deformations shall take account of the following:

- the confidence with which the acceptable value of the movement can be specified;
- the occurrence and rate of ground movements;
- the type of structure;
- the type of construction material;



- розташування і швидкість переміщень ґрунту;
- тип споруди (конструкції);
- тип будівельного матеріалу;
- тип фундаменту;
- тип ґрунту;
- характер деформації;
- передбачуване використання споруди (конструкції);
- потреба гарантії відсутності проблем з інженерними мережами на вході в споруду.

(4)Р Визначення нерівномірного осідання повинні містити наступне:

- розташування і швидкість осідань і переміщень ґрунту;
- випадкові і систематичні зміни властивостей ґрунту;
- розподіл навантажень;
- метод будівництва (включаючи послідовність навантажень);
- жорсткість споруди в процесі і після будівництва.

ПРИМІТКА У відсутності обумовлених граничних величин деформацій конструкції несучої споруди можуть бути застосовані величини деформацій конструкцій і переміщень фундаментів, надані у додатку Н.

### **2.5 Проектування за попереднім досвідом**

(1) У проектних ситуаціях, коли визначувані моделі відсутні або не потрібні, перевищення граничних станів можна уникнути застосуванням проектування за досвідом. Це включає змінні і основні консервативні правила проектування і звертає увагу на визначення і контроль матеріалів, виробництво робіт, захист і процедури технічного обслуговування.

ПРИМІТКА Посилання на такі змінні і основні консервативні правила можуть бути надані у Національному додатку.

(2) Проектування за попереднім досвідом може використовуватись, коли є співставлюваний досвід, як передбачено в 1.5.2.2, який робить непотрібними проектування за визначенням. Це може також застосовуватись для визначення тривалої дії морозів і хімічних чи біологічних чинників, для яких прямі визначення у більшості випадків не підходять.

### **2.6 Випробування навантаженнями і випробування на експериментальних моделях**

(1)Р Коли результати випробувань навантаженнями або випробувань на моделях крупного або малого масштабу використовуються для обґрунтування проектуванні або в порядку доповнення однієї з інших альтернатив, згаданих в 2.1(4), наступні фактори необхідно розглядати і враховувати для:

- різниці в стані ґрунту між випробуванням і реальною спорудою;
- чиннику часу, особливо, коли тривалість

- the type of foundation;
- the type of ground;
- the mode of deformation;
- the proposed use of the structure;
- the need to ensure that there are no problems with the services entering the structure.

(4)P Calculations of differential settlement shall take account of:

- the occurrence and rate of settlements and ground movements;
- random and systematic variations in ground properties;
- the loading distribution;
- the construction method (including the sequence of loading);
- the stiffness of the structure during and after construction.

NOTE In the absence of specified limiting values of structural deformations of the supported structure, the values of structural deformation and foundation movement given in Annex H may be used.

### **2.5 Design by prescriptive measures**

(1) In design situations where calculation models are not available or not necessary, exceeding limit states may be avoided by the use of prescriptive measures. These involve conventional and generally conservative rules in the design, and attention to specification and control of materials, workmanship, protection and maintenance procedures.

NOTE Reference to such conventional and generally conservative rules may be given in the National annex.

(2) Design by prescriptive measures may be used where comparable experience, as defined in 1.5.2.2, makes design calculations unnecessary. It may also be used to ensure durability against frost action and chemical or biological attack, for which direct calculations are not generally appropriate.

### **2.6 Load tests and tests on experimental models**

(1)P When the results of load tests or tests on large or small scale models are used to justify a design, or in order to complement one of the other alternatives mentioned in 2.1(4), the following features shall be considered and allowed for:

- differences in the ground conditions between the test and the actual construction;
- time effects, especially if the duration of the test is much less than the duration of loading of the actual construction;

випробування набагато менша, ніж тривалість дії навантаження в реальній конструкції;

- масштабних ефектів, особливо якщо використовуються малі моделі.

Ефекти від рівнів напружень необхідно розглядати сумісно з ефектами від розміру часток.

(2) Випробування можуть проводитися на зразку реальної конструкції або на моделях великого або малого масштабу.

### **2.7. Метод спостережень**

(1) Коли прогноз геотехнічної поведінки утруднений, доцільно застосувати підхід, відомий як “метод спостережень”, в якому проект переглядається в ході будівництва.

(2) До початку будівництва повинні бути виконані наступні вимоги:

- повинні бути встановлені прийнятні межі поведінки;

- повинен бути оцінений діапазон можливої поведінки і повинно бути доведено, що є прийнятна вірогідність того, що реальна поведінка буде в знаходитись прийнятних межах;

- повинен бути розроблений план моніторингу, який буде показувати чи буде реальна поведінка знаходитись (лежати) в прийнятних межах. Моніторинг (спостереження) повинен проводитись чітко, на достатньо ранній стадії і з достатньо короткими інтервалами, дозволяючими прийняти передбачувані дії для гарантування успіху;

- час реагування вимірювальних приладів і процедури аналізу результатів повинні бути досить оперативними в порівнянні з вірогідною еволюцією поведінки системи;

- повинен бути розроблений план можливих дій, який може бути змінений, якщо моніторинг виявить поведінку за прийнятними межами.

(3)P В процесі будівництва моніторинг повинен проводитися до кінця як заплановано.

(4)P Результати моніторингу повинні аналізуватися на кожному етапі і повинні бути оперативно застосовані заплановані можливі дії, якщо виявиться, що ситуація виходить за прийнятні межі.

(5)P Моніторингове обладнання потрібно або замінити або доповнити, якщо воно не відповідає вимогам забезпечення достовірних даних відповідного типу чи у достатньому обсязі.

### **2.8 Звіт з геотехнічного проектування**

(1)P Передумови, дані, методи визначення і результати перевірок безпеки і придатності до експлуатації повинні бути включені до Звіту з Геотехнічного Проектування.

(2)P Детальність Звіту з Геотехнічного Проектування може значно відрізнятись залежно від типу проекту. Для простих проектів може бути достатньо одного аркуша.

(3) Звіт з Геотехнічного Проектування, в принципі,

— scale effects, especially if small models are used.

The effects of stress levels shall be considered, together with the effects of particle size.

(2) Tests may be carried out on a sample of the actual construction or on full scale or smaller scale models.

### **2.7 Observational method**

(1) When prediction of geotechnical behaviour is difficult, it can be appropriate to apply the approach known as "the observational method", in which the design is reviewed during construction.

(2)P The following requirements shall be met before construction is started:

— acceptable limits of behaviour shall be established;

— the range of possible behaviour shall be assessed and it shall be shown that there is an acceptable probability that the actual behaviour will be within the acceptable limits;

— a plan of monitoring shall be devised, which will reveal whether the actual behaviour lies within the acceptable limits. The monitoring shall make this clear at a sufficiently early stage, and with sufficiently short intervals to allow contingency actions to be undertaken successfully;

— the response time of the instruments and the procedures for analysing the results shall be sufficiently rapid in relation to the possible evolution of the system;

— a plan of contingency actions shall be devised, which may be adopted if the monitoring reveals behaviour outside acceptable limits.

(3)P During construction, the monitoring shall be carried out as planned.

(4)P The results of the monitoring shall be assessed at appropriate stages and the planned contingency actions shall be put into operation if the limits of behaviour are exceeded.

(5)P Monitoring equipment shall either be replaced or extended if it fails to supply reliable data of appropriate type or in sufficient quantity.

### **2.8 Geotechnical Design Report**

(1)P The assumptions, data, methods of calculation and results of the verification of safety and serviceability shall be recorded in the Geotechnical Design Report.

(2) The level of detail of the Geotechnical Design Reports will vary greatly, depending on the type of design. For simple designs, a single sheet may be sufficient.

(3) The Geotechnical Design Report should normally include the following items, with crossreference to the Ground Investigation Report

повинен включати наступні відомості із посиланнями на Звіт з Дослідження Ґрунтів (дивись 3.4) і інші документи, які містять більше деталей:

- опис ділянки і навколишньої території;
- опис ґрунтових умов;
- опис передбачуваного будівництва, включаючи дії;
- проектні величини характеристик нескельних і скельних ґрунтів, включаючи обґрунтування як необхідне;
- посилання на застосовувані коди і стандарти;
- висновки щодо придатності ділянки для зведення проєктованої споруди і рівня прийнятних ризиків;

- геотехнічний проєкт з визначеннями і кресленнями;

- рекомендації з проєктування фундаментів;
- перелік позицій, намічених для контролю у ході будівництва або необхідності технічного обслуговування чи моніторингу.

(4)P Звіт з Геотехнічного Проєктування повинен включати план спостережень і моніторингу як необхідний. Позиції, де потрібний контроль при будівництві або технічний нагляд після його закінчення, мають бути чітко визначені. Якщо під час будівництва необхідні заходи щодо контролю були виконані, вони повинні бути зареєстровані у додатку до Звіту.

(5) У відношенні нагляду і моніторингу Звіт з Геотехнічного Проєктування повинен констатувати :

- мету кожної групи спостережень і вимірів;
- частини споруди, де повинен проводитись моніторинг і визначення місць, у яких повинен проводитись нагляд;
- періодичність, з якою беруться відліки;

- спосіб, у який мають оцінюватись результати;
- діапазони величин, в межах яких очікуються результати;
- період часу, протягом якого моніторинг має бути продовжений після закінчення будівництва;
- сторони відповідальні за проведення вимірів і нагляду, за інтерпретацію отриманих результатів і за технічне обслуговування вимірювальних приладів.

(6)P Витяг зі Звіту з Геотехнічного Проєктування, що містить умови контролю, моніторингу і догляду за устаткуванням для всієї споруди, повинен передатися заказнику /володарю.

(see 3.4) and to other documents, which contain more detail:

- a description of the site and surroundings;
- a description of the ground conditions;
- a description of the proposed construction, including actions;
- design values of soil and rock properties, including justification, as appropriate;

- statements on the codes and standards applied;
- statements on the suitability of the site with respect to the proposed construction and the level of acceptable risks;
- geotechnical design calculations and drawings;

- foundation design recommendations;
- a note of items to be checked during construction or requiring maintenance or monitoring.

(4)P The Geotechnical Design Report shall include a plan of supervision and monitoring, as appropriate. Items, which require checking during construction or, which require maintenance after construction shall be clearly identified. When the required checks have been carried out during construction, they shall be recorded in an addendum to the Report.

(5) In relation to supervision and monitoring the Geotechnical Design Report should state:

- the purpose of each set of observations or measurements;
- the parts of the structure, which are to be monitored and the locations at which observations are to be made;
- the frequency with which readings are to be taken;
- the ways in which the results are to be evaluated;
- the range of values within which the results are to be expected;
- the period of time for which monitoring is to continue after construction is complete;
- the parties responsible for making measurements and observations, for interpreting the results obtained and for maintaining the instruments.

(6)P An extract from the Geotechnical Design Report, containing the supervision, monitoring and maintenance requirements for the completed structure, shall be provided to the owner/client.

### **Розділ 3. Геотехнічні дані**

#### **3.1 Загальні положення**

(1)Р Завжди слід ретельно проводити збір, реєстрацію і інтерпретацію геотехнічної інформації. Ця інформація повинна включати геологію, геоморфологію, сейсмічність, гідрологію і історію ділянки. Необхідно брати до уваги показники неоднорідності ґрунту.

(2)Р Геотехнічні дослідження (вишукування) повинні плануватися з врахуванням вимог будівництва і експлуатаційних властивостей проєктованої споруди. Обсяг геотехнічних вишукувань повинні постійно передивлятися у

### **Section 3 Geotechnical data**

#### **3.1 General**

(1)P Careful collection, recording and interpretation of geotechnical information shall always be made. This information shall include geology, geomorphology, seismicity, hydrology and history of the site. Indications of the variability of the ground shall be taken into account.

(2)P Geotechnical investigations shall be planned taking into account the construction and performance requirements of the proposed structure. The scope of geotechnical investigations shall be continuously reviewed as new information is



міру здобуття нової інформації в ході виконання роботи.

(3)P Стандартні польові вишукування і лабораторні дослідження повинні виконуватись і представлятись у відповідності з міжнародними признаними нормами і рекомендаціями. Повинно бути повідомлено про відхилення від цих норм і вимоги до додаткових випробувань.

(4) Вимоги до лабораторних і польових випробувань повинні бути взяті з EN 1997-2.

### **3.2 Геотехнічні (вишукування) дослідження**

#### **3.2.1 Загальні положення**

(1)P Геотехнічні дослідження повинні забезпечувати достатній об'єм даних про ґрунти і режим ґрунтових вод на ділянці будівництва і прилеглий території, для правильного опису основних властивостей ґрунтів і надійних оцінок величин характеристик ґрунту для використання в проектних визначеннях.

(2)P Склад і обсяги геотехнічних досліджень повинні регулюватись відповідно до конкретного етапу досліджень (вишукувань) і геотехнічної категорії (дивись EN 1997-2, розділ 2).

(3) Для особливо крупних або незвичайних будівель, для споруд, пов'язаних з підвищеним ризиком або незвичайними чи особливо важкими ґрунтами або умовами навантаження і споруд в зонах підвищеної сейсмічності може статися, що ступінь геотехнічних досліджень визначений EN 1997, буде недостатнім для задоволення проектних вимог.

(4) Якщо характер і об'єм вишукувань обумовлені Геотехнічною Категорією споруди, ґрунтові умови, які можуть впливати на вибір даної Геотехнічної Категорії, повинні бути визначені якомога раніше при вишукуваннях.

(5) Вишукування повинні включати візуальний огляд майданчика для можливості перевірки проектних передумов в ході будівництва.

#### **3.2.2 Попередні (вишукування) дослідження**

(1)P Попередні дослідження повинні виконуватись для:

- оцінки загальної придатності ділянки;
- порівняння з альтернативними ділянками, при доречності;
- оцінки змін, які можуть бути викликані виконання робіт;
- планування проектування і контролю досліджень включаючи ідентифікацію залягаючих ґрунтів, які можуть істотно впливати на поведінку споруди;
- визначення кар'єрів, при доречності.

#### **3.2.3 Проектні вишукування (дослідження)**

(1)P Проектні дослідження повинні виконуватись для:

- забезпечення інформацією, необхідною для адекватного проектування тимчасових і постійних об'єктів;
- отримання інформації, необхідної для

obtained during execution of the work.

(3)P Routine field investigations and laboratory testing shall be carried out and reported generally in accordance with internationally recognised standards and recommendations. Deviations from these standards and additional test requirements shall be reported.

(4) Requirements for laboratory and field-testing should be taken from EN 1997-2.

### **3.2 Geotechnical investigations**

#### **3.2.1 General**

(1)P Geotechnical investigations shall provide sufficient data concerning the ground and the ground-water conditions at and around the construction site for a proper description of the essential ground properties and a reliable assessment of the characteristic values of the ground parameters to be used in design calculations.

(2)P The composition and amount of the geotechnical investigations shall be adjusted to the particular investigation phase and the geotechnical category (see EN 1997-2, Section 2).

(3) For very large or unusual structures, structures involving abnormal risks or unusual or exceptionally difficult ground or loading conditions, and structures in highly seismic areas, it is possible that the extent of investigations specified in EN 1997 will not be sufficient to meet the design requirements.

(4) If the character and extent of the investigations are related to the Geotechnical Category of the structure, ground conditions that may influence the choice of Geotechnical Category should be determined as early as possible in the investigation.

(5) The investigations should include visual inspections of the site to enable the design assumptions to be verified during construction.

#### **3.2.2 Preliminary investigations**

(1)P Preliminary investigations shall be carried out:

- to assess the general suitability of the site;
- to compare alternative sites, if relevant;
- to estimate the changes that may be caused by the proposed works;
- to plan the design and control investigations, including identification of the extent of ground, which may have significant influence on the behaviour of the structure;
- to identify borrow areas, if relevant.

#### **3.2.3 Design investigations**

(1)P Design investigations shall be carried out:

- to provide the information required for an adequate design of the temporary and permanent works;
- to provide the information required to plan the method of construction;

планування методу виробництва робіт;

- визначення будь яких труднощів, які можуть виникати на протязі будівництва.

(2)P Проектні дослідження повинні надійно визначати розташування і властивості всіх ґрунтів, що відносяться або впливають на передбачуване будівництво.

(3)P Параметри, які впливають на здатність споруди задовольняти її експлуатаційним показникам, повинні бути визначені до початку остаточного проекту.

(4)P Для повної упевненості, що проектними дослідженнями охоплені всі ґрунтові формації, особлива увага повинна бути приділена наступним геологічним особливостям:

- геологічному профілю;  
- природним і техногенним порожнинам;  
- деградації (еволюції) скельних, нескельних ґрунтів чи насипних матеріалів;  
- гідрогеологічним ефектам;  
- розломам, тріщинам і іншим порушенням суцільності;  
- повзучості ґрунтів і скельних масивів;  
- набуханню і просіданню ґрунтів і скельних порід;  
- присутність відходів і техногенних матеріалів.

(5)P Необхідно врахувати історію ділянки і прилеглої території.

(6) Дослідженнями повинні виконуватись якнайменше для тих формацій, які відносяться до проекту.

(7)P В процесі досліджень повинні бути встановлені рівні ґрунтових вод. Повинні бути зафіксовані будь які рівні вільної води, що відмічені під час досліджень (дивись EN 1997-2).

(8) Слід встановлювати екстремальні рівні будь якого вод одного джерела, яке може вплинути на тиску ґрунтової води.

(9)P Слід встановлювати розташування і продуктивність будь яких свердловин водовідкачувань або водовідведення поблизу ділянки будівництва.

### **3.3 Оцінка геотехнічних параметрів**

#### **3.3.1 Загальні положення**

(1) У наступному вимоги стосуються оцінки геотехнічних параметрів тільки найбільш широко використовуваних у польових і лабораторних випробуваннях, на які є посилання. Вживання інших видів випробувань можливе, якщо їх придатність буде доведена шляхом порівняльного досвіду.

#### **3.3.2 Характеристика типа нескельного і скельного ґрунту**

(1)P Тип і основні складові скельного або нескельного ґрунту повинні бути визначені до інтерпретації результатів інших випробувань.

(2)P Матеріал повинен бути вивчений, ідентифікований і описаний у відповідності до загальноприйнятої класифікації. Повинна бути

— to identify any difficulties that may arise during construction.

(2)P The design investigation shall identify in a reliable way the disposition and properties of all ground relevant to or affected by the proposed construction.

(3)P The parameters, which affect the ability of the structure to satisfy its performance criteria shall be established before the start of the final design.

(4) In order to ensure that the design investigation covers all relevant ground formations, particular attention should be paid to the following geological features:

— ground profile;  
— natural or man-made cavities;  
— degradation of rocks, soils, or fill materials;  
— hydrogeological effects;  
— faults, joints and other discontinuities;

— creeping soil and rock masses;  
— expansible and collapsible soils and rocks;  
— presence of waste or man-made materials.

(5)P The history of the site and its surroundings shall be taken into account.

(6)P The investigation shall be carried out at least through the formations, which are assessed as being relevant to the project.

(7)P The existing ground-water levels shall be established during the investigation. Any free water levels observed during the investigation shall be recorded (see EN 1997-2).

(8) The extreme water levels of any water source, which might influence the ground-water pressures should be established.

(9)P The location and capacities of any dewatering or water abstraction wells in the vicinity of the site shall be established.

### **3.3 Evaluation of geotechnical parameters**

#### **3.3.1 General**

(1) In the following requirements concerning the evaluation of geotechnical parameters, only the most commonly used laboratory and field tests have been referred to. Other tests may be used provided their suitability has been demonstrated through comparable experience.

#### **3.3.2 Characterisation of soil and rock type**

(1)P The character and basic constituents of the soil or rock shall be identified before the results of other tests are interpreted.

(2)P The material shall be examined, identified and described in accordance with a recognized nomenclature. A geological evaluation shall be made.

зроблена геологічна оцінка.

(3) Класифікація ґрунтів і опис шарів виконуються відповідно до загальноприйнятої системи класифікації і опису ґрунтів.

(4) Скельні ґрунти слід класифікувати з точки зору якості вміщаючої породи і тріщинуватості. Якість породи слід описувати у поняттях вивітрюваність, структура часток, розміри переважаючих мінеральних часток, твердості і міцності (щільності) основного мінералу. Тріщинуватість слід характеризувати в поняттях типу з'єднання, ширини, проміжку і якості заповнювача.

(5) У доповнення до візуального обстеження можуть застосовуватися ряд тестів для класифікації, ідентифікації і визначення нескельних і скельних ґрунтів (дивись EN 1997-2), такі як для нескельних ґрунтів:

- гранулометричний склад;
  - об'ємна вага;
  - пористість;
  - вологість;
  - форма часток;
  - шорсткість поверхні часток;
  - показник щільності;
  - границі Аттерберга;
  - набухання;
  - вміст карбонатів;
  - вміст органічного матеріалу;
- для скельних ґрунтів:
- мінералогія;
  - петрографія;
  - вологість;
  - об'ємна вага;
  - пористість;
  - швидкість звуку;
  - швидкість водопоглинання;
  - набухання;
  - показник довговічності;
  - опір одноосьовому стискуванню.

### 3.3.3 Об'ємна вага

(1)P Об'ємна вага повинна бути визначена з достатньою мірою точності для призначення проектних чи характеристичних величин дій, які виводяться з неї.

(2) Об'ємну вагу слід визначати на зразках нескельного чи скельного ґрунту з непорушеною структурою (дивись EN 1997-2). Альтернативою може бути визначення з добре обґрунтованих чи задокументованих кореляцій, основаних наприклад, на пенетраційних випробуваннях.

### 3.3.4 Показник щільності

(1)P Показник щільності повинен відображати ступінь ущільнення (щільність) незв'язного ґрунту по відношенню до самого пухкого і найщільнішого станів, які визначені стандартними лабораторними випробуваннями.

### 3.3.5 Ступінь ущільнення

(1)P Ступінь ущільнення природного ґрунту або

(3) Soils should be classified and soil layers described according to an acknowledged geotechnical soil classification and description system.

(4) Rock should be classified in terms of the quality of the solid (stone) material and jointing. Stone quality should be described in terms of weathering, particle organisation, dominant grain size of minerals, and hardness and toughness of the main mineral. Jointing should be characterised in terms of joint type, width, spacing and fill quality.

(5) In addition to visual inspection, a number of tests for classification, identification and quantification of soils and rocks may be used (see EN 1997-2), such as for soils:

- grain size distribution;
  - weight density;
  - porosity;
  - water content;
  - grain shape;
  - grain surface roughness;
  - density index;
  - Atterberg limits;
  - swelling;
  - carbonate content;
  - organic matter content.
- for rocks:
- mineralogy;
  - petrography;
  - water content;
  - weight density;
  - porosity;
  - sound velocity;
  - quick water absorption;
  - swelling;
  - slake-durability index;
  - uniaxial compressive strength.

### 3.3.3 Weight density

(1)P The weight density shall be determined with sufficient accuracy to establish design or characteristic values of the actions that derive from it.

(2) The weight density should be determined on specimens of soil and rock taken from undisturbed samples (see EN 1997-2). Alternatively, it may be derived from well established or documented correlations based on, for example, penetration tests.

### 3.3.4 Density index

(1)P The density index shall express the degree of compaction of a non-cohesive soil with respect to the loosest and densest condition as defined by standard laboratory procedures.

### 3.3.5 Degree of compaction

(1)P The degree of compaction of natural ground or

насіпу виражається відношенням між сухою об'ємною вагою і максимальною сухою об'ємною вагою, отриманою з стандартних випробувань на ущільнення.

### 3.3.6 Опір зрушенню

(1)P При визначенні опору зрушенню необхідно взяти до уваги наступні чинники:

- рівень напруження, що діє в ґрунті;
- анізотропію міцності, особливо у тугопластичних глинистих ґрунтів;
- тріщинуватість, особливо у важких (твердих) глин;
- впливи швидкості деформації;
- дуже великі деформації, які можуть мати місце у проектних ситуаціях;
- раніше сформовані поверхні ковзання;
- дія часу;
- чутливість зв'язних ґрунтів;
- ступінь водонасичення.

(2) Коли опір зрушенню виводиться з результатів випробувань, необхідно враховувати рівень достовірності теорії, яка була застосована для визначення величин опору зрушенню, а також неоднорідність і можливі пошкодження зразків при відборі.

(3) Що стосується дії часу, необхідно врахувати, що період, коли ґрунт буде дійсно недренованим, залежить від його водопроникності, наявності вільної води і геометрії ситуації.

(4)P Величини ефективного опору зрушенню характеристики  $c'$  і  $tg \varphi'$  повинні прийматись постійними лише для того діапазону напружень, в якому вони були визначені.

### 3.3.7 Жорсткість ґрунту

(1)P При оцінці жорсткості ґрунту слід враховувати наступні чинники:

- умови дронування;
- рівень середніх ефективних напружень;
- попередню природну або штучну консолідацію;
- рівень встановленої деформації зрушення або виникаючих напружень зрушення; останнє часто регламентується відносно опору зрушенню при руйнуванні.

(2)P Нерідко буває дуже складно отримати надійні виміри жорсткості ґрунту за допомогою польових або лабораторних випробувань. Зокрема, із-за порушення структури зразків або по інших причинах результати, отримані на лабораторних зразках, часто бувають заниженими в порівнянні з жорсткістю ґрунту на місці його залягання. Тому там, де це можливо, слід аналізувати результати спостережень за поведінкою зведених раніше споруд.

### 3.3.8 Якості і властивості скельних ґрунтів і скельних масивів

#### 3.3.8.1 Загальна оцінка

(1)P При оцінці якості і властивостей скельних ґрунтів і скельних масивів необхідно робити

fill shall be expressed as the ratio between dry weight density and maximum dry weight density obtained from a standard compaction test.

### 3.3.6 Shear strength

(1)P In assessing the shear strength of soil, the influence of the following features shall be considered:

- the stress level imposed on the soil;
- anisotropy of strength, especially in clays of low plasticity;
- fissures, especially in stiff clays;
- strain rate effects;
- very large strains where these may occur in a design situation;
- pre-formed slip surfaces;
- time effects;
- sensitivity of cohesive soil;
- degree of saturation.

(2) When the shear strength assessment is based on test results, the level of confidence in the theory used to derive shear strength values should be taken into account, as well as the possible disturbance during sampling and heterogeneity of samples.

(3) As to time effects, it should be considered that the period for which a soil will be effectively undrained depends on its permeability, the availability of free water and the geometry of the situation.

(4)P The values of effective shear strength parameters  $c'$  and  $\tan \varphi'$  shall be assumed to be constant only within the range of stresses for which they have been evaluated.

### 3.3.7 Soil stiffness

(1)P In assessing the soil stiffness, the following features shall be considered:

- drainage conditions;
- level of mean effective stress;
- natural or artificial pre-consolidation;
- level of imposed shear strain or induced shear stress, this latter often normalised with respect to the shear strength at failure.

(2) Reliable measurements of the stiffness of the ground are often very difficult to obtain from field or laboratory tests. In particular, owing to sample disturbance and other effects, measurements obtained from laboratory specimens often underestimate the in-situ stiffness of the soil. Observations of the behaviour of previous constructions should therefore be analysed wherever available.

### 3.3.8 Quality and properties of rocks and rock masses

#### 3.3.8.1 General assessment

(1)P In assessing the quality and properties of rocks and rock masses, a distinction shall be drawn



відмінність між поведінкою скельного матеріалу, визначеною на зразках непорушеної структури і поведінкою значно більших скельних масивів, які включають структурні порушення, такі як підстильна плоскість, тріщини, зони зрушення і порожнини вилуговування. Необхідно враховувати наступні характеристики розривів (роз'єднання):

- відстань;
- орієнтація;
- розкриття;
- безперервність (продовження);
- водонепроникність (герметичність);
- шорсткість, включаючи вплив попередніх посувань по розривах;
- заповнення.

(2)P Окрім цього, при оцінці властивостей скельних ґрунтів і скельних масивів слід враховувати при необхідності наступні фактори:

- напруження на місці залягання;
- тиск води;
- значні відмінності у властивостях різних шарів.

(3) Оцінка властивостей скельних масивів, таких як:

- міцність і жорсткість;
- роз'єднання, особливо в зонах зламу;
- водопроникність системи роз'єднань;
- деформованість вивітрених скельних порід, може бути отримана з використанням принципів класифікації скельних масивів, приведених в EN 1997-2.

(4)P Повинна бути оцінена реакція скельних ґрунтів, наприклад, клімат чи зміни напруження. Також необхідно враховувати вплив хімічної дії на поведінку скельного ґрунту фундаментів.

(5) При оцінці якості скельних ґрунтів і скельних масивів необхідно брати до уваги наступні властивості (особливості):

- деякі пористі слабкі скельні ґрунти швидко руйнуються до ґрунтів низької міцності, особливо якщо вони схильні до вивітрювання;
- деякі скельні ґрунти мають високе розчинення під впливом ґрунтових вод, створюючи канали, порожнини і воронки, які можуть розвиватися до поверхні землі;
- при розвантаженні і зіткненні з повітрям деякі скельні ґрунти схильні до сильного набухання, що пов'язане з абсорбцією води глинистими мінералами.

### **3.3.8.2 Опір при одноосьовому стискуванні і деформованість скельних матеріалів**

(1)P При оцінці опору одноосьовому стискуванню і деформованості скельних матеріалів враховується вплив наступних чинників:

- орієнтація осей навантаження відносно, наприклад, напряму анізотропії, плоскості

between the behaviour of rock material as measured on undisturbed core samples and the behaviour of much larger rock masses, which include structural discontinuities such as bedding planes, joints, shear zones and solution cavities. Consideration shall be given to the following characteristics of the joints:

- spacing;
- orientation;
- aperture;
- persistence (continuity);
- tightness;
- roughness, including the effects of previous movements on the joints;
- filling.

(2)P In addition, when assessing the properties of rocks and rock masses, the following items shall be considered, if relevant:

- in situ stresses;
- water pressure;
- pronounced variations in properties between different layers.

(3) Estimates of rock mass properties, such as:

- strength and stiffness,
- jointing, especially in fractured zones,
- water permeability of the joint system,
- deformation properties of weathered rock, may be obtained by using the concept of rock mass classification described in EN 1997-2.

(4)P The sensitivity of rocks to e.g. climate or stress changes, shall be assessed.

Consideration shall also be given to the influence of chemical degradation on the performance of rock foundations.

(5) In assessing the quality of rocks and rock masses, consideration should be given to the following features:

- some porous soft rocks degrade rapidly to soils of low strength, especially if exposed to weathering;
- some rocks exhibit high solution rates due to ground-water causing channels, caverns and sinkholes, which may develop to the ground surface;
- when unloaded and exposed to the air, certain rocks experience pronounced swelling due to the absorption of water by clay minerals.

### **3.3.8.2 Uniaxial compressive strength and deformability of rock materials**

(1)P In assessing the uniaxial compressive strength and deformability of rock materials the influence of the following features shall be considered:

- the orientation of the axis of loading with respect, for example, to specimen anisotropy,



залягання шарів, розшарованості;

- метод відбору, умови зберігання і оточуючі породи;
- кількість випробуваних зразків;
- геометрія випробуваних зразків;
- вологість і ступінь водонасичення під час випробування;
- тривалість випробування, і рівень напруження;
- метод визначення модуля Юнга і рівень осьового напруження чи рівні, при яких він був визначений.

### **3.3.8.3 Опір зрушенню з'єднань**

(1)P При визначенні опору зрушенню тріщинуватих скельних матеріалів слід брати до уваги наступні чинники:

- орієнтація з'єднання у випробуваній скельній породі по відношенню до передбачуваних дій;
- орієнтація зрушення при випробуванні;
- кількість випробуваних зразків;
- розміри ділянки зрушення;
- умови тиску порової води;
- можливість прогресуючого руйнування, що визначає поведінку скельного ґрунту в масиві.

(2) Плоскості ослаблення скельного масиву зазвичай збігаються зі з'єднаннями чи плоскостями залягання, шаруватістю чи розколюванням або з контактом між нескельним і скельним ґрунтом або бетоном і скелею. Вимірний опір зрушенню в цих плоскостях, як правило, використовується для аналізу граничної рівноваги скельних масивів.

### **3.3.9 Параметри проникливості і консолідації нескельних і скельних ґрунтів**

#### **3.3.9.1 Параметри проникливості і консолідації нескельних ґрунтів**

(1)P При оцінці параметрів проникливості і консолідації повинні бути взяті до уваги наступні параметри:

- вплив неоднорідності;
- вплив анізотропії;
- вплив тріщин або розломів;
- вплив змін напруження при передбачуваних навантаженнях.

(2) Виміри проникливості, які проводяться в лабораторії на невеликих зразках, можуть бути непоказовими для ґрунтів на місці їх залягання. Тому по можливості краще проводити польові випробування, вимірюючи усереднені величини для великого об'єму ґрунту. Проте, потрібно враховувати можливі зміни проникливості з ростом (збільшенням) ефективних напружень більше величини на місці залягання.

(3) Іноді проникливість визначається на основі знання про розподіл гранулометричного складу.

#### **3.3.9.2 Параметри проникливості скельних ґрунтів**

(1)P Оскільки проникливість скельних масивів

bedding planes, foliation;

- method of sampling, storage history and environment;
- number of specimens tested;
- the geometry of the tested specimens;
- water content and degree of saturation at time of test;
- test duration and stress rate;
- method for determination of the Young's modulus and the axial stress level or levels at which it is determined.

### **3.3.8.3 Shear strength of joints**

(1)P In assessing the shear strength of joints of rock materials, the influence of the following features shall be considered:

- orientation of the joint within the rock test in relation to the assumed direction of actions;
- orientation of the shear test;
- number of specimens tested;
- dimensions of the sheared area;
- pore-water pressure conditions;
- possibility of progressive failure governing the behaviour of the rock in the ground.

(2) Planes of weakness in rock normally coincide with joints or planes of bedding, schistosity or cleavage, or with the interface between soil and rock or concrete and rock. Measurements of the shear strength on these planes should normally be used for the limit equilibrium analysis of rock masses.

### **3.3.9 Permeability and consolidation parameters of soil and rock**

#### **3.3.9.1 Permeability and consolidation parameters of soil**

(1)P In assessing permeability and consolidation parameters, the following factors shall be considered:

- the effects of heterogeneity;
- the effects of anisotropy;
- the effects of fissures or faults;
- the effects of stress changes under the proposed loading.

(2) Permeability measurements made on small laboratory samples may not be representative of the in-situ conditions. Whenever possible, in-situ tests, which measure average properties of a large ground volume should therefore be preferred. However, consideration should be given to possible changes in the permeability with increased effective stress above the in-situ value.

(3) Sometimes permeability should be evaluated on the basis of knowledge of the grain size distribution.

#### **3.3.9.2 Permeability parameters of rock**

(1)P Since the permeability of rock masses depends mainly on the degree of jointing and the existence of

залежить головним чином від ступеня роз'єднаності і існуючих інших порушень таких як розриви і розщілини, то її слід виміряти за випробуваннями на місці або на основі місцевого досвіду.

(2) На місці проникливість може бути визначена за допомогою системи дослідного накачування у комбінації з реєстрацією потоку, з дією умов просторового, гідрогеологічного потоку довкола споруди і картування роз'єднань і інших порушень суцільності.

(3) Дослідження проникливості в лабораторії доцільно лише для вивчення впливу порушень, наприклад, враховуючи різне розкриття щілин.

### **3.3.10 Геотехнічні параметри з польових випробувань**

#### **3.3.10.1 Випробування пенетрацією (випробування занурюванням конусу)**

(1)P При оцінці величин опору проникненню конуса, бічного тертя і, якщо необхідно, порового тиску при пенетрації необхідно враховувати наступні аспекти:

- конструкцію конуса і муфти тертя. Це може суттєво впливати на результати і тому потрібно обов'язково враховувати використовуваний тип конуса;
- надійна інтерпретація результатів можлива лише в тих випадках, коли послідовність шарів ґрунту добре відома; у багатьох ситуаціях потрібне буріння у сукупності з пенетраційними випробуваннями;
- впливи ґрунтових вод і покривної товщі (вище розміщених ґрунтів);
- у різномірних ґрунтах, де реєструється великий розбіг в результатах, величини пенетрації повинні вибиратись для ділянки ґрунту, відповідній будівництву;
- кореляції з результатами інших випробувань, такими як виміри щільності і іншими формами пенетраційних випробувань.

#### **3.3.10.2 Стандартна пенетрація і випробування динамічним зондуванням (статичне і динамічне зондування)**

(1)P При інтерпретації зафіксованого числа ударів необхідно враховувати наступне:

- тип випробувань;
- детальне описання методики випробування;
- режим ґрунтових вод;
- вплив тиску вищерозміщених ґрунтів (побутовий тиск);
- характеристику відкладень, особливо наявність крупної гальки або гравію.

#### **3.3.10.3 Лопатеві випробування (випробування крильчаткою)**

(1)P При оцінці результатів випробувань слід враховувати наступне:

- деталі методики випробування;
- чи стандартна крильчатка використовувалась

other discontinuities such as fractures and fissures, it shall be measured by appropriate in situ tests or evaluated from local experience.

(2) In situ permeability may be determined by a system of pumping tests combined with flow logging, with due consideration of the spatial, hydrogeological flow conditions around the structure and the mapping of the patterns of joints and other discontinuities.

(3) Laboratory permeability tests should only be used to study the effect of discontinuities, for example, in terms of variable aperture.

### **3.3.10 Geotechnical parameters from field tests**

#### **3.3.10.1 Cone penetration test**

(1)P In assessing values of the cone resistance, the sleeve friction and, possibly, the porewater pressure during penetration, the following aspects shall be taken into account:

- the detailed design of the cone and friction sleeve. This may affect the results significantly and allowance must therefore be made for the type of cone used;
- the results can only be interpreted with confidence when the succession of soil layers is established; in many situations borings will therefore be needed in conjunction with the penetration tests;
- the effects of ground-water and overburden;
- in heterogeneous soils in which widely fluctuating results are recorded, the penetration values shall be selected for the zone of soil relevant to the construction;
- established correlations with other test results, such as density measurements and other forms of penetration testing.

#### **3.3.10.2 Standard penetration and dynamic probing test**

(1)P In assessing blow counts, the following features shall be considered:

- type of test;
- detailed description of the test procedure;
- ground-water conditions;
- the influence of the overburden pressure;
- the nature of the ground, particularly if cobbles or coarse gravel are encountered.

#### **3.3.10.3 Vane test**

(1)P The following shall be considered when assessing the test results:

- details of the test procedure;
- whether standardised vane equipment has been used;

для випробувань;

- чи виміри робились на різних глибинах, щоб отримати профіль опорів в різних шарах ґрунту;
- бічне тертя об штанги.

(2) Лопатеві випробування можуть застосовуватися для визначення недренованого зчеплення  $c_u$  зв'язних ґрунтів.

**ПРИМІТКА** Лопатеве випробування це простий і економічний спосіб перевірки можливості проїзду по слабкому ґрунту важких машин і механізмів.

(3) Для отримання похідних величин  $c_u$  виміряні величини слід скорегувати коефіцієнтом, базуючись на місцевому досвіді і в залежності, наприклад, від межі текучості, показника пластичності і ефективного вертикального напруження.

#### **3.3.10.4 Випробування статичним зондуванням (Випробування щільності зондуванням)**

(1)P При оцінці результатів випробувань статичним зондуванням необхідно враховувати наступні:

- детальне описання методики випробування;
- режим ґрунтових вод;
- вплив тиску вищерозміщених ґрунтів;
- характеристику відкладень, зокрема, наявність крупної гальки або гравію.

(2) Випробування статичним зондуванням можна застосовувати для визначення кордонів шарів ґрунтів і щільності незв'язних ґрунтів.

#### **3.3.10.5 Пресіометричне випробування**

(1)P При оцінці величин граничного тиску і пресіометричного модуля необхідно враховувати наступні особливості:

- тип устаткування;
- процедуру, використовувану при установці пресіометра в ґрунт.

(2) Не слід застосовувати графіки випробувань, які показують більше ніж помірний ступінь порушення. Якщо граничний тиск не досягнутий в ході випробування, його оцінку можна виконати обережною і консервативною екстраполяцією графіка. Для випробувань, в яких була визначена лише початкова частина пресіометричної кривої, загальні кореляції або краще локальні кореляції з цієї ділянки можуть бути застосовані для консервативної оцінки граничного тиску з пресіометричного модуля

#### **3.3.10.6 Випробування дилатометром**

(1)P При оцінці дилатометричних величин необхідно брати до уваги методику його установки.

(2)P До початку випробування повинен бути визначений порядок залягання шарів ґрунту і особливо такі основні параметри як гранулометричний склад і ступінь водонасичення.

(3) При оцінці змін параметрів опору необхідно брати до уваги penetраційний опір.

— whether measurements have been made at several depths to provide a profile of strength in the succession of soil layers;

— skin friction along the rod.

(2) Vane tests may be used for the assessment of undrained shear strength,  $c_u$ , of cohesive soil.

**NOTE** The vane test is a simple and cheap way of checking the trafficability of soft ground for heavy equipment and vehicles.

(3) To obtain derived values of  $c_u$ , the measured values should be corrected by a factor based on local experience and depending for example, on the liquid limit, plasticity index and effective vertical stress.

#### **3.3.10.4 Weight sounding test**

(1)P In assessing weight sounding test results, the following features shall be taken into account:

- detailed description of the test procedure;
- ground-water conditions;
- influence of overburden pressure;
- nature of the ground, particularly if cobbles or coarse gravel are encountered.

(2) Weight sounding tests may be used for the assessment of soil layer boundaries and the density of non-cohesive soils.

#### **3.3.10.5 Pressuremeter test**

(1)P In assessing the values of the limit pressure and the pressuremeter modulus, the following features shall be taken into account:

- the type of equipment;
- the procedure used to install the pressuremeter in the ground.

(2) Test curves, which exhibit more than a moderate degree of disturbance should not be used. Where the limit pressure is not reached during the test, a moderate and conservative extrapolation of the curve may be used to estimate it. For tests in which only the initial part of the pressuremeter curve is determined, general correlations or, preferably, local correlations from the same site may be used conservatively to estimate the limit pressure from the pressuremeter modulus.

#### **3.3.10.6 Dilatometer test**

(1)P In assessing dilatometer values the installation procedure shall be taken into account.

(2)P The succession of soil layers and especially some basic parameters such as granularity and degree of saturation shall be determined prior to the test.

(3) If strength parameters are to be evaluated, the penetration resistance should be taken into account.

(4) Дилатометричні величини потрібно використовувати як показник для встановлення похідних величин модулів жорсткості шарів ґрунту.

#### **3.3.10.7 Випробування на ущільнення**

(1)P При оцінці ущільнюваності насипного матеріалу слід брати до уваги наступні чинники:

- тип скельного або нескельного ґрунту;
- гранулометричну склад;
- форму зерен ;
- неоднорідність матеріалу;
- ступінь водонасичення або вологість;
- тип установки, що використовувалась.

(2) При використанні польових вимірювань (наприклад, зондування, випробування на динамічне ущільнення, випробування штампами, виміри осідань) для контролю ущільнення на ділянці, результати випробувань ущільнення на місці залягання (дивись 5.3.3(4)) слід зіставити з результатами стандартизованих лабораторних випробувань на ущільнення щоб достовірно оцінити ущільнюваність ґрунтового або скельного заповнювача.

### **3.4 Звіт про Дослідження Ґрунтів (Звіт про інженерно-геотехнічні вишукування)**

#### **3.4.1 Вимоги**

(1)P Результати геотехнічних досліджень повинні бути об'єднані в Звіті про Дослідження Ґрунтів, якій повинен формувати частину Звіту з Геотехнічного Проектування, описаному в 2.8.

(2)P Повинно бути зроблене посилання на EN 1997-2 для інформації відносно використання лабораторних і польових випробувань для геотехнічних параметрів.

(3) Звіт про Дослідження Ґрунтів зазвичай повинен містити:

- представлення всієї наявної геотехнічної інформації, включаючи геологічні характеристики і дані, що мають до цього відношення;
- геотехнічну оцінку цієї інформації з вказівкою передумов, прийнятих для інтерпретації результатів випробувань.

Вся інформація може бути представлена як один звіт або як окремі частини.

#### **3.4.2 Представлення геотехнічної інформації**

(1)P Представлення геотехнічної інформації повинно включати:

- фактичну оцінку усіх польових і лабораторних робіт;
- документацію по методах, використовуваних виконання польових випробувань і лабораторних тестів.

Документація повинна базуватись на звітах з тестування, описаних в EN 1997-2.

2) У доповнення, фактична оцінка повинна включати наступну інформацію, що відноситься до справи:

(4) The dilatometer values should be used as an index for determining derived values of the stiffness moduli of the soil succession.

#### **3.3.10.7 Compactibility tests**

(1)P In assessing the compactibility of a fill material, the following features shall be taken into account:

- type of soil or rock;
- grain size distribution;
- grain shape;
- the heterogeneity of the material;
- the degree of saturation or water content;
- type of plant to be used.

(2) When using field measurements (e.g. soundings, dynamic compaction tests, plate load tests, settlement records) to control site compaction, the results of field compaction trials (see 5.3.3(4)) should be related to standard laboratory compaction test values in order to assess the compactibility of a soil or a rock fill.

### **3.4 Ground Investigation Report**

#### **3.4.1 Requirements**

(1)P The results of a geotechnical investigation shall be compiled in a Ground Investigation Report, which shall form a part of the Geotechnical Design Report described in 2.8.

(2)P Reference shall be made to EN 1997-2 for information on the use of laboratory and field tests for geotechnical parameters.

(3) The Ground Investigation Report should normally consist of:

- a presentation of all available geotechnical information including geological features and relevant data;
- a geotechnical evaluation of the information, taking the assumptions made in the interpretation of the test results.

The information may be presented as one report or as separate parts.

#### **3.4.2 Presentation of geotechnical information**

(1)P The presentation of geotechnical information shall include:

- a factual account of all field and laboratory work;
  - documentation of the methods used to carry out the field investigations and the laboratory testing.
- The documentation shall be based on the test reports described in EN 1997-2.

(2) In addition, the factual account should include the following information, as relevant:

- names of all consultants and subcontractors;



- найменування усіх консультантів і субпідрядників;
- призначення і сфера застосування геотехнічних досліджень;
- дати між виконанням польових і лабораторних робіт;
- польова рекогносцировка загальної території новобудови з детальним описанням:
- ознак ґрунтових вод;
- стану сусідніх споруд;
- розташування кар'єрів і виробок;
- ділянок нестійкості;
- проблем виїмки;
- історії ділянки;
- геологію ділянки, включаючи розриви (скиди);
- топографічні дані (дані зйомки);
- інформація з аерофотознімання;
- місцевий досвід в регіоні;
- дані про сейсмічність регіону;
- методи використовувані для відбору, транспортування і зберігання зразків;
- типи застосовуваного польового устаткування;
- таблиця об'ємів виконаних польових і лабораторних робіт і представлення польових спостережень, які були зроблені персоналом, що наглядав за польовими роботами під час проведення вишукувань;
- дані про коливання рівня ґрунтових вод в свердловинах під час проведення польових робіт на ділянці і в п'єзометрах після виконання польових робіт;
- підбір інформації про бурові колонки, включаючи фотографії кернів з описом підземних структур на основі польових описів і результатів лабораторних робіт;
- наявність або вірогідність появи радону;
- дані про чутливість ґрунтів до морозу;
- групування і представлення результатів польових і лабораторних випробувань у додатках.

### **3.4.3 Оцінка геотехнічної інформації**

(1)P Оцінка геотехнічної інформації повинна включати відповідно:

- огляд польових і лабораторних робіт. Будь-яке вилучення даних (наприклад, помилкових, невідповідних, неповних, або неточних) повинно бути вказане і прокоментоване. При інтерпретації результатів випробувань повинні бути розглянуті методика відбору, транспортування і зберігання зразків. Будь-які особливо несприятливі результати випробувань повинні бути розглянуті з особливою ретельністю, щоб визначити помилкові вони або представляють реальне явище, яке слід врахувати у проєкті;
- огляд похідних величин геотехнічних параметрів;
- будь-які пропозиції про додаткові польові і лабораторні роботи з обґрунтуванням їх необхідності. Такі пропозиції слід доповнювати

— purpose and scope of the geotechnical investigation;

- dates between which field and laboratory work was performed;
- field reconnaissance of the general area of the project noting particularly:
  - evidence of ground-water;
  - behaviour of neighbouring structures;
  - exposures in quarries and borrow areas;
  - areas of instability;
  - difficulties during excavation;
  - history of the site;
  - geology of the site, including faulting;
  - survey data;
  - information from available aerial photographs;
  - local experience of the area;
  - information about the seismicity of the area;
  - procedures used for sampling and transportation and storage of samples;
  - types of field equipment used;
  - tabulation of quantities of field and laboratory work, and presentation of field observations, which were made by the supervising field personnel during the subsurface explorations;
  - data on fluctuations of any ground-water table with time in the boreholes during the performance of the field work and in piezometers after the completion of the field work;
  - compilation of boring logs, including photographs of the cores, with descriptions of subsurface formations based on field descriptions and on the results of the laboratory tests;
  - the occurrence, or the possibility of occurrence, of radon;
  - data on frost susceptibility of soils;
  - grouping and presentation of field and laboratory test results in appendices.

### **3.4.3 Evaluation of geotechnical information**

(1)P The evaluation of the geotechnical information shall include as appropriate:

- a review of the field and laboratory work. Any limitations in the data (e.g. defective, irrelevant, insufficient or inaccurate) shall be pointed out and commented upon. The sampling and sample transportation and storage procedures shall be considered when interpreting the test results. Any particularly adverse test results shall be considered carefully in order to determine if they are misleading or represent a real phenomenon that must be accounted for in the design;
- a review of the derived values of geotechnical parameters;
- any proposals for necessary further field and laboratory work, with comments justifying the need for this extra work. Such proposals shall be accompanied by a detailed programme for the extra investigations to be carried out with specific



детальна програма додаткових вишукувань з вказівкою питань, які повинні бути вивчені.

(2) Окрім цього, в оцінку геотехнічних даних при необхідності повинно бути включено наступне:

- представлення таблиць і графіків результатів польових і лабораторних робіт у відповідності з проектними вимогами, якщо це потрібно;
- гістограми, що показують діапазон величин найважливіших даних і їх розподіл;
- глибина залягання ґрунтових вод і їх сезонні коливання;
- геологічні розрізи, що показують диференціацію різних формацій;
- детальний опис всіх формацій, включаючи фізичні властивості і їх деформаційні і міцнісні характеристики;
- наявність нерегулярностей, таких як лінз і полостей;
- діапазон і групування похідних величин геотехнічних даних для кожного шару.

#### **Розділ 4. Технічний нагляд за будівництвом, моніторинг і експлуатація**

##### **4.1 Загальні положення**

(1)P Для забезпечення безпеки і якості споруди необхідне виконання наступних заходів, які включають:

- нагляд проведення будівельних робіт і якості їх виконання;
- моніторинг поведінки споруди на протязі будівництва і після закінчення;
- адекватну експлуатацію споруди.

(2)P Результати нагляду за ходом виконання будівельних робіт включаючи оцінку якості і спостереження за станом споруди під час і після закінчення будівництва повинні бути відображені у Звіті з Геотехнічного Проектування.

(3) Нагляд за ходом виконання будівельних робіт включаючи оцінку якості повинен, при необхідності, включати наступне:

- перевірку достовірності проектних передумов;
- оцінку розбіжностей між реальним станом ґрунту і тими передумовами, що прийняті у проекті;
- перевірка того, що будівництво ведеться у відповідності з проектом.

(4) При необхідності повинні проводитись спостереження і виміри для контролю стану споруди і навколишніх територій:

- в процесі будівництва, наприклад, для визначення необхідності корегування або змінити порядок виконання робіт;
- у процесі і після закінчення будівництва для оцінювання довгострокових перетворень.

(5)P Проектні рішення, які залежать від результатів нагляду і моніторингу, повинні бути чітко визначені.

(6) Об'єм робіт з технічного нагляду і кількість польових і лабораторних випробувань, необхідних

reference to the questions that have to be answered.

(2) In addition, the evaluation of the geotechnical data should include the following, if relevant:

- tabulation and graphical presentation of the results of the field and laboratory work in relation to the requirements of the project and, if deemed necessary,
- histograms illustrating the range of values of the most relevant data and their distribution;
- depth of the ground-water table and its seasonal fluctuations;
- subsurface profile(s) showing the differentiation of the various formations;
- detailed descriptions of all formations including their physical properties and their deformation and strength characteristics;
- comments on irregularities such as pockets and cavities;
- the range and any grouping of derived values of the geotechnical data for each stratum.

#### **Section 4 Supervision of construction, monitoring and maintenance**

##### **4.1 General**

(1)P To ensure the safety and quality of a structure, the following shall be undertaken, as appropriate:

- the construction processes and workmanship shall be supervised;
- the performance of the structure shall be monitored during and after construction;
- the structure shall be adequately maintained.

(2)P Supervision of the construction process, including workmanship, and any monitoring of the performance of the structure during and after construction, shall be specified in the Geotechnical Design Report.

(3) Supervision of the construction process, including workmanship, should involve the following, as appropriate:

- checking the validity of the design assumptions;
- identifying the differences between the actual ground conditions and those assumed in the design;
- checking that the construction is carried out according to the design.

(4) Observations and measurements of the behaviour of the structure and its surroundings should be made, as appropriate:

- during construction, to identify any need for remedial measures or alterations to the construction sequence, for example;
- during and post construction, to evaluate the long-term performance.

(5)P Design decisions, which are influenced by the results of the supervision and monitoring shall be clearly identified.

(6) The amount of construction supervision and the quantity of field and laboratory testing required to control and monitor performance should be planned

для контролю і спостереження, повинні плануватися на стадії проектування.

(7)P В разі непередбачених обставин методи, об'єм і частоту моніторингу слід коректувати.

(8)P Рівень і якість нагляду і моніторингу повинні бути по меншій мірі такими, які передбачені проектом, і сумісними з величинами, прийнятими для проектних параметрів і окремих коефіцієнтів.

ПРИМІТКА Додаток J дає перелік для технічного нагляду і спостережень за станом споруд.

## **4.2 Технічний нагляд**

### **4.2.1 Програма технічного нагляду**

(1)P Програма, яка включена до Звіту з Геотехнічного Проектування, повинна включати допустимі межі для результатів, отриманих при проведенні нагляду.

(2) У програмі слід указувати тип, особливості і регулярність нагляду, які повинні бути відповідні (співставляювані) з:

- мірою невизначеності (погрішності) проектних передумов;
- складністю ґрунтових і умов навантажень;
- потенційним ризиком руйнування під час будівництва;
- доцільність імплементації проектних модифікацій і вживання корегування у ході будівництва.

### **4.2.2 Перевірка і контроль**

(1)P Будівництво повинно проводитися при постійному контролі і з постійною реєстрацією результатів.

(2)P Для Геотехнічної Категорії 1 програма технічного нагляду може обмежуватися інспекцією, простим контролем якості і якісною оцінкою поведінки споруди.

(3) Для Геотехнічної Категорії 2 часто є необхідність вимірювати показники властивостей ґрунту і поведінки споруд.

(4) Для Геотехнічної Категорії 3, як правило, потрібні додаткові вимірювання на кожному з важливих етапів будівництва.

(5)P Задокументованим слід зберігати наступне з доречного:

- важливі характеристики ґрунту і ґрунтових вод;
- послідовність робіт;
- якість матеріалів;
- відхилення від проекту;
- виконавчі креслення;
- результати вимірів і їх інтерпретація;
- спостереження за станом довкілля;
- непередбачені обставини.

(6) Необхідно також вести реєстрацію тимчасових споруд. Слід реєструвати перерви у зведенні тимчасових споруд і їх стан при відновленні

during the design stage.

(7)P In the case of unexpected events, the methods, extent and frequency of monitoring shall be reviewed.

(8)P The level and quality of supervision and monitoring shall be at least equal to those assumed in the design and shall be consistent with the values selected for the design parameters and partial factors.

NOTE Annex J gives a checklist for construction supervision and performance monitoring.

## **4.2 Supervision**

### **4.2.1 Plan of supervision**

(1)P The plan included in the Geotechnical Design Report shall state acceptable limits for the results to be obtained by the supervision.

(2) The plan should specify the type, quality and frequency of supervision, which should be commensurate with:

- the degree of uncertainty in the design assumptions;
- the complexity of the ground and loading conditions;
- the potential risk of failure during construction;
- the feasibility of implementing design modifications or corrective measures during construction.

### **4.2.2 Inspection and control**

(1)P The construction work shall be inspected on a continuous basis and the results of the inspection shall be recorded.

(2) For Geotechnical Category 1, the supervision programme may be limited to inspection, simple quality controls and a qualitative assessment of the performance of the structure.

(3) For Geotechnical Category 2, measurements of ground properties or the behaviour of structures should often be required.

(4) For Geotechnical Category 3, additional measurements should be required during each significant stage of construction.

(5)P Records shall be maintained of the following, as appropriate:

- significant ground and ground-water features;
- sequence of works;
- quality of materials;
- deviations from design;
- as-built drawings;
- results of measurements and of their interpretation;
- observations of the environmental conditions;
- unforeseen events.

(6) Records of temporary works should also be kept. Interruptions to the works, and their condition on re-commencement, should be recorded.

зведення.

(7)P Результати перевірок і контролю повинні бути передані проектувальникові до прийняття рішень про зміни.

(8) В основному, проектна і виконавча документація побудованих об'єктів повинна зберігатися протягом 10 років, за відсутності іншого погодженого рішення. Найважливіші документи повинні зберігатися протягом всього терміну служби відповідної споруди.

#### **4.2.3 Оцінка проекту**

(1)P Прийнятність технології будівництва і послідовності робіт повинні перевірятися з врахуванням реальних ґрунтових умов; прогноз поведінки споруди, повинен відповідати результатам нагляду. Проект повинен оцінюватись на основі результатів огляду і нагляду.

(2) Оцінка проекту повинна включати ретельний розгляд найсприятливіших умов під час будівництва, які стосуються:

- стану ґрунтів;
- стану ґрунтових вод;
- дій на споруду;
- змін природного середовища і змін включаючи зсуви і обвали скельного порід.

#### **4.3 Перевірка стану ґрунтів**

##### **4.3.1 Нескельні і скельні ґрунти**

(1)P Залягання і геотехнічні властивості нескельних і скельних ґрунтів, в яких або на яких зводяться споруди, повинні перевірятись у процесі будівництва.

(2) Для Геотехнічної Категорії 1 перевірка залягання нескельних і скельних ґрунтів повинна включати:

- огляд ділянки;
- визначення типів нескельних і скельних ґрунтів в зоні впливу споруди;
- реєстрацію залягання нескельних і скельних ґрунтів, представлених у виїмці (котловані).

(3) Для Геотехнічної Категорії 2 геотехнічні властивості нескельних і скельних ґрунтів, в яких або на яких розташовується споруда, також необхідно перевіряти. Може виникнути потрібна додаткових досліджень на ділянці. Репрезентативні зразки повинні бути відібрані і випробувані, для визначення індексованих параметрів, міцності і деформативності.

(4) Для Геотехнічної Категорії 3 додаткові вимоги повинні включати дослідження і вивчення у подробицях ґрунтів чи насипів, які можуть мати визначальне значення для проектування.

(5) Непрямі дані про геотехнічні властивості ґрунтів (наприклад, зі звіту про забивання паль) слід реєструвати і використовувати для кращої інтерпретації ґрунтових умов.

(6) Про відхилення від типів і властивостей

(7)P The results of the inspection and control shall be made available to the designer before any changes are decided.

(8) In general, the design documents and records of what was constructed should be stored for 10 years, unless agreed otherwise. More important documents should be stored for the lifetime of the relevant structure.

#### **4.2.3 Assessment of the design**

(1)P The suitability of the construction procedures and the sequence of operations shall be reviewed in the light of the ground conditions, which are encountered; the predicted behaviour of the structure shall be compared with the observed performance. The design shall be assessed on the basis of the results of the inspection and supervision.

(2) The assessment of the design should include a careful review of the most unfavourable conditions, which occur during construction with regard to:

- ground conditions;
- ground-water conditions;
- actions on the structure;
- environmental impacts and changes including andslides and rockfalls.

#### **4.3 Checking ground conditions**

##### **4.3.1 Soil and rock**

(1)P The descriptions and geotechnical properties of the soils and rocks in or on which the structure is founded or located shall be checked during construction.

(2) For Geotechnical Category 1, the descriptions of the soils and rocks should be checked by:

- inspecting the site;
- determining the types of soil and rock within the zone of influence of the structure;
- recording descriptions of the soil and rock exposed in excavations.

(3) For Geotechnical Category 2, the geotechnical properties of the soil or rock in or on which the structure is founded or located should also be checked. Additional site investigation may be needed. Representative samples should be recovered and tested to determine the index properties, strength and deformability.

(4) For Geotechnical Category 3, additional requirements should include further investigations and examination of details of the ground or fill conditions, which may have important consequences for the design.

(5) Indirect evidence of the geotechnical properties of the ground (for example, from pile driving records) should be recorded and used to assist in interpreting the ground conditions.

(6)P Deviations from the ground type and properties assumed in the design shall be reported without

грунту, прийняті у проєкті, необхідно повідомляти невідкладно.

**ПРИМІТКА** Про ці відхилення зазвичай повідомляють проєктувальника.

(7)P Слід перевірити, що принципи, закладені в проєкті, дійсно відповідають геотехнічним особливості пройденого ґрунту.

#### **4.3.2 Ґрунтові води**

(1)P При необхідності рівні ґрунтових вод, порові тиски і хімічний склад ґрунтових вод, встановлені при виробництві робіт, повинні з'являтися із закладеними у проєкті.

(2) Повніша перевірка повинна бути виконана на тих майданчиках, де підтверджена або передбачається значна неоднорідність складу або проникливості ґрунтів.

(3) Для Геотехнічної Категорії 1 перевірка зазвичай повинна базуватись на задокументованому попередньому досвіді в регіоні або на непрямих ознаках.

(4) Для Геотехнічних Категорій 2 і 3, як правило, повинні бути виконані прямі спостереження за режимом ґрунтових вод, якщо вони безпосередньо впливають на вибір методу будівництва або поведінку споруди.

(5) Характеристики стоку ґрунтових вод і режим порового тиску повинні отримуватись за допомогою п'єзометрів, які переважно повинні встановлюватись до початку будівництва. Інколи п'єзометри потрібно встановлювати на віддаленій від ділянки робіт відстані як частину системи моніторингу.

(6) Якщо зміни порового тиску під час будівництва можуть вплинути на поведінку споруди, то виміри порового тиску слід проводити аж до завершення будівництва або до тих пір, поки поровий тиск досягне безпечного рівня.

(7) Для споруд, розташованих нижче рівня ґрунтових вод, які можуть бути піддані гідравлічному підйому, поровий тиск необхідно моніторити (контролювати) до тих пір, поки навантаження від ваги споруди не стане достатнім, щоб протистояти гідравлічному підйому.

(8) Хімічні аналізи циркулюючої в ґрунті води необхідні тоді, коли агресивність води може представляти небезпеку для тимчасових або постійних споруд або їх частин.

(9) Необхідно контролювати вплив будівельних операцій (включаючи такі процеси, як водозниження, ін'єкція (цементация) і проходка тунелів) на режим ґрунтових вод.

(10)P Відхилення від прийнятих в проєкті характеристик ґрунтових вод повинні бути безвідкладно задокументовані (повідомлені).

(11) Принципи, використовувані в проєкті, повинні бути перевірені на відповідність реальним характеристикам ґрунтових вод на ділянці.

delay.

NOTE Normally these deviations are reported to the designer.

(7)P The principles used in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the geotechnical features of the ground, which are encountered.

#### **4.3.2 Ground-water**

(1)P As appropriate, the ground-water levels, pore-water pressures and ground-water chemistry encountered during execution shall be compared with those assumed in the design.

(2) More thorough checks should be performed for sites on which significant variations of ground type and permeability are known or believed to exist.

(3) For Geotechnical Category 1, checks should usually be based on previously documented experience in the area or on indirect evidence.

(4) For Geotechnical Categories 2 and 3, direct observations should normally be made of the ground-water conditions if these greatly affect either the method of construction or the performance of the structure.

(5) Ground-water flow characteristics and the pore-water pressure regime should be obtained by means of piezometers, which preferably should be installed before the start of construction operations. It may sometimes be necessary to install piezometers at large distances from the site as part of the monitoring system.

(6) If pore-water pressure changes occur during construction that may affect the performance of the structure, pore-water pressures should be monitored until construction is complete or until the pore-water pressures have dissipated to safe values.

(7) For structures below ground-water level, which may be subject to uplift, pore-water pressures should be monitored until the weight of the structure is sufficient to rule out the possibility of uplift.

(8) Chemical analysis of mobile water should be performed when any part of the permanent or temporary works may be significantly affected by chemical attack.

(9)P The effect of construction operations (including processes such as dewatering, grouting and tunnelling) on the ground-water regime shall be checked.

(10)P Deviations from the ground-water features assumed in the design shall be reported without delay.

(11)P The principles used in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the ground-water features, which are encountered.

#### **4.4 Checking construction**



#### 4.4. Контроль будівництва

(1)P Необхідно перевіряти відповідність виконуваних робіт тій технології, яка прийнята в проекті і викладена в Звіті з Геотехнічного Проектування. Виявлені розбіжності між проектними передумовами і реально виконаними роботами повинні бути безвідкладно задокументовані (повідомлені).

(2)P Відхилення від методів будівництва, прийнятих у проекті, і встановлених Звітом з Геотехнічного Проектування повинні бути детально і раціонально розглянуті і імплементовані (реалізовані).

(3)P Принципи, закладені у проекті, повинні бути перевірені на відповідність послідовності проведення робіт, яка використовувалась.

(4) Для Геотехнічної Категорії 1 формальний графік робіт, зазвичай, не вимагається включати у Звіт з Геотехнічного Проектування.

ПРИМІТКА Рішення про послідовність проведення робіт, зазвичай, приймається підрядником.

(5) Для Геотехнічної Категорії 2 і 3 Звіт з Геотехнічного Проектування може давати описання послідовності будівельних робіт, розглянутої у проекті.

ПРИМІТКА У протилежному випадку у Звіті з Геотехнічного Проектування може бути вказано, що послідовність будівельних робіт задається підрядником.

#### 4.5 Моніторинг

(1)P Моніторинг застосовується для:

- перевірки достовірності прогнозів поведінки, зроблених при проектуванні;
- забезпечення того, що споруда буде працювати як намічено після завершення.

(2)P Програма моніторингу повинна виконуватися відповідно до Звіту з Геотехнічного Проектування (дивись 2.8(3)).

(3) Поведінку споруд необхідно документально фіксувати, створюючи у тому числі базу даних порівнюваного досвіду.

(4) Моніторинг повинен включати виміри наступного:

- деформацій ґрунту від впливу споруди;
- величин дій;
- величин тиску на контактні між ґрунтом і спорудою;
- порового тиску;
- зусиль і переміщень в частинах конструкції (вертикальних чи горизонтальних переміщень, крутіння або (перекосів) викривлень) у конструктивних елементах.

(5) Результати вимірів повинні бути об'єднані з матеріалами спостережень включаючи архітектурний облік.

(6) Тривалість періоду спостережень після

(1)P Site operations shall be checked for compliance with the method of construction assumed in the design and stated in the Geotechnical Design Report. Observed differences between the design assumptions and the site operations shall be reported without delay.

(2)P Deviations from the methods of construction assumed in the design and stated in the Geotechnical Design Report shall be explicitly and rationally considered and implemented.

(3)P The principles followed in design shall be checked to ensure that they are appropriate for the sequence of construction operations, which are used.

(4) For Geotechnical Category 1, a formal construction schedule need not normally be included in the Geotechnical Design Report.

NOTE The sequence of construction operations is normally decided by the contractor.

(5) For Geotechnical Categories 2 and 3, the Geotechnical Design Report may give the sequence of construction operations envisaged in the design.

NOTE Alternatively, the Geotechnical Design Report can state that the sequence of construction is to be decided by the contractor.

#### 4.5 Monitoring

(1)P Monitoring shall be applied:

- to check the validity of predictions of performance made during the design;
- to ensure that the structure will continue to perform as required after completion.

(2)P The monitoring programme shall be carried out in accordance with the Geotechnical Design Report (see 2.8(3)).

(3) Records of the actual performance of structures should be made in order to collect databases of comparable experience.

(4) Monitoring should include measurement of the following:

- deformations of the ground affected by the structure;
- values of actions;
- values of contact pressure between ground and structure;
- pore-water pressures;
- forces and displacements (vertical or horizontal movements, rotations or distortions) in structural members.

(5) Results of measurements should be integrated with qualitative observations including architectural appearance.

(6) The length of any post-construction monitoring period should be altered as a result of observations



закінчення будівництва може коректуватися залежно від результатів спостережень, отриманих під час будівництва. Для споруд, які можуть мати негативну дію на довкілля, або якщо їх руйнування ризикує привести до великих матеріальних або людських втрат, спостереження повинні вестися протягом десяти років після закінчення будівництва або всього терміну служби споруди.

(7)P Результати отримані з моніторингу повинні завжди аналізуватися і інтерпретуватися і це, як правило, виконується у кількісному виразі.

(8) Для Геотехнічної Категорії 1 оцінка поведінки може бути спрощеною, за якісними показниками і базуватися на огляді.

(9) Для Геотехнічної Категорії 2 оцінка поведінки може бути заснована на вимірах переміщень намічених точок споруди.

(10) Для Геотехнічної Категорії 3 оцінка поведінки зазвичай повинна, як правило, базуватись на вимірах переміщень і аналізах, які беруть до уваги послідовність виробництва робіт.

(11)P Для споруд, які можуть мати несприятливу дію на стан ґрунтів або ґрунтових вод, при складанні програми моніторингу (спостережень), повинна бути врахована вірогідність витоків (фільтрації) або змін режиму ґрунтових вод, особливо для дрібнозернистих ґрунтів.

(12) Прикладами такого типу споруджень є:

- водонапірні споруди;
- споруди призначені для контролю фільтрації (витоків) (протифільтраційні споруди);
- тунелі;
- крупні підземні споруди;
- глибокі підвали;
- укоси і утримуючі (підпірні) споруди;
- поліпшення ґрунтів.

#### **4.6 Експлуатація**

(1)P Для забезпечення надійності і нормальної експлуатації споруди повинні бути встановлені заходи щодо експлуатації.

**ПРИМІТКА** Як правило, це встановлюється власником/замовником.

(2) Визначення заходів експлуатації повинно включати інформацію про:

- проблемні частини споруди, які вимагають регулярного нагляду;
- роботи, які заборонено виконувати без попередньої проектної оцінки споруди;
- частоту оглядів.

### **Розділ 5. Насипи, водозниження, поліпшення і зміцнення ґрунтів**

#### **5.1 Загальні положення**

(1)P Положення цього Розділу повинні застосовуватись, коли необхідні ґрунтові умови досягаються шляхом:

- відсіпки природним нескельним ґрунтом,

made during construction. For structures that may impact unfavourably on appreciable parts of the surrounding physical environment, or for which failure may involve

abnormal risks to property or life, monitoring should be required for more than ten years after construction is complete, or throughout the life of the structure.

(7)P The results obtained from monitoring shall always be evaluated and interpreted and this shall normally be done in a quantitative manner.

(8) For Geotechnical Category 1, the evaluation of performance may be simple, qualitative and based on inspection.

(9) For Geotechnical Category 2, the evaluation of performance may be based on measurements of movements of selected points on the structure.

(10) For Geotechnical Category 3, the evaluation of performance should normally be based on the measurement of displacements and analyses, which take account of the sequence of construction operations.

(11)P For structures that may have an adverse effect on ground or ground-water conditions, the possibility of leakage or of alterations to the pattern of ground-water flow, especially when fine grained soils are involved, shall be taken into account when planning the monitoring programme.

(12) Examples of this type of structure are:

- water retaining structures;
- structures intended to control seepage;

- tunnels;
- large underground structures;
- deep basements;
- slopes and earth retaining structures;
- ground improvements.

#### **4.6 Maintenance**

(1)P The maintenance required to ensure the safety and serviceability of the structure shall be specified.

**NOTE** Normally this is specified to the owner/client.

(2) The maintenance specifications should provide information on:

- critical parts of the structure, which require regular inspection;
- works prohibited without a design review of the structure prior to their execution;
- frequency of the inspection.

### **Section 5 Fill, dewatering, ground improvement and reinforcement**

#### **5.1 General**

(1)P The provisions in this Section shall apply where adequate ground conditions are achieved by:

- placing natural soil, crushed rock, blasted stone or certain waste products;

щебенем, крупноуламковою породою або деякими відходами;

- водозниження (дренування);
- обробка ґрунту;
- зміцнення (армування) ґрунту.

ПРИМІТКА 1 Ситуації, коли нескельний ґрунт або зернистий (гранульований) матеріал відсипається для інженерних цілей, включає:

- відсипки під фундаментами і ґрунтові плити;
- зворотні засипки до виїмок і утримуючих споруд;
- площадні відсипання, включаючи гідротехнічні насипи, ландшафтні холми і відвали відходів);
- насипи для невеликих дамб і інфраструктури.

ПРИМІТКА 2 Водозниження в ґрунті може бути тимчасовим або постійним.

ПРИМІТКА 3 Ґрунт, який обробляється для поліпшення його властивостей, може бути природним або насипним. Поліпшення ґрунту може бути тимчасовим або постійним.

(2)P Проектні технології для геотехнічних робіт, що включають використання насипу, водозниження, поліпшення або зміцнення ґрунтів, представлені у Розділах 6 – 12.

## **5.2 Фундаментальні вимоги**

(1)Насип і водозниження, покращуваний чи укріплований ґрунт повинні бути здатні витримувати дії, пов'язані з їх функціями або з їх оточенням.

(2)P Ці фундаментальні вимоги повинна також виконуватись для ґрунту, на якому насип розташований.

## **5.3 Будова насипу**

### **5.3.1 Принципи**

(1)P При проектуванні будови насипу повинно бути враховано, що адекватність (відповідність) насипу залежить від наступного:

- зручноукладуваність матеріалу;
- відповідних технічних властивостей після укладання.

(2) Транспортування і укладання насипу повинно бути враховано у проекті.

### **5.3.2 Вибір матеріалу насипу**

(1)P Критерії для вибору матеріала, як підходящого для використання як насипу, базуються на здобутті відповідної міцності, жорсткості, довговічності і проникності після ущільнення. Ці критерії повинні враховувати призначення насипу і вимоги до будь якої споруди, розташованої на насипу.

(2)P Підходящі для насипів матеріали можуть включати більшість відсортованих по фракціях природних зернистих (гранульованих) матеріалів і деякі відходи, такі як сортовані відходи вугільного виробництва і легкі топливні золи. У деяких випадках можуть також застосовуватися матеріали промислового виготовлення, такі як легкі заповнювачі. Деякі зв'язні матеріали можуть бути

- dewatering;
- treating ground;
- reinforcing ground.

NOTE 1 Situations where soil or granular material is placed for engineering purposes include:

- fills beneath foundations and ground slabs;
- backfill to excavations and retaining structures;

- general landfill including hydraulic fill, landscape mounds and spoil heaps;
- embankments for small dams and infrastructure.

NOTE 2 Dewatering of ground may be temporary or permanent.

NOTE 3 Ground, which is treated to improve its properties may be either natural ground or fill. The ground improvement may be either temporary or permanent.

(2)P Design procedures for geotechnical works that include the use of fill, dewatering, improvement and reinforcement shall be those presented in Sections 6 to 12.

## **5.2 Fundamental requirements**

(1)P Fill and dewatered, improved or reinforced ground shall be capable of sustaining the actions arising from its function and from its environment.

(2)P These fundamental requirements shall also be satisfied for the ground on which the fill is placed.

## **5.3 Fill construction**

### **5.3.1 Principles**

(1)P When designing fill constructions it shall be considered that the adequacy of the fill depends on the following:

- good material handling properties,
- adequate engineering properties after compaction.

(2) Transport and placement of the fill should be considered in the design.

### **5.3.2 Selection of fill material**

(1)P The criteria for specifying material as suitable for use as fill shall be based on achieving adequate strength, stiffness, durability and permeability after compaction. These criteria shall take account of the purpose of the fill and the requirements of any structure to be placed on it.

(2) Suitable fill materials may include most graded natural granular materials and certain waste products such as selected colliery waste and pulverised fuel ash. Some manufactured materials, such as light aggregate, may also be used in some circumstances. Some cohesive materials may be suitable but require particular care.

доречними, але вони вимагають особливої уваги (обережності).

(3) При виборі матеріалу для насипу слід брати до уваги наступні аспекти:

- зернистість;
- опір роздавлюванню;
- ущільнюваність;
- проникність;
- пластичність;
- міцність підстилаючого ґрунту;
- вміст органіки;
- хімічну агресивність;
- ефекти забруднення;
- розчинність;
- можливість зміни об'єму (спучувані глини, матеріали просадочні);
- низькі температури і промерзання;
- опір вивітрюванню;
- вплив виїмки, транспортування, укладання;

- можливість цементації матеріалу після його укладання (наприклад, доменних шлаків).

(4) Якщо місцеві матеріали не годяться для насипу в їх природному стані, слід застосувати один з наступних методів:

- коректування вологості;
- змішування з цементом, вапном або іншим матеріалом;
- дроблення, просіювання або промивання;
- захист за допомогою відповідних матеріалів;
- вживання дренажних шарів.

(5) Мерзлі, набрякаючі або розчинні ґрунти, як правило, не придатні для використання як матеріалу для насипу.

(6)P Якщо вибраний матеріал містить хімічні речовини, які відносяться до агресивних або забруднюючих, повинні бути прийняті особливі заходи для запобігання їх впливу на споруди чи комунікації або забруднення ґрунтових вод. У великих кількостях ці матеріали можуть застосовуватися лише на ділянках з постійним моніторингом (спостереженням).

(7)P У сумнівних випадках матеріал для насипу повинен бути випробуваний на місці для переконання, що він придатний для намічених цілей. Тип, кількість і частота випробувань повинні визначатися залежно від типу і однорідності матеріалу і характеру об'єкту.

(8) Для Геотехнічної Категорії 1 огляд матеріалу може бути достатнім.

(9)P Матеріал, використовуваний для насипу, з строгими вимогами до несучої здатності, осідання і стійкості не повинен містити сторонніх матеріалів, таких як сніг, лід, торф.

(10) Для насипів без особливих вимог до несучої здатності, осідання або стійкості допускається вміст в матеріалі незначної кількості снігу, льоду або торфу.

(3)P The following aspects shall be taken into account when specifying a fill material:

- grading;
- resistance to crushing;
- compactibility;
- permeability;
- plasticity;
- strength of underlying ground;
- organic content;
- chemical aggression;
- pollution effects;
- solubility;
- susceptibility to volume changes (swelling clays and collapsible materials);
- low temperature and frost susceptibility;
- resistance to weathering;
- effect of excavation, transportation and placement;
- possibility of cementation occurring after placement (e.g. blast furnace slags).

(4) If local materials in their natural state are not suitable for use as fill, it can be necessary to adopt one of the following procedures:

- adjust the water content;
- mix with cement, lime or other materials;

— crush, sieve or wash;

— protect with appropriate material;

— use drainage layers.

(5) Frozen, expansive or soluble soils should not normally be used as fill material.

(6)P When the selected material contains potentially aggressive or polluting chemicals, adequate provisions shall be adopted to prevent it from attacking structures or services or polluting the ground-water. Such materials shall only be used in large amounts in permanently monitored locations.

(7)P In case of doubt, the fill material shall be tested at source to ensure that it is suitable for its intended purpose. The type, number and frequency of the tests shall be selected according to the type and heterogeneity of the material and the nature of the project.

(8) In Geotechnical Category 1, inspection of the material may often be sufficient.

(9)P Material used for fill with specified severe requirements regarding bearing resistance, settlement and stability shall not contain matter such as snow, ice or peat in any significant amount.

(10) In fills with no specified requirements for bearing resistance, settlement or stability, the fill material may contain small amounts of snow, ice or peat.

### **5.3.3 Selection of procedures for fill placement**

### 5.3.3 Вибір технології укладання і ущільнення насипу

(1)P Критерії ущільнення повинні бути встановлені для кожної зони або шару насипу залежно від призначення і функціональних вимог.

(2)P Технології укладання і ущільнення для насипу повинні вибиратися так, щоб забезпечити стійкість насипу на весь час будівництва і природний ґрунт не піддавався негативним впливам.

(3)P Технологію ущільнення для насипу слід визначати залежно від критерію ущільнення і наступного:

- походження і властивості матеріалу;
- методу укладання;
- вологості при укладанні і її можливі варіації;

- початкової і кінцевої товщини шару;

- місцевих кліматичних умов;

- однорідності ущільнення;

- властивості підстеляючого ґрунту.

(4) Для розробки правильної технології ущільнення слід виконувати натурні випробування із застосуванням вибраного матеріалу і механізму. Це дозволить встановити технологію (метод укладання, механізми для ущільнення, товщину шарів, кількість проходів, правильні методи транспортування, об'єм води, що додається), яка застосовуватиметься. Пробне ущільнення може також використовуватись для визначення критеріїв контролю.

(5) Якщо можливі опади напротязі відсипання насипу із зв'язних матеріалів, поверхня насипу на кожному етапі повинна профілюватись так, щоб забезпечити стік води.

(6) При температурах нижче за точку замерзання, насип може потребувати підігрівання до укладання і захисту від промерзання поверхні насипу. Необхідність таких заходів повинен бути розглянута у кожному конкретному випадку беручи до уваги якість матеріалів для насипу і необхідний ступінь ущільнення.

(7)P Зворотну засипку навколо фундаментів і під підлогами необхідно ущільнювати, щоб не викликати руйнування через осідання.

(8) Насип повинен укладатись на непорушену і дренавану поверхню ґрунту. Будь яке змішування матеріалу насипу із землею слід виключити використанням геотекстилю або фільтруючого шару.

(9) Перед укладанням насипу під водою всі слабкі матеріали повинні бути видалені драгуванням або іншими способами.

### 5.3.4 Контроль насипу

(1)P Насип слід контролювати чи тестувати для забезпечення, щоб матеріал, який укладається, мав вологість при укладанні і технологію ущільнення, які відповідають технічним умовам.

### and compaction

(1)P Compaction criteria shall be established for each zone or layer of fill, related to its purpose and performance requirements.

(2)P The procedures for fill placement and compaction shall be specified in such a way that stability of the fill is ensured during the entire construction period and the natural subsoil is not adversely affected.

(3)P The compaction procedure for fill shall be specified depending on the compaction criteria and on the following:

— the origin and nature of the material;

— the placement method;

— the placement water content and its possible variations;

— the initial and final thickness of the lift;

— the local climatic conditions;

— the uniformity of compaction;

— the nature of underlying ground.

(4) In order to develop an appropriate procedure for compaction, a trial compaction should be performed at the site using the intended material and compaction equipment. This allows the determination of the compaction procedure (method of placement, compaction equipment, layer thickness, number of passes, adequate techniques for transportation, amount of water that shall be added) to be followed. A trial compaction may also be used to establish the control criteria.

(5) Where there is a possibility of rainfall during the placement of cohesive fill material, the fill surface should at all stages be profiled so as to permit adequate run-off.

(6) At temperatures below freezing, fill may require heating before placement and frost protection of the fill surface. The need of these measures should be evaluated case-by-case, taking into account the quality of the fill material and the required degree of compaction.

(7)P Backfill placed around foundations and beneath floor slabs shall be compacted such that damaging subsidence does not occur.

(8) Fill should be placed on an undisturbed and drained ground surface. Any mixing of the fill with the ground should be prevented by using a filter textile or filter layer.

(9) Before placing fill underwater, all soft material encountered should be removed by dredging or other means.

### 5.3.4 Checking the fill

(1)P Fill shall be inspected or tested to ensure that the material, its placement water content and the compaction procedures comply with the specification.

(2) Testing need not be performed for some



(2) Випробування необов'язкове для деяких сполучень матеріалів і технології ущільнення, якщо технологія ущільнення була підтверджена випробуванням у натурі або співставлюваним досвідом.

(3) Ущільнення слід контролювати одним з наступних методів:

- вимірювання щільності сухого ґрунту і, якщо це потрібно за проектом, вимірювання вологості;
- вимірювання властивостей, таких як, опір penetрації (проникненню) або жорсткості. Такі виміри не можуть завжди визначити, якщо фактичне ущільнення зв'язних ґрунтів досягнуте.

(4) Мінімальні щільність насипу, для прикладу, у відсотках по Проктору повинна визначитись і перевіритись на місці.

(5) Для насипів з кам'яних матеріалів або насипів з великим вмістом крупних фракцій ущільнення необхідно контролювати польовими методами. Проктор тест не підходить для цих матеріалів.

(6) Контроль на місці (дивись EN 1997-2) може виконуватись одним з наступних:

- перевіркою, що ущільнення виконане у відповідності з методикою ущільнення, прийнятою з польових випробувань або з попереднього досвіду;
- перевіркою, що осідання, обумовлене додатковим проходом ущільнюючого механізму, дорівнює або менше заданої величини;
- випробуванням штампами;
- сейсмічними або динамічними методами.

(7)P У випадках, коли переущільнення не допускається, повинен бути визначена верхня межа ущільнення.

(8) Переущільнення може викликати наступні несприятливі явища:

- розвиток поверхні ковзання або високої жорсткості ґрунтів в укосах;
- високого тиску ґрунту на підземні і утримуючі споруди;
- руйнування матеріалів таких як слабкі скельні породи, шлаки, вулканічні піски, використовувані як легкі засипки.

#### **5.4 Водозниження**

(1)P Будь-яка система для видалення води з ґрунту або зменшення тиску води, повинна базуватись на результатах геотехнічних чи гідрогеологічних досліджень.

(2) Вода з ґрунту може бути видалена самотечним дренажем, відкачуванням з приямків, колодязів або фільтраційних свердловин чи електроосмосом. Вибір системи залежить від:

- реального стану ґрунту і ґрунтових вод;
- характеристик об'єкту, наприклад, глибини котловану і ступеня водозниження.

(3) Частиною системи водозниження може бути система колодязів (свердловин) на деякій відстані від виїмки.

combinations of materials and compaction procedures if the compaction procedure has been proved by a field trial or by comparable experience.

(3) Compaction should be tested by one of the following methods:

- measurement of dry density and, if required by the design, measurement of the water content;

- measurement of properties such as, for example, penetration resistance or stiffness. Such measurement cannot always determine if satisfactory compaction has been achieved in cohesive soils.

(4) Minimum fill densities determined, for example, by Proctor percentages, should be specified and checked on site.

(5) For rock fill or fill containing a large amount of coarse particles, compaction should be checked by field methods. The Proctor test is not applicable to these materials.

(6) Site checking (see EN 1997-2) may be made by one of the following:

- ensuring that compaction has been performed according to the procedure deduced from a field trial or from comparable experience;

- checking that the settlement induced by an additional pass of the compaction equipment is equal to or less than a specified value;

- plate loading tests;

- seismic or dynamic methods.

(7)P In cases where over-compaction is not acceptable, an upper bound limit for the compaction shall be specified.

(8) Over-compaction can cause the following undesirable effects:

- the development of slickensides and high soil stiffnesses in slopes;

- high earth pressures on buried and earth retaining structures;

- crushing of materials such as soft rocks, slags and volcanic sands used as light weight fills.

#### **5.4 Dewatering**

(1)P Any scheme for removing water from the ground or for lowering the water pressure shall be based on the results of a geotechnical or hydrogeological investigation.

(2) Water may be removed from the ground by gravity drainage, by pumping from sumps, well points or bored wells, or by electro-osmosis. The scheme adopted will depend on:

- the existing ground and ground-water conditions;

- the characteristics of the project: e.g. excavation depth and extent of dewatering.

(3) Part of the dewatering scheme may be a system of recharge wells at some distance from the excavation.

(4) In the dewatering scheme the following



(4) Схема водозниження повинна враховувати наступні умови, відповідно:

- укоси виїмки повинні залишатися стійкими, якою б не була система водозниження, а на дні не повинно бути надмірного підйому або руйнування, наприклад, унаслідок надмірного тиску води нижче шару з нижчою водопроникністю;

- схема не веде до недопустимих осідань або пошкодження навколишньої забудови;

- схема не допускає надмірного винесення ґрунту із-за стоку води на укосах і дні виїмки;

- за винятком випадків присутності матеріалів з однорідним гранулометричним складом, які можуть працювати як фільтри, довкола приямків (колодязів) повинні бути встановлені фільтри, щоб виключити винесення ґрунту з відкачуваною водою;

- вода з виїмки, як правило, повинна скидатися на віддаленій відстані від зони виїмки;

- система водозниження проектується, організується і влаштовується так, щоб підтримати рівні води і порового тиску, встановлені проектом, без значних коливань;

- повинна бути адекватна (з необхідним запасом) продуктивність насосу і бути у розпорядженні дублююча продуктивність на випадок аварії;

- якщо передбачається поверненні ґрунтових вод до первинного рівня, необхідно прийняти заходи для недопущення таких проблем, як руйнування ґрунту чутливої структури, наприклад, пухкого піску;

- система не повинна допускати надмірного припливу забрудненої води у виїмку;

- система не повинна вести до інтенсивного відтоку питної води із водозбірної площі (басейну ріки).

(5)P Ефективність системи водозниження в міру необхідності повинна перевірятися шляхом моніторингу рівня ґрунтових вод, порових тисків і переміщень ґрунту, за необхідності. Данні слід регулярно аналізувати і інтерпретувати для визначення впливу водозниження на стан ґрунту і поведінку навколишньої забудови.

(6)P Коли відкачування проводиться протягом тривалого періоду часу, ґрунтові води необхідно перевіряти на наявність розчинених солей і газів, які можуть викликати, з одного боку, корозію фільтрів водозабірних свердловин (трубчастих колодязів), а з іншого, їх кольматацію (засолення) в результаті відкладення солей.

(7)P Системи тривалого водозниження повинні бути запроєктовані так, щоб не допустити їх засолення діями бактерій або інших причин.

### **5.5 Поліпшення і зміцнення ґрунту**

(1)P Геотехнічне обстеження початкового стану ґрунтів повинно бути проведене до того, як

conditions should be considered, as appropriate:

— in the case of excavations, the sides of the excavation remain stable at all times under the effect of ground-water lowering; also, excessive heaving or rupture of the base, for example due to excessive water pressure beneath a less permeable layer, does not occur;

— the scheme does not lead to excessive settlements or damage to nearby structures;

— the scheme avoids excessive loss of ground by seepage from the sides or base of the excavation;

— except in the case of fairly uniformly graded material, which can establish itself as a filter material, adequate filters are provided around the sumps to ensure that there is no significant transportation of soil with the pumped water;

— water removed from an excavation is normally discharged far enough from the excavated area;

— the dewatering scheme is so designed, arranged and installed as to maintain the water levels and pore-water pressures anticipated in the design without significant fluctuations;

— there is adequate margin of pumping capacity and back-up capacity is available in the case of breakdown;

— when allowing the ground-water to return to its original level, care is taken to prevent problems such as collapse of soils having a sensitive structure, e.g. loose sand;

— the scheme does not lead to excessive transport of contaminated water to the excavation;

— the scheme does not lead to excessive extraction in a drinking water catchment area.

(5)P The effectiveness of dewatering shall be checked by monitoring the ground-water level, the pore-water pressures and the ground movements, as necessary. Data shall be reviewed and interpreted frequently to determine the effects of dewatering on the ground conditions and on the behaviour of nearby structures.

(6)P If a pumping operation is to continue over a long period of time, the ground-water shall be checked for the presence of dissolved salts and gases, which could either result in corrosion of the well screens or cause clogging of the screens by the precipitation of salts.

(7)P Systems for long term dewatering shall be designed to prevent clogging by bacterial action or other causes.

### **5.5 Ground improvement and reinforcement**

(1)P A geotechnical investigation of the initial ground conditions shall be carried out before any ground improvement or reinforcement method is chosen or used.

вибрати і застосувати який-небудь з методів поліпшення і зміцнення ґрунту.

(2)P Метод поліпшення ґрунту для конкретної ситуації повинен проектуватися беручи до уваги наступні фактори, які відповідають:

- потужності і властивостям ґрунту і матеріалу насипу;
- силі тиску води в різних напластуваннях ;
- типу, розміру і розташуванню споруди, що опирається на ґрунт;
- недопущенню пошкоджень сусідніх споруд і комунікацій ;
- тимчасовому або постійному поліпшенню ґрунту;
- передбачуваним деформаціям з врахуванням взаємозв'язку між методом поліпшення ґрунту і етапами будівництва;
- впливам на довкілля, включаючи забруднення токсичними речовинами або змінам рівня ґрунтових вод;
- тривалості руйнування матеріалів.

(3)P Ефективність поліпшення ґрунту повинна перевірятися на відповідність допустимим критеріям шляхом визначення змін відповідних властивостей ґрунту.

## **Розділ 6 Фундаменти неглибокого (мілкового) закладання (Фундаменти на природній основі)**

### **6.1 Загальні положення**

(1)P Положення цього Розділу стосуються фундаментів неглибокого закладання, включаючи стовпчасті, стрічкові і плитні.

(2) Деякі з положень можуть бути застосовані до глибоких фундаментів, таких як кесони (опускні колодці).

### **6.2 Граничні стани**

(1)P Наступні граничні стани повинні бути розглянуті і складений відповідний перелік:

- втрата загальної стійкості;
- втрата несучої здатності (руйнування) за міцністю (за опором зім'яттю), втрата несучої здатності за продавлюванням, випор;
- руйнування при ковзанні;
- сполучне руйнування в ґрунті і в конструкції (споруді);
- руйнування споруди від переміщень фундаментів;
- надмірні осідання;
- надмірний підйом від набухання ґрунту, промерзання (морозного здимання) або інших причин;
- недопустимі вібрації.

### **6.3 Дії і проектні ситуації**

(1)P Проектні ситуації повинні вибиратися у відповідності з 2.2.

(2) Дії, вказані у 2.4.2(4), необхідно враховувати при виборі граничних станів для визначень.

(3) Якщо конструктивна жорсткість велика,

(2)P The ground improvement method for a particular situation shall be designed taking into account the following factors where appropriate:

- thickness and properties of the ground or fill material;
- magnitude of water pressure in the various strata;
- nature, size and position of the structure to be supported by the ground;
- prevention of damage to adjacent structures or services;
- if the ground improvement is temporary or permanent;
- in terms of anticipated deformations, the relationship between the ground improvement method and the construction sequence;
- the effects on the environment including pollution by toxic substances or changes in ground-water level;
- the long-term deterioration of materials.

(3)P The effectiveness of the ground improvement shall be checked against the acceptance criteria by determining the induced changes in the appropriate ground properties.

## **Section 6 Spread foundations**

### **6.1 General**

(1)P The provisions of this Section apply to spread foundations including pads, strips and rafts.

(2) Some of the provisions may be applied to deep foundations such as caissons.

### **6.2 Limit states**

(1)P The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:

- loss of overall stability;
- bearing resistance failure, punching failure, squeezing;
- failure by sliding;
- combined failure in the ground and in the structure;
- structural failure due to foundation movement;
- excessive settlements;
- excessive heave due to swelling, frost and other causes;

— unacceptable vibrations.

### **6.3 Actions and design situations**

(1)P Design situations shall be selected in accordance with 2.2.

(2) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the limit states for calculation.

(3) If structural stiffness is significant, an analysis of the interaction between the structure and the ground should be performed in order to determine the

аналіз взаємодії споруди і ґрунту необхідно виконати з встановлення порядку розподілу дій.

#### **6.4 Розгляд питань проектування і будівництва**

(1)P При виборі глибини фундаменту неглибокого закладання необхідно враховувати наступне:

- досяжність необхідної міцності;
- глибину, вище якої усадка і набухання глинистих ґрунтів, обумовлені сезонними погодними коливаннями або дерева і чагарники можуть спричинити значні переміщення;
- глибину, вище якої можуть відбуватись морозні ушкодження;
- рівень ґрунтових вод в ґрунті і проблеми, які виникають, якщо виїмки для фундаментів необхідні нижче цього рівня;
- можливі переміщення ґрунту і зменшення міцності несучого шару, викликане циркуляцією води, кліматичними умовами або будівельними роботами;
- вплив виїмок на сусідні фундаменти і будови;
- попередження відкопування під комунікації поблизу фундаменту;
- високі або низькі температури, що передаються від будівлі;
- вірогідність розмивів;
- вплив змін вологості, спричинених чередуванням тривалих посушливих і дощових періодів, на властивості нестійких ґрунтів в регіонах з посушливим кліматом;
- присутність розчинних матеріалів, таких як вапняк, аргіліт, гіпс, солончак.

(2) Морозні ушкодження не проявляються, якщо:

- ґрунт не чутливий до промерзання;
- рівень закладання фундаменту нижче за глибину промерзання;
- промерзання виключається ізоляцією.

(3) EN-ISO 13793 може застосовуватися для заходів захисту від промерзання фундаментів будівель.

(4)P У доповнення виконання вимог до експлуатаційних характеристик, при проектуванні ширини фундаментів необхідно брати до уваги практичні міркування, такі як економічність відкопувань, прийнятні допуски, технічні вимоги до зони виробництва робіт і розміри стіни або колони, що обпирається на фундамент.

(5)P Для фундаментів неглибокого закладання застосовується один з наступних проектних методів:

- прямий метод, в якому кожен граничний стан аналізується окремо. Для перевірки граничного стану за втратою несучої здатності, визначення повинні моделювати якомога точніше вірогідний механізм руйнування. Для перевірки граничного стану за придатністю до експлуатації повинно виконуватися визначення осідання;
- непрямий метод застосовує співставлюваний

distribution of actions.

#### **6.4 Design and construction considerations**

(1)P When choosing the depth of a spread foundation the following shall be considered:

- reaching an adequate bearing stratum;
- the depth above which shrinkage and swelling of clay soils, due to seasonal weather changes, or to trees and shrubs, may cause appreciable movements;
- the depth above which frost damage may occur;
- the level of the water table in the ground and the problems, which may occur if excavation for the foundation is required below this level;
- possible ground movements and reductions in the strength of the bearing stratum by seepage or climatic effects or by construction procedures;
- the effects of excavations on nearby foundations and structures;
- anticipated excavations for services close to the foundation;
- high or low temperatures transmitted from the building;
- the possibility of scour;
- the effects of variation of water content due to long periods of drought, and subsequent periods of rain, on the properties of volume-unstable soils in arid climatic areas;
- the presence of soluble materials, e.g. limestone, claystone, gypsum, salt rocks;

(2) Frost damage will not occur if:

- the soil is not frost-susceptible;
- the foundation level is beneath frost-free depth;
- frost is eliminated by insulation.

(3) EN-ISO 13793 may be applied for frost protecting measures for building foundations.

(4)P In addition to fulfilling the performance requirements, the design foundation width shall take account of practical considerations such as economic excavation, setting out tolerances, working space requirements and the dimensions of the wall or column supported by the foundation.

(5)P One of the following design methods shall be used for spread foundations:

— a direct method, in which separate analyses are carried out for each limit state. When checking against an ultimate limit state, the calculation shall model as closely as possible the failure mechanism, which is envisaged. When checking against a serviceability limit state, a settlement calculation shall be used;

— an indirect method using comparable experience and the results of field or laboratory measurements or observations, and chosen in relation to

досвід і результати польових або лабораторних визначень або спостережень і вибирається з врахуванням навантажень експлуатаційного граничного стану так, щоб відповідати умовам всіх конкретних граничних станів;

- метод попереднього досвіду, в якому використовується передбачувана несуча здатність (дивись 2.5).

(6) Визначення моделей для проектних граничних станів за втратою несучої здатності і придатністю до експлуатації фундаментів неглибокого закладання на нескельному ґрунті надані відповідно в 6.5 і 6.6. Передбачувані несучі здатності для проектування фундаментів неглибокого закладання на скельній основі, повинні застосовуватись у відповідності з 6.7.

## **6.5 Проектування за граничним станом (крайнім) за втратою несучої здатності**

### **6.5.1 Загальна стійкість**

(1)P Загальна стійкість з або без фундаментів повинна перевірятися особливо в наступних ситуаціях:

- поряд або на природному або рукотворному укосі;

- поряд з виїмкою або утримуючою конструкцією;

- поряд річки, каналу, озера, резервуару (водосховища) або морського берега;

- поряд гірничих виробок або підземних споруд.

(2)P Для таких ситуацій це повинно бути показано використовуючи принципи, описані у Розділі 11, що втрата стійкості ґрунтового масиву, включаючи фундамент, достатньо невірогідна.

### **6.5.2 Несуча здатність**

#### **6.5.2.1 Загальні положення**

(1)P Для всіх вимог граничних станів за втратою несучої здатності необхідно перевірити наступну нерівність:

$$V_d \leq R_d$$

(2)P  $R_d$  повинна визначатись відповідно до 2.4.

(3)P  $V_d$  повинна включати вагу фундаменту, вагу будь якого насипного матеріалу і всі тиски ґрунту сприятливі чи несприятливі. Тиски води, не пов'язані з навантаженням від фундаменту, повинні враховуватись як дії.

#### **6.5.2.2 Аналітичний метод**

(1) Слід застосовувати загальновідомий аналітичний метод.

ПРИМІТКА Можна використовувати приклад аналітичного визначення несучої здатності, наданий в додатку D.

(2)P Слід розглядати аналітичну оцінку короткострокових і довгострокових величин  $R_d$ , особливо дрібнозернистих ґрунтів.

(3)P Якщо масив нескельного або скельного ґрунту під фундаментом представляє явну шарувату або неоднорідну структуру, прийнятий

serviceability limit state loads so as to satisfy the requirements of all relevant limit states;

— a prescriptive method in which a presumed bearing resistance is used (see 2.5).

(6) Calculation models for ultimate and serviceability limit state design of spread foundations on soil given in 6.5 and 6.6 respectively should be applied. Presumed bearing pressures for the design of spread foundations on rock should be applied according to 6.7.

## **6.5 Ultimate limit state design**

### **6.5.1 Overall stability**

(1)P Overall stability, with or without the foundations, shall be checked particularly in the following situations:

— near or on a natural or man-made slope;

— near an excavation or a retaining wall;

— near a river, a canal, a lake, a reservoir or the sea shore;

— near mine workings or buried structures.

(2)P For such situations, it shall be demonstrated using the principles described in Section 11, that a stability failure of the ground mass containing the foundation is sufficiently improbable.

### **6.5.2 Bearing resistance**

#### **6.5.2.1 General**

(1)P The following inequality shall be satisfied for all ultimate limit states:

$$(6.1)$$

(2)P  $R_d$  shall be calculated according to 2.4.

(3)P  $V_d$  shall include the weight of the foundation, the weight of any backfill material and all earth pressures, either favourable or unfavourable. Water pressures not caused by the foundation load shall be included as actions.

#### **6.5.2.2 Analytical method**

(1) A commonly recognized analytical method should be used.

NOTE The sample analytical calculation for bearing resistance given in Annex D may be used.

(2)P An analytical evaluation of the short-term and long-term values of  $R_d$  shall be considered, particularly in fine-grained soils.

(3)P Where the soil or rock mass beneath a foundation presents a definite structural pattern of layering or other discontinuities, the assumed rupture mechanism and the selected shear strength and deformation parameters shall take into account the structural characteristics of the ground.



механізм руйнування, вибрані параметри міцності на зсув і деформативності повинні враховувати структурні характеристики ґрунту.

(4)P Коли визначається проектна несуча здатність фундаменту на шаруватому масиві, властивості якого значно змінюються залежно від шару, проектні величини параметрів ґрунту повинні визначатися для кожного шару.

(5) Якщо міцна формація залягає під слабкою формацією, несучу здатність можна визначати, використовуючи параметри опору зрушенню слабкої формації. Для протилежної ситуації слід перевірити втрату несучої здатності при продавлюванні.

(6) Аналітичні методи часто не придатні для проектних ситуацій, охарактеризованих в 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P і 6.5.2.2(5). Тоді для визначення найбільш несприятливого механізму руйнування слід використовувати числові методи.

(7) Можуть бути застосовані визначення загальної стійкості, описані в Розділі 11.

#### **6.5.2.3 Напівемпіричний метод**

(1) Слід застосовувати загальноприйнятий напівемпіричний метод.

**ПРИМІТКА** Рекомендується приклад напівемпіричного методу для оцінки несучої здатності з використанням результатів пресіометричних випробувань, наданий в Додатку E.

#### **6.5.2.4 Метод припису з використанням допустимої (передбачуваної) несучої здатності**

(1) Слід застосовувати загальноприйнятий метод припису (метод, оснований на попередньому досвіді), оснований на допустимій (передбачуваній) несучій здатності.

**ПРИМІТКА** Рекомендується зразок методу для визначення передбачуваної несучої здатності для фундаментів неглибокого закладання на скельному ґрунті, наданий у додатку G. Коли такий метод застосовується проектний результат повинен оцінюватись на основі співставляюваного досвіду.

#### **6.5.3 Опір ковзанню**

(1)P Якщо навантаження не перпендикулярні до основи фундаменту, фундаменти слід перевіряти на руйнування при ковзанні по основі.

(2)P Повинна задовольнятися наступна нерівність:

$$H_d \leq R_d + R_{p;d}$$

(3)P  $H_d$  повинна включати проектні величини будь яких активних сил ґрунту, що діють на фундамент.

(4)P  $R_d$  повинна визначатись у відповідності з 2.4.

(5) Величини  $R_d$  і  $R_{p;d}$  повинні відповідати порядку очікуваного переміщення при граничному стані за вантаженням, що розглядається. Для великих переміщень необхідно розглянути

(4)P When calculating the design bearing resistance of a foundation on layered deposits, the properties of which vary greatly between one another, the design values of the ground parameters shall be determined for each layer.

(5) Where a strong formation underlies a weak formation, the bearing resistance may be calculated using the shear strength parameters of the weak formation. For the reverse situation, punching failure should be checked.

(6) Analytical methods are often not applicable to the design situations described in 6.5.2.2(3)P, 6.5.2.2(4)P and 6.5.2.2(5). Numerical procedures should then be applied to determine the most unfavourable failure mechanism.

(7) The overall stability calculations described in Section 11 may be applied.

#### **6.5.2.3 Semi-empirical method**

(1) A commonly recognized semi-empirical method should be used.

**NOTE** The sample semi-empirical method for bearing resistance estimation using pressuremeter test results given in Annex E is recommended.

#### **6.5.2.4 Prescriptive method using presumed bearing resistance**

(1) A commonly recognized prescriptive method based on presumed bearing resistance should be used.

**NOTE** The sample method for deriving the presumed bearing resistance for spread foundations on rock given in Annex G is recommended. When such a method is applied, the design result should be evaluated on the basis of comparable experience.

#### **6.5.3 Sliding resistance**

(1)P Where the loading is not normal to the foundation base, foundations shall be checked against failure by sliding on the base.

(2)P The following inequality shall be satisfied:

$$(6.2)$$

(3)P  $H_d$  shall include the design values of any active earth forces imposed on the foundation.

(4)P  $R_d$  shall be calculated according to 2.4.

(5) The values of  $R_d$  and  $R_{p;d}$  should be related to the scale of movement anticipated under the limit state of loading considered. For large movements, the possible relevance of post-peak behaviour should be considered. The value of  $R_{p;d}$  selected should reflect

можливий доречний пост-піковий стан (поведінку). Величина  $R_{p;d}$  повинна вибиратися так, щоб вона відображала вірогідний термін служби споруди.

(6)P Для фундаментів, розташованих в межах зони сезонних переміщень глинистих ґрунтів, необхідно розглядати можливість відриву глини від вертикальних граней фундаменту внаслідок усадки.

(7)P Необхідно розглядати можливість винесення ґрунту перед фундаментом унаслідок ерозії або діяльності людини.

(8)P Для дренажованих умов проектний опір зсуву,  $R_d$ , повинен визначатись або коефіцієнтом (множником) властивостей ґрунту або опору ґрунту, як вказано:

$$R_d = V'_d \operatorname{tg} \delta_d$$

або

$$R_d = (V'_d \operatorname{tg} \delta_d) / \gamma_{R;h}$$

ПРИМІТКА У процесі проектування, де вплив дій є множником, окремий коефіцієнт для дій ( $\gamma_F$ ) є 1,0 і  $V'_d = V'_k$  в рівнянні (6.3 b).

(9)P При визначенні  $V'_d$  необхідно враховувати чи  $H_d$  і  $V'_d$  є залежними чи не залежними діями.

(10) Проектний кут тертя  $\delta_d$  може бути допущений рівним проектній величині ефективного критичного стану кута опору зсуву (внутрішнього тертя)  $\phi'_{cv;d}$  для виготовлюваних на місці бетонних фундаментів і рівним  $2/3 \phi_{cv;d}$  для гладких збірних фундаментів. Будь яким ефективним зчепленням  $c'$  слід нехтувати.

(11)P Для недренажованих умов проектний опір зсуву  $R_d$ , необхідно визначати або коефіцієнтом (множником) властивостей ґрунту або опору ґрунту, як вказано:

$$R_d = A_c c_{u;d}$$

або

$$R_d = (A_c c_{u;k}) / \gamma_{R;h}$$

(12)P Якщо можливе потрапляння води або повітря у контакт між фундаментом і глинистим недренажованим ґрунтом, слід виконувати наступну перевірку:

$$R_d \leq 0,4 V_d$$

(13) Вимогою (6.5) можна нехтувати тільки, якщо утворення зазору між фундаментом і ґрунтом буде перешкоджати присмоктуванню в зонах, де є не позитивний реактивний тиск

#### 6.5.4 Навантаження з великим ексцентриситетом

(1)P Коли ексцентриситет навантаження перевищує  $1/3$  ширини прямокутного фундаменту або  $0,6$  радіусу круглого фундаменту, повинні

the anticipated life of the structure.

(6)P For foundations bearing within the zone of seasonal movements of clay soils, the possibility that the clay could shrink away from the vertical faces of foundations shall be considered.

(7)P The possibility that the soil in front of the foundation may be removed by erosion or human activity shall be considered.

(8)P For drained conditions, the design shear resistance,  $R_d$ , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows;

$$(6.3a)$$

$$(6.3b)$$

NOTE In design procedures where the effects of actions are factored, the partial factor for the actions ( $\gamma_F$ ) is 1,0 and  $V'_d = V'_k$  in equation (6.3b).

(9)P In determining  $V'_d$ , account shall be taken of whether  $H_d$  and  $V'_d$  are dependent or independent actions.

(10) The design friction angle  $\delta_d$  may be assumed equal to the design value of the effective critical state angle of shearing resistance,  $\phi'_{cv;d}$ , for cast-in-situ concrete foundations and equal to  $2/3 \phi_{cv;d}$  for smooth precast foundations. Any effective cohesion  $c'$  should be neglected.

(11)P For undrained conditions, the design shearing resistance,  $R_d$ , shall be calculated either by factoring the ground properties or the ground resistance as follows:

$$(6.4a)$$

$$(6.4b)$$

(12)P If it is possible for water or air to reach the interface between a foundation and an undrained clay subgrade, the following check shall be made:

$$(6.5)$$

(13) Requirement (6.5) may only be disregarded if the formation of a gap between the foundation and the ground will be prevented by suction in areas where there is no positive bearing pressure.

#### 6.5.4 Loads with large eccentricities

(1)P Special precautions shall be taken where the eccentricity of loading exceeds  $1/3$  of the width of a rectangular footing or  $0,6$  of the radius of a circular footing.

бути прийняті спеціальні запобіжні засоби.

Такі засоби включають:

- ретельну перевірку проектних величин дій у відповідності з 2.4.2;
- визначення положення краю фундаменту з врахуванням будівельних допусків.

(2) Якщо спеціальні заходи не приймаються під час робіт, допуски приймаються до 0,10 м.

### **6.5.5 Руйнування конструкції, обумовлене переміщенням фундаментів**

(1)P Необхідно брати до уваги нерівномірні вертикальні і горизонтальні переміщення фундаменту і переконатися, що вони не ведуть до граничного стану за втратою несучої здатності споруди..

(2) Допустима несуча здатність може бути встановлена (дивись 2.5), за умови, що переміщення не ведуть до граничного стану за втратою несучої здатності споруди.

(3) Для ґрунту, який може спучуватись, повинна бути виконана оцінка нерівномірності підйому і фундаменту та споруда запроєктовані з протидією або врівноваженням цього.

### **6.6 Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації (за експлуатаційним граничним станом)**

#### **6.6.1 Загальні положення**

(1)P Необхідно брати до уваги переміщення, які обумовлені діями на фундамент, такими як вказано у 2.4.2(4).

(2)P При оцінці амплітуди переміщень фундаментів необхідно враховувати співставлюваний досвід, як визначено в 1.5.2.2. Якщо необхідно слід також виконувати визначення переміщень.

(3)P Для слабких глин визначення осідання повинно виконуватись завжди.

(4) Для фундаментів неглибокого закладання, на жорстких і міцних глинах Геотехнічної Категорії 2 і 3, визначення вертикального переміщення (осідання) повинно бути особливо обов'язкове. Можуть бути використані методи визначення осідань, викликані навантаженнями на фундамент, надані у 6.6.2.

(5)P Проектні навантаження в граничному стані за придатністю до експлуатації необхідно використовувати, коли визначаються переміщення фундаменту для порівнянь з критеріями придатності до експлуатації.

(6) Визначення осідань не слід розглядати, як точні. Вони дають лише наближену оцінку.

(7)P Переміщення фундаменту повинні бути розглянуті в обох випадках переміщень, як для усього фундаменту, так і нерівномірних переміщень частин фундаменту.

(8)P Дія сусідніх фундаментів і насипів повинна бути взята до уваги, коли визначається

Such precautions include:

- careful review of the design values of actions in accordance with 2.4.2;
- designing the location of the foundation edge by taking into account the magnitude of construction tolerances.

(2) Unless special care is taken during the works, tolerances up to 0,10 m should be considered.

### **6.5.5 Structural failure due to foundation movement**

(1)P Differential vertical and horizontal foundation displacements shall be considered to ensure that they do not lead to an ultimate limit state occurring in the supported structure.

(2) A presumed bearing pressure may be adopted (see 2.5) provided displacements will not cause an ultimate limit state in the structure.

(3)P In ground that may swell, the potential differential heave shall be assessed and the foundations and structure designed to resist or accommodate it.

### **6.6 Serviceability limit state design**

#### **6.6.1 General**

(1)P Account shall be taken of displacements caused by actions on the foundation, such as those listed in 2.4.2(4).

(2)P In assessing the magnitude of foundation displacements, account shall be taken of comparable experience, as defined in 1.5.2.2. If necessary, calculations of displacements shall also be carried out.

(3)P For soft clays, settlement calculations shall always be carried out.

(4) For spread foundations on stiff and firm clays in Geotechnical Categories 2 and 3, calculations of vertical displacement (settlement) should usually be undertaken. Methods that may be used to calculate settlements caused by loads on the foundation are given in 6.6.2.

(5)P The serviceability limit state design loads shall be used when calculating foundation displacements for comparison with serviceability criteria.

(6) Calculations of settlements should not be regarded as accurate. They merely provide an approximate indication.

(7)P Foundation displacements shall be considered both in terms of displacement of the entire foundation and differential displacements of parts of the foundation.

(8)P The effect of neighbouring foundations and fills shall be taken into account when calculating the stress increase in the ground and its influence on

збільшення напруження в ґрунті і його вплив на стисливість ґрунту.

(9)P Можливий діапазон відносних поворотів фундаменту повинен оцінюватися і порівнюватися з відповідними граничними величинами для переміщень, вказаних в 2.4.9.

#### **6.6.2 Осідання**

(1)P Визначення осідань повинні включати обидва миттєві і довготривалі осідання.

(2)P Для вологих і водонасичених ґрунтів необхідно розглядати три наступні складові осідання:

-  $s_0$ : миттєве осідання; для повністю водонасиченого ґрунту викликане деформацією зрушення при постійному об'ємі, а для частково водонасиченого ґрунту викликане обома деформаціями зрушення і зменшенням об'єму;

-  $s_1$ : осідання, обумовлене консолідацією;

-  $s_2$ : осідання, повзучістю.

(3) Для оцінки осідань необхідно застосовувати загальноприйняті методи.

**ПРИМІТКА** Може застосовуватися приклад методів для оцінки осідань  $s_0$  і  $s_1$ , наданий в додатку F.

(4) Особливу увагу необхідно приділяти ґрунтам з вмістом органіки і слабким глинам, осідання яких може продовжуватися нескінченно у зв'язку з повзучістю.

(5) Глибина стислої товщі ґрунту, яку слід розглядати при визначенні осідань, повинна залежати від форми і розмірів фундаменту, змін жорсткості ґрунту з глибиною і відстані між частинами фундаменту.

(6) В принципі, ця глибина може бути взята як глибина, де вертикальне ефективне напруження, обумовлене навантаженням від фундаменту, складає 20% ефективного геостатичного тиску.

(7) У багатьох випадках ця глибина може також призначатись приблизно від 1 до 2 раз більше ширини фундаментів, але може бути меншою для ширших і слабо навантажених фундаментних плит

**ПРИМІТКА** Цей підхід непридатний для дуже слабких ґрунтів.

(8)P Слід враховувати додаткове осідання, яке може статися унаслідок збільшення щільності ґрунту під дією його власної ваги.

(9) Слід взяти до уваги наступне:

- можливий вплив власної ваги, підтоплень і вібрацій на насипи і просадочні ґрунти;

- вплив змін напруженого стану в дроблених пісках.

(10)P При необхідності слід приймати лінійні або нелінійні моделі деформування ґрунту.

(11)P Щоб переконатися, що граничний стан за непридатністю до експлуатації не досягнутий, при оцінці нерівномірних осідань і відносних поворотів слід враховувати як розподіл навантажень, так і можливу змінність ґрунту.

ground compressibility.

(9)P The possible range of relative rotations of the foundation shall be assessed and compared with the relevant limiting values for movements discussed in 2.4.9.

#### **6.6.2 Settlement**

(1)P Calculations of settlements shall include both immediate and delayed settlement.

(2) The following three components of settlement should be considered for partially or fully saturated soils:

—  $s_0$ : immediate settlement; for fully-saturated soil due to shear deformation at constant volume, and for partially-saturated soil due to both shear deformation and volume reduction;

—  $s_1$ : settlement caused by consolidation;

—  $s_2$ : settlement caused by creep.

(3) Commonly recognized methods for evaluating settlements should be used.

**NOTE** The sample methods for evaluating settlements  $s_0$  and  $s_1$  given in Annex F may be applied.

(4) Special consideration should be given to soils such as organic soils and soft clays, in which settlement may be prolonged almost indefinitely due to creep.

(5) The depth of the compressible soil layer to be considered when calculating settlement should depend on the size and shape of the foundation, the variation in soil stiffness with depth and the spacing of foundation elements.

(6) This depth may normally be taken as the depth at which the effective vertical stress due to the foundation load is 20 % of the effective overburden stress.

(7) For many cases this depth may also be roughly estimated as 1 to 2 times the foundation width, but may be reduced for lightly-loaded, wider foundation rafts.

**NOTE** This approach is not valid for very soft soils.

(8)P Any possible additional settlement caused by self-weight compaction of the soil shall be assessed.

(9) The following should be considered:

— the possible effects of self-weight, flooding and vibration on fill and collapsible soils;

— the effects of stress changes on crushable sands.

(10)P Either linear or non-linear models of the ground stiffness shall be adopted, as appropriate.

(11)P To ensure the avoidance of a serviceability limit state, assessment of differential settlements and relative rotations shall take account of both the distribution of loads and the possible variability of the ground.

(12) Differential settlement calculations that ignore



(12) Визначення нерівномірних осідань, які не враховують жорсткість конструкції, мають тенденцію до завищення величини осідання. Щоб обґрунтувати менші значення нерівномірного осідання, можна виконати аналіз взаємодії в системі ґрунт – споруда.

(13) Дозволяється враховувати різницю між нерівномірним осіданням, викликаним змінністю ґрунту, якщо це не попереджує жорсткість споруди.

(14) Для фундаментів неглибокого закладання на природному ґрунті, необхідно враховувати той факт, що невелике нерівномірне осідання матиме місце у будь-якому випадку, навіть якщо визначення дадуть лише рівномірне осідання.

(15) Оцінка нахилу фундаменту під дією ексцентриситету навантаження виконується, допускаючи лінійний розподіл величин контактного (реактивного) тиску, і потім визначають осідання в кутових точках фундаменту, використовуючи розподіл вертикальних напружень в ґрунті під кожною з кутових точок і методи визначення, вказані вище.

(16) Для звичайних споруд на глинистих ґрунтах, необхідно визначати відношення несучої здатності ґрунту при недренованому початковому опорі на зсув до прикладеного експлуатаційного навантаження (дивись 2.4.8(4)). Якщо це відношення менше 3, то визначення осідання слід виконувати обов'язково. Якщо це відношення менше 2, то визначення потрібно виконувати з врахуванням впливу нелінійної жорсткості ґрунту.

### **6.6.3 Підняття**

(1)P Слід розрізнати наступні причини підняття:

- зменшення ефективної напруження;
- величину розширення частково водонасичених ґрунтів;
- підняття, притаманне постійному об'єму ґрунту у стані повного насичення, викликане осіданням прилеглої (близько розташованої) споруди.

(2)P Визначення підйому повинні включати обидва миттєвий і сповільнений підйом.

### **6.6.4 Аналіз вібрацій**

(1)P Розміри фундаментів конструкцій, на які діють або які самі несуть вібраційні навантаження, повинні проектуватися так, щоб ці вібрації не викликали надмірних осідань.

(2) Необхідно прийняти заходи, щоб не допустити резонансу між частотою динамічного навантаження і критичною частотою системи фундаментів – ґрунт, а також розрідження ґрунту.

(3)P Вібрації, спричинені землетрусами, повинні враховуватися використовуючи EN 1998.

## **6.7 Фундаменти на скелі; додаткові питання проектування**

(1)P При проектуванні фундаментів неглибокого закладання на скелі слід враховувати наступні

the stiffness of the structure tend to be over-predictions. An analysis of ground-structure interaction may be used to justify reduced values of differential settlements.

(13) Allowance should be made for differential settlement caused by variability of the ground unless it is prevented by the stiffness of the structure.

(14) For spread foundations on natural ground, it should be taken into account that some differential settlement normally occurs even if the calculation predicts uniform settlement only.

(15) The tilting of an eccentrically loaded foundation should be estimated by assuming a linear bearing pressure distribution and then calculating the settlement at the corner points of the foundation, using the vertical stress distribution in the ground beneath each corner point and the settlement calculation methods described above.

(16) For conventional structures founded on clays, the ratio of the bearing capacity of the ground, at its initial undrained shear strength, to the applied serviceability loading should be calculated (see 2.4.8(4)). If this ratio is less than 3, calculations of settlements should always be undertaken. If the ratio is less than 2, the calculations should take account of non-linear stiffness effects in the ground.

### **6.6.3 Heave**

(1)P The following causes of heave shall be distinguished:

- reduction of effective stress;
- volume expansion of partly saturated soil;
- heave due to constant volume conditions in fully saturated soil, caused by settlement of an adjacent structure.

(2)P Calculations of heave shall include both immediate and delayed heave.

### **6.6.4 Vibration analysis**

(1) P Foundations for structures subjected to vibrations or to vibrating loads shall be designed to ensure that vibrations will not cause excessive settlements.

(2) Precautions should be taken to ensure that resonance will not occur between the frequency of the dynamic load and a critical frequency in the foundation-ground system, and to ensure that liquefaction will not occur in the ground.

(3)P Vibrations caused by earthquakes shall be considered using EN 1998.

## **6.7 Foundations on rock; additional design considerations**

(1)P The design of spread foundations on rock shall take account of the following features:

- the deformability and strength of the rock mass

фактори:

- деформативність і опір скельних масивів і допустиме осідання підтримуваної споруди;
- наявність під фундаментами слабкіших шарів, наприклад, розчинних структур або зон розломів;
- наявність тріщин нашарування або інших порушень суцільності і їх характеристики (для прикладу заповнення, суцільність, ширина, регулярність);
- ступінь вивітрілості, руйнування, тріщинуватості скельної породи;
- порушення природного стану скельної породи, пов'язані з будівельними роботами в безпосередній близькості від фундаментів такі як, наприклад, підземні роботи або виїмка схилу біля фундаменту.

(2) Фундаменти неглибокого закладання на скелі, як правило, повинні розраховуватися з використанням методу передбачуваних (допустимих) величин тисків (несучої здатності). Для дуже міцних магматичних порід, гнейсових порід, вапняків і піщаників передбачувана несучої здатність обмежується опором стискуванню бетонного фундаменту.

**ПРИМІТКА** Рекомендований метод для визначення несучої здатності фундаменту неглибокого закладання на скелі наданий в Додатку G.

(3) Оцінка осідання фундаменту може виконуватися на основі співставляюваного досвіду, що відноситься до класифікації скельних масивів.

### **6.8 Проектування конструкції фундаментів неглибокого закладання**

(1)P Слід запобігати руйнуванню конструкції фундаменту неглибокого закладання у відповідності з 2.4.6.4.

(2) Розподіл контактної тиску під жорстким фундаментом може прийматись лінійним. Для обґрунтування економічнішого проектування слід провести детальніший аналіз взаємодії системи ґрунт – конструкція.

(3) Розподіл контактної тиску під гнучким фундаментом може бути отриманий шляхом моделювання фундаменту балкою або плитою (ростверком), розташованими на суцільному середовищі або декількох пружних елементах, відповідної жорсткості і міцності.

(4)P Придатність до експлуатації стрічкового або плитного фундаменту перевіряється з використанням навантажень граничного стану за придатністю до експлуатації і розподілу контактної тиску, відповідно деформаціям фундаменту і ґрунту.

(5) У проектних ситуаціях, де зосереджені зусилля докладені до стрічкового або плитного фундаменту, зусилля і згинальні моменти в конструкції можна визначати, застосовуючи модель коефіцієнта реакції для ґрунту, яка

and the permissible settlement of the supported structure;

— the presence of any weak layers, for example solution features or fault zones, beneath the foundation;

— the presence of bedding joints and other discontinuities and their characteristics (for example filling, continuity, width, spacing);

— the state of weathering, decomposition and fracturing of the rock;

— disturbance of the natural state of the rock caused by construction activities, such as, for example, underground works or slope excavation, being near to the foundation.

(2) Spread foundations on rock may normally be designed using the method of presumed bearing pressures. For strong intact igneous rocks, gneissic rocks, limestones and sandstones, the presumed bearing pressure is limited by the compressive strength of the concrete foundation.

**NOTE** The recommended method for deriving presumed bearing resistances for spread foundations on rock is given in Annex G.

(3) The settlement of a foundation may be assessed on the basis of comparable experience related to rock mass classification.

### **6.8 Structural design of spread foundations**

(1)P Structural failure of a spread foundation shall be prevented in accordance with 2.4.6.4.

(2) The bearing pressure beneath a stiff foundation may be assumed to be distributed linearly. A more detailed analysis of soil-structure interaction may be used to justify a more economic design.

(3) The distribution of bearing pressure beneath a flexible foundation may be derived by modelling the foundation as a beam or raft resting on a deforming continuum or series of springs, with appropriate stiffness and strength.

(4)P The serviceability of strip and raft foundations shall be checked assuming serviceability limit state loading and a distribution of bearing pressure corresponding to the deformation of the foundation and the ground.

(5) For design situations with concentrated loads acting on a strip or raft foundation, forces and bending moments in the foundation may be derived from a subgrade reaction model of the ground, using linear elasticity. The moduli of subgrade reaction may be assessed by a settlement analysis with an

передбачається пружною лінійною. Модулі реакції можуть бути визначені шляхом аналізу осідань з відповідною оцінкою розподілу контактного тиску. Модулі можуть коректуватися так, щоб розрахунковий контактний тиск не перевищував величин, допустимих для лінійної поведінки.

(6) Повні і нерівномірні осідання всієї споруди повинні розраховуватися у відповідності з 6.6.2. У Для цих цілей моделі з модулями реакції часто не підходять. Більш точні методи, такі як розрахунки по кінцевих елементах, потрібно застосовувати, коли врахування взаємодії системи ґрунт-споруда дає переважний ефект.

### **6.9 Підготовка ґрунтової основи**

(1)P Ґрунт основи повинен бути підготовлений з особливою ретельністю. Коріння рослин, перешкоди і включення слабого ґрунту повинні бути видалені без пошкоджень ґрунту. Будь які залишені ямки, повинні бути засипані ґрунтом (або іншим матеріалом), щоб відновити жорсткість непорушеного ґрунту.

(2) У ґрунтах, чутливих до порушення залягання таких як глини послідовність відкопувань для влаштування фундаменту неглибокого закладання, повинна звести до мінімуму порушення. Як правило, для цього досить виконувати відкопування горизонтальними шарами. У випадках, де необхідний контроль підйому, відкопування повинне виконуватися захватками, що чергуються, при цьому перед відкопуванням кожної проміжної траншеї попередня повинна бути залита бетоном.

appropriate estimate of the bearing pressure distribution. The moduli may be adjusted so that the computed bearing pressures do not exceed values for which linear behaviour may be assumed.

(6) Total and differential settlements of the structure as a whole should be calculated in accordance with 6.6.2. For this purpose, subgrade reaction models are often not appropriate. More precise methods, such as finite element computations, should be used when ground-structure interaction has a dominant effect.

### **6.9 Preparation of the subsoil**

(1)P The subsoil shall be prepared with great care. Roots, obstacles and enclosures of weak soil shall be removed without disturbing the ground. Any resulting holes shall be filled with soil (or other material) to replicate the stiffness of the undisturbed ground.

(2) In soils susceptible to disturbance, such as clay, the sequence of excavation for a spread foundation should be specified to minimise disturbance. Usually it is sufficient to excavate in horizontal slices. In cases where heave is to be controlled, excavation should be in alternate trenches, the concrete being cast in each trench before excavating intermediate ones.

## **Розділ 7 Пальові фундаменти**

### **7.1 Загальні положення**

(1)P Положення цього Розділу застосовуються до паль-стійок, висячих паль, розтягваних (висмикуваних) паль і паль горизонтально навантажених (з бічним навантаженням), які встановлюються забиванням, задавлюванням і загвинчуванням або бурінням з або без ін'єктування (бетонування).

(2) Положення цього Розділу не слід застосовувати безпосередньо до проектування паль, які призначені для зменшення осідань, таких як деякі плитно пальові ростверки.

(3)P При влаштування паль слід застосовувати наступні норми:

- EN 1536:1999 – для бурових паль;
- EN 12063:2000 – для шпунтових огорожень з паль;
- EN 12699:2000 – для забивних паль.

ПРИМІТКА EN 14199 Виробництво спеціальних геотехнічних робіт - Мікро-палі знаходяться в розробці.

### **7.2 Граничні стани**

(1)P Необхідно розглядати наступні граничні стани і необхідно скласти відповідний перелік:

- втрата загальної нестійкості;
- недостатня несуча здатність пальового фундаменту;
- піднімання або недостатня міцність при розтягуванні пальового фундаменту;
- руйнування ґрунту, обумовлене бічним навантаженням пальового фундаменту;
- руйнування пальової конструкції при стискуванні, розтягуванні, вигині, подовжньому вигині і зрушенні;
- комбіноване руйнування ґрунту і пальового фундаменту;
- комбіноване руйнування ґрунту і конструкції;
- недопустиме (надмірне) осідання;
- недопустиме випинання;
- недопустиме бічне переміщення;
- недопустимі вібрації.

### **7.3 Дії і проектні ситуації**

#### **7.3.1 Загальні положення**

(1) При виборі проектних ситуацій слід розглядати дії, перераховані в 2.4.2(4).

(2) Навантаження паль може бути осьовим і/або бічним.

(3)P Проектні ситуації повинні встановлюватися у відповідності з 2.2

(4) Аналіз взаємодії між спорудою, пальовим фундаментом і ґрунтом може бути необхідний для доказу (підтвердження), що можливі граничні стани задоволені.

#### **7.3.2 Дії, обумовлені переміщенням ґрунту**

##### **7.3.2.1 Загальні положення**

(1)P Ґрунт зі встановленими в нім палями може бути схильний до переміщень, спричинених

## **Section 7 Pile foundations**

### **7.1 General**

(1)P The provisions of this Section apply to end-bearing piles, friction piles, tension piles and transversely loaded piles installed by driving, by jacking, and by screwing or boring with or without grouting.

(2) The provisions of this Section should not be applied directly to the design of piles that are intended as settlement reducers, such as in some piled raft foundations.

(3)P The following standards shall apply to the execution of piles:

- EN 1536:1999, for bored piles
- EN 12063:2000, for sheet pile walls,
- EN 12699:2000, for displacement piles.

NOTE EN 14199 Execution of special geotechnical works - Micro-piles is in preparation.

### **7.2 Limit states**

(1)P The following limit states shall be considered and an appropriate list shall be compiled:

- loss of overall stability;
- bearing resistance failure of the pile foundation;
- uplift or insufficient tensile resistance of the pile foundation;
- failure in the ground due to transverse loading of the pile foundation;
- structural failure of the pile in compression, tension, bending, buckling or shear;
- combined failure in the ground and in the pile foundation;
- combined failure in the ground and in the structure;
- excessive settlement;
- excessive heave;
- excessive lateral movement;
- unacceptable vibrations.

### **7.3 Actions and design situations**

#### **7.3.1 General**

(1) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered when selecting the design situations.

(2) Piles can be loaded axially and/or transversely.

(3)P Design situations shall be derived in accordance with 2.2.

(4) An analysis of the interaction between structure, pile foundation and ground can be necessary to prove that the limit state requirements are met.

#### **7.3.2 Actions due to ground displacement**

##### **7.3.2.1 General**

(1)P Ground in which piles are located may be subject to displacement caused by consolidation,



консолідацією, набряканням (спученням), сусідніх навантажень, повзучістю ґрунту, зсувами чи землетрусами. Вказане повинно враховуватись особливо, оскільки може впливати на палі, викликаючи негативне поверхнєве тертя (негативне тертя по бічній поверхні), підйом, розтягування, бічне навантаження і переміщення.

(2) Для цих ситуацій проектні величини міцності і жорсткості зміщуваного ґрунту, як правило, повинні братись як верхні величини.

(3)P Для проектування повинно бути прийнято одне з двох наступних наближень (підходів):

- переміщення ґрунту розглядається як дія. Виконується аналіз взаємодії для визначення сил, переміщень і деформацій в палі;

- верхня межа сили, яку ґрант може передавати на палю, повинна вводитися як проектна дія. При оцінці цієї сили слід враховувати опір ґрунту і характер сили, представлені вагою або стискуванням зміщуваного ґрунту чи значимістю (величиною) порушуючих дій.

### **7.3.2.2 Негативне поверхнєве тертя (негативне тертя по бічній поверхні)**

(1)P Якщо проектний граничний стан за втратою несучої здатності визначається розглядаючи силу негативного тертя, як дію, то її величина береться як максимальна, яке може створити осідання від негативного тертя ґрунту по відношенню до палі.

(2) При визначенні максимальних сил негативного тертя необхідно враховувати опір зрушенню на контакті ґрунту і ствола палі, а також осідання ґрунту під дією власної ваги і можливих поверхневих сил довкола палі.

(3) Верхня межа негативного навантаження для групи палей може бути визначена з ваги пригрузки, що викликала осідання, і з врахуванням змін порового тиску, обумовлених водозниженням, консолідацією або забиванням палей.

(4) Якщо осідання ґрунту після установки палей невелике, економічне проектування можна отримати, розглядаючи осідання ґрунту як дію і виконуючи аналіз взаємодії.

(5)P Проектна величина осідання ґрунту повинна встановлюватися з врахуванням об'ємної ваги і ущільнюваності (стискуваності) матеріалів у відповідності з 2.4.3.

(6) Взаємодія визначається беручи до уваги переміщення палей відносно осідання навколишнього ґрунту, опір зрушенню ґрунту уздовж ствола палей, вагу ґрунту і очікувані поверхнєві навантаження довкола кожної палі, які є причиною негативного тертя.

(7) Зазвичай, негативне тертя і короткочасне навантаження не враховуються разом в сполученнях навантажень.

swelling, adjacent loads, creeping soil, landslides or earthquakes. Consideration shall be given to these phenomena as they can affect the piles by causing downdrag (negative skin friction), heave, stretching, transverse loading and displacement.

(2) For these situations, the design values of the strength and stiffness of the moving ground should usually be upper values.

(3)P One of the two following approaches shall be adopted for design:

— the ground displacement is treated as an action. An interaction analysis is then carried out to determine the forces, displacements and strains in the pile;

— an upper bound to the force, which the ground could transmit to the pile shall be introduced as the design action. Evaluation of this force shall take account of the strength of the soil and the source of the load, represented by the weight or compression of the moving soil or the magnitude of disturbing actions.

### **7.3.2.2 Downdrag (negative skin friction)**

(1)P If ultimate limit state design calculations are carried out with the downdrag load as an action, its value shall be the maximum, which could be generated by the downward movement of the ground relative to the pile.

(2) Calculation of maximum downdrag loads should take account of the shear resistance at the interface between the soil and the pile shaft and downward movement of the ground due to self-weight compression and any surface load around the pile.

(3) An upper bound to the downdrag load on a group of piles may be calculated from the weight of the surcharge causing the movement and taking into account any changes in groundwater pressure due to ground-water lowering, consolidation or pile driving.

(4) Where settlement of the ground after pile installation is expected to be small, an economic design may be obtained by treating the settlement of the ground as the action and carrying out an interaction analysis.

(5)P The design value of the settlement of the ground shall be derived taking account of material weight densities and compressibility in accordance with 2.4.3.

(6) Interaction calculations should take account of the displacement of the pile relative to the surrounding moving ground, the shear resistance of the soil along the shaft of the pile, the weight of the soil and the expected surface loads around each pile, which are the cause of the downdrag.

(7) Normally, downdrag and transient loading need not be considered simultaneously in load combinations.

### 7.3.2.3 Підйом

(1)P При розгляді ефекту підйому або направлених вгору навантажень, які можуть викликати уздовж ствола палі, переміщення ґрунту повинне розглядатися як дія.

ПРИМІТКА 1 Спучення (набрякання) або підняття ґрунту може статися унаслідок розвантаження, відкопування, промерзання або забиванням сусідніх паль. Також воно може бути пов'язане з підвищенням вологості ґрунту унаслідок видалення дерев, припиненням відкачування з водоносних горизонтів, заходами по запобіганню випаровування (при новому будівництві) і аваріями.

ПРИМІТКА 2 Спучення може статися під час будівництва до пригрузки паль спорудою і може спричинити недопустиме піднімання або руйнування конструкції паль.

### 7.3.2.4 Поперечні навантаження

(1)P Необхідно враховувати поперечні дії, що створюються переміщеннями ґрунту довкола палі.

(2) Необхідно розглянути наступний ряд проектних ситуацій, які можуть привести до поперечних дій на палі:

- різні пригрузки аж до перегрузки з різних боків пального фундаменту (наприклад, в або біля насипу);
- різні рівні відкопування з різних боків пального фундаменту (наприклад, у або поряд з виїмкою);
- пальовий фундамент, розташований на зсувному укосі;
- похилі палі в просідаючому ґрунті;
- палі в сейсмонебезпечному регіоні .

(3) Як правило, поперечні дії на палі необхідно оцінювати, розглядаючи взаємодію паль, які приймаються як жорсткі або гнучкі балки, і зміщеного ґрунтового масиву. Коли горизонтальна деформація шарів слабких ґрунтів значна і палі розставлені з широкими проміжками, бічні дії на палі залежать, головним чином, від опору зрушенню слабких ґрунтів.

## 7.4 Проектні методи і проектні положення

### 7.4.1 Проектні методи

(1)P Проектування повинне базуватись на одному з наступних підходів:

- результатах випробувань статичними навантаженнями, які, як було доведено визначеннями або іншими способами, співставляювані з іншими відповідними випадками;
- емпіричні або аналітичні методи визначень, прийнятність яких була доведена випробуваннями статичними навантаженнями в аналогічних ситуаціях;
- результати випробувань динамічними навантаженнями, прийнятність яких була доведена випробуваннями статичними навантаженнями в аналогічних ситуаціях;
- нагляд поведінки співставляюваного пального

### 7.3.2.3 Heave

(1)P In considering the effect of heave, or upward loads, which may be generated along the pile shaft, the movement of the ground shall generally be treated as an action.

NOTE 1 Expansion or heave of the ground can result from unloading, excavation, frost action or driving of adjacent piles. It can also be due to an increase of the ground-water content resulting from the removal of trees, cessation of abstraction from aquifers, prevention (by new construction) of evaporation and from accidents.

NOTE 2 Heave may take place during construction, before piles are loaded by the structure, and may cause unacceptable uplift or structural failure of the piles.

### 7.3.2.4 Transverse loading

(1)P Consideration shall be given to transverse actions originating from ground movements around a pile.

(2) Consideration should be given to the following list of design situations, which may result in transverse actions on a pile:

- different amounts of surcharge on either side of a pile foundation (e.g. in or near an embankment);
- different levels of excavation on either side of a pile foundation (e.g. in or near a cutting);
- a pile foundation constructed in a creeping slope;
- inclined piles in settling ground;
- piles in a seismic region.

(3) Transverse loading should normally be evaluated by considering the interaction between the piles, treated as stiff or flexible beams, and the moving soil mass. When the horizontal deformation of weak soil layers is large and the piles are widely spaced, the resulting transverse loading of the piles depends mainly on the shear strength of the weak soil layers.

## 7.4 Design methods and design considerations

### 7.4.1 Design methods

(1)P The design shall be based on one of the following approaches:

- the results of static load tests, which have been demonstrated, by means of calculations or otherwise, to be consistent with other relevant experience;
- empirical or analytical calculation methods whose validity has been demonstrated by static load tests in comparable situations;
- the results of dynamic load tests whose validity has been demonstrated by static load tests in comparable situations;
- the observed performance of a comparable pile foundation, provided that this approach is supported

фундаменту за умови, що в основі цього наближення лежать результати польових досліджень і випробувань ґрунтів.

(2) Проектні величини параметрів, використовуваних у визначеннях, повинні, в основному, бути у відповідності з Розділом 3, але результати випробувань навантаженнями можуть бути також враховані при виборі величин параметрів.

(3) Випробування статичними навантаженнями можуть виконуватися на пробних палях, встановлених спеціально для цих цілей до завершення проектування, або на робочих палях, що формально є частиною фундаменту.

#### 7.4.2 Проектні положення

(1)P Необхідно брати до уваги поведінку окремих паль і груп паль та жорсткість і міцність об'єднуючої палі конструкції.

(2)P При виборі методів визначення і величин параметрів і при використанні результатів випробувань навантаженнями слід враховувати тривалість дії і зміни навантажень у часі.

(3)P Планування майбутньої укладки чи зняття покривного шару (побутового тиску) або потенційні зміни режиму ґрунтових вод повинні бути враховані і в визначенні і при інтерпретації результатів випробування навантаженнями.

(4)P При виборі типа паль, включаючи якість матеріалу палі і метод влаштування, необхідно брати до уваги наступне:

- стан ґрунту і ґрунтових вод на ділянці, включаючи наявність або можливість перешкод в ґрунті;
- напруження, що виникає в палях при їх влаштуванні;
- можливість збереження і контролю цілісності палі при її влаштуванні;
- вплив методу і етапів виробництва пальових робіт на встановлені раніше палі і на сусідні споруди і комунікації;
- допуски, в межах яких паля може бути надійно встановлена;
- шкідливий вплив хімічних речовин, наявних в ґрунті;
- можливість зв'язку між різними водними горизонтами;
- розстановка і транспортування паль;
- вплив пальових робіт на сусідні будівлі.

(5) При розгляді перерахованих вище аспектів необхідно вивчити наступні питання:

- відстань між палями в групах паль;
- переміщення або вібрації сусідніх споруд, викликані влаштуванням паль;
- тип використовуваного молота або вібратора;
- динамічна напруження в палі під час занурення;
- для таких типів бурових паль, де рідина (буровий розчин) використовують зсередини

by the results of site investigation and ground testing.

(2) Design values for parameters used in the calculations should be in general accordance with Section 3, but the results of load tests may also be taken into account in selecting parameter values.

(3) Static load tests may be carried out on trial piles, installed for test purposes only, before the design is finalised, or on working piles, which form part of the foundation.

#### 7.4.2 Design considerations

(1)P The behaviour of individual piles and pile groups and the stiffness and strength of the structure connecting the piles shall be considered.

(2)P In selecting calculation methods and parameter values and in using load test results, the duration and variation in time of the loading shall be considered.

(3)P Planned future placement or removal of overburden or potential changes in the groundwater regime shall be considered, both in calculations and in the interpretation of load test results.

(4)P The choice of type of pile, including the quality of the pile material and the method of installation, shall take into account:

- the ground and ground-water conditions on the site, including the presence or possibility of obstructions in the ground;
- the stresses generated in the pile during installation;
- the possibility of preserving and checking the integrity of the pile being installed;
- the effect of the method and sequence of pile installation on piles, which have already been installed and on adjacent structures or services;
- the tolerances within, which the pile can be installed reliably;
- the deleterious effects of chemicals in the ground;
- the possibility of connecting different ground-water regimes;
- the handling and transportation of piles;
- the effects of pile construction on neighbouring buildings.

(5) In considering the aspects listed above, the following items should receive attention:

- the spacing of the piles in pile groups;
- displacement or vibration of adjacent structures due to pile installation;
- the type of hammer or vibrator used;
- the dynamic stresses in the pile during driving;
- for those types of bored pile where a fluid is used inside the borehole, the need to keep the pressure of

бурової свердловини, необхідно підтримувати тиск рідини на постійному рівні, щоб бурова свердловина не руйнувалась, і не допускати гідравлічного руйнування основи;

- зачистка основи і в деяких випадках ствола бурової свердловини, особливо під бентонітом, для видалення зайвих матеріалів;
- локальна нестійкість ствола при бетонуванні, що може викликати попадання ґрунту в ствол палі;
- попадання ґрунту або води в перетин буронабивної палі і можливі порушення складу бетонної суміші унаслідок просочування води через бетон;
- наявність довкола палі сухих шарів піску, які витягують воду з бетону;
- вплив сухих шарів піску довкола палі, які можуть витягувати воду з бетону;
- уповільнюючий вплив хімічних речовин в ґрунті;
- ущільнення ґрунту, обумовлене забиванням палі;
- порушення ґрунту, викликані бурінням ствола палі.

## **7.5 Випробування палі навантаженнями**

### **7.5.1 Загальні положення**

(1)P Випробування палі навантаженнями повинні виконуватися в наступних ситуаціях :

- при використанні типу палі або методу їх влаштування, для яких співставляюваний (аналогічний) досвід відсутній;
- якщо палі не були випробувані в співставляюваних (подібних) ґрунтових умовах і при таких же навантаженнях;
- коли палі були піддані навантаженню, для якого теорія і досвід не забезпечують достовірних результатів для проектування. Методика випробування палі повинна забезпечувати навантаження, аналогічне передбачуваному навантаженню;
- коли спостереження в процесі влаштування показує поведінку палі, що значно відрізняється в гіршу сторону від поведінки, яка передбачалася за результатами польових досліджень або на підставі попереднього досвіду і коли додаткові дослідження не пояснюють причин такої відмінності.

(2) Випробування палі вантаженням можуть бути використані для:

- оцінки придатності методу будівництва;
- визначення реакції на навантаження репрезентативної палі і навколишнього ґрунту, як з точки зору осідання так і граничного навантаження;
- для оцінки стану всього пального фундаменту.

(3) Коли випробування навантаженнями не можуть бути виконані через труднощі моделювання змін навантаження (наприклад, циклічне навантаження), проектні величини для властивостей матеріалу повинні застосовуватися з особливою обережністю.

the fluid at a level to ensure that the borehole will not collapse and that hydraulic failure of the base will not occur;

- cleaning of the base and sometimes the shaft of the borehole, especially under bentonite, to remove remoulded materials;
- local instability of a shaft during concreting, which may cause a soil inclusion within the pile;
- ingress of soil or water into the section of a cast-in-situ pile and possible disturbance of wet concrete by the flow of water through it;
- the effect of unsaturated sand layers around a pile extracting water from the concrete;
- the retarding influence of chemicals in the soil;
- soil compaction due to the driving of displacement piles;
- soil disturbance due to the boring of a pile shaft.

## **7.5 Pile load tests**

### **7.5.1 General**

(1)P Pile load tests shall be carried out in the following situations:

- when using a type of pile or installation method for which there is no comparable experience;
- when the piles have not been tested under comparable soil and loading conditions;
- when the piles will be subject to loading for which theory and experience do not provide sufficient confidence in the design. The pile testing procedure shall then provide loading similar to the anticipated loading;

— when observations during the process of installation indicate pile behaviour that deviates strongly and unfavourably from the behaviour anticipated on the basis of the site investigation or experience, and when additional ground investigations do not clarify the reasons for this deviation.

(2) Pile load tests may be used to:

- assess the suitability of the construction method;
- determine the response of a representative pile and the surrounding ground to load, both in terms of settlement and limit load;
- to allow judgement of the overall pile foundation.

(3) Where load tests are not practical due to difficulties in modelling the variation in the load (e.g. cyclic loading) very cautious design values for the material properties should be used.



(4)P Якщо виконується одне випробування палі, то це нормально для ділянки, де передбачаються найбільш несприятливі ґрунтові умови. Якщо це не можливо, цей факт повинен враховуватися при оцінці характеристичної величини опору стискуванню (несучої здатності).

(5)P Коли випробування навантаженнями виконуються на двох або більше випробувальних палях, місце випробування повинно відповідати ділянці пального фундаменту, а одна з випробувальних палей повинна розташовуватися там, де передбачаються найбільш несприятливі ґрунтові умови.

(6)P Між влаштуванням випробувальної палі і початком випробування навантаженням має бути витримка за часом; це необхідно, щоб матеріал палі набрав відповідну міцність і порові тиски повернулися до початкових величин.

(7) В деяких випадках, необхідно фіксувати порові тиски, спричинені влаштуванням палі, і їх подальше розсіювання, щоб прийняти правильне рішення про початок випробування навантаженнями.

## **7.5.2 Випробування статичними навантаженнями**

### **7.5.2.1 Методика навантаження**

(1)P Методика випробування палі навантаженням<sup>5</sup>, особливо число рівнів навантажень, тривалість цих кроків і прикладання циклів навантажень, були такими, щоб в результаті можна було зробити висновки про режим деформацій, повзучість, реакцію (розвантаження) пального фундаменту з вимірювання на палі. Для пробних палей навантаження повинні бути такими, щоб в результаті можна було також отримати висновки про граничне навантаження при руйнуванні.

(2) Прилади для визначення навантажень, напружень або деформацій і переміщень необхідно калібрувати перед випробуванням.

(3) Напрямок випробувальних сил стискування або розтягування палей повинен співпадати з подовжньою віссю палі.

(4) Палі, випробувані навантаженням, для призначення проектного розтягування пального фундаменту, повинна бути доведена до руйнування. Екстраполяція графіка навантаження - переміщення для випробувань на розтягування не використовується.

### **7.5.2.2 Пробні палі**

(1)P Кількість пробних палей, необхідних для верифікації проекту, залежить від наступного:

- стану ґрунтів і їх мінливість на ділянці;

- Геотехнічна Категорія споруди, якщо призначена;

- попередні задокументовані дані по поведінку палей даного типу в подібних ґрунтових умовах;

(4)P If one pile load test is carried out, it shall normally be located where the most adverse ground conditions are believed to occur. If this is not possible, an allowance shall be made when deriving the characteristic value of the compressive resistance.

(5)P If load tests are carried out on two or more test piles, the test locations shall be representative of the site of the pile foundation and one of the test piles shall be located where the most adverse ground conditions are believed to occur.

(6)P Between the installation of the test pile and the beginning of the load test, adequate time shall be allowed to ensure that the required strength of the pile material is achieved and the pore-water pressures have regained their initial values.

(7) In some cases it can be necessary to record the pore-water pressures caused by pile installation and their subsequent dissipation in order to take a proper decision regarding the start of the load test.

## **7.5.2 Static load tests**

### **7.5.2.1 Loading procedure**

(1)P The pile load test procedure<sup>5</sup>, particularly with respect to the number of loading steps, the duration of these steps and the application of load cycles, shall be such that conclusions can be drawn about the deformation behaviour, creep and rebound of a piled foundation from the measurements on the pile. For trial piles, the loading shall be such that conclusions can also be drawn about the ultimate failure load.

(2) Devices for the determination of loads, stresses or strains and displacements should be calibrated prior to the test.

(3) The direction of the test load applied to compression or tensile piles should coincide with the longitudinal axis of the pile.

(4) Pile load tests for the purpose of designing a tensile pile foundation should be carried out to failure. Extrapolation of the load-displacement graph for tension tests should not be used.

### **7.5.2.2 Trial piles**

(1)P The number of trial piles required to verify the design shall depend on the following:

— the ground conditions and their variability across the site;

— the Geotechnical Category of the structure, if appropriate;

— previous documented evidence of the performance of the same type of pile in similar ground conditions;

- загальна кількість і тип палей, в проекті фундаменту.

(2)P Ґрунтові умови на випробувальній ділянці повинні бути ретельно досліджені. Глибина буріння чи польових випробувань повинна бути достатньою для визначення типу ґрунту як довкола так і під п'яти м палі. Повинні бути досліджені всі шари, які значно впливають на поведінку палі.

(3)P Метод, вживаний для установки пробних палей, повинен бути повністю задокументований у відповідності з 7.9.

### 7.5.2.3 Робочі палі (Палі під споруду)

(1)P Повинно бути вказано, що число випробувань навантаженнями робочих палей, слід вибирати на основі результатів протоколювання даних процесу влаштування.

(2)P Випробувальне навантаження, прикладене до робочих палей, повинно бути у всякому разі рівне проектному навантаженню для фундаменту.

### 7.5.3 Випробування динамічними навантаженнями

(1) Випробування динамічними навантаженнями<sup>6</sup> можуть служити для визначення опору стискуванню (несучої здатності при стискуванні) за умови адекватного місця досліджень і наявності відпрацьованої методики випробувань статичними навантаженнями палей такого ж типу, подібної довжини і поперечного перетину і в схожих ґрунтових умовах (дивись 7.6.2.4 – 7.6.2.6).

---

<sup>5</sup> Дивись: ISSMFE Підкомісія Польових і Лабораторних Випробувань, Метод Випробування Палей Осьовим Навантаженням, Рекомендований Метод. ASTM Журнал, червень 1985, стор.79-90

<sup>6</sup> Дивись: ASTM Дослідження D 4945, Стандартне Випробування. Метод випробування палей для високо деформованої динаміки.

(2)P Якщо використовується більш ніж один тип динамічного випробування, результати різних типів динамічного випробування повинні завжди розглядатися у порівнянні один з одним.

(3) Випробування динамічними навантаженнями може також використовуватися як показник консистенції (щільності) палей і для виявлення слабких палей.

### 7.5.4 Звіт про випробування навантаженням

(1)P Повинно бути вказано, що звіт за фактом повинен бути складений для всіх випробувальних навантажень. Відповідно ці звіти повинні включати:

- опис ділянки;
- стан ґрунтів з посиланням на дослідження ґрунтів;
- тип палей;
- опис влаштування палей і будь яких проблем,

— the total number and types of pile in the foundation design.

(2)P The ground conditions at the test site shall be investigated thoroughly. The depth of borings or field tests shall be sufficient to ascertain the nature of the ground both around and beneath the pile tip. All strata likely to contribute significantly to pile behaviour shall be investigated.

(3)P The method used for the installation of the trial piles shall be fully documented in accordance with 7.9.

### 7.5.2.3 Working piles

(1)P It shall be specified that the number of working pile load tests shall be selected on the basis of the recorded findings during installation.

(2)P The test load applied to working piles shall be at least equal to the design load for the foundation.

### 7.5.3 Dynamic load tests

(1) Dynamic load tests<sup>6</sup> may be used to estimate the compressive resistance provided an adequate site investigation has been carried out and the method has been calibrated against static load tests on the same type of pile, of similar length and cross-section, and in comparable soil conditions, (see 7.6.2.4 to 7.6.2.6).

---

<sup>5</sup> See: ISSMFE Subcommittee on Field and Laboratory Testing, Axial Pile Loading Test, Suggested Method. ASTM Journal, June 1985, pp. 79-90.

<sup>6</sup> See: ASTM Designation D 4945, Standard Test Method for High-Strain Dynamic Testing of Piles.

(2)P If more than one type of dynamic test is used, the results of different types of dynamic test shall always be considered in relation to each other.

(3) Dynamic load tests may also be used as an indicator of the consistency of the piles and to detect weak piles.

### 7.5.4 Load test report

(1)P It shall be specified that a factual report shall be written for all load tests. Where appropriate, this report shall include:

- a description of the site;
- the ground conditions with reference to ground investigations;
- the pile type;
- description of the pile installation and of any

відмічених під час робіт;

- опис навантаження і вимірювальної апаратури та систем реакції;
- документи калібрування (градування, тарування) для манометрів, домкратів і датчиків;
- протоколи влаштування пробних паль;
- звіти з фотографіями палі і випробувальної ділянки;
- результати випробувань в числовій формі;
- графіки переміщення-час для кожного прикладеного на навантаження, коли використовується методика навантаження кроками (ступенями);
- оцінку вимірів навантаження - переміщення;
- причини відхилень від вищевказаних необхідних вимог.

## **7.6 Палі з осьовим навантаженням**

### **7.6.1 Загальні положення**

#### **7.6.1.1 Проектування за граничним станом**

(1)P Проект повинен показати, що перевищення наступних граничних станів достатньо невірогідне:

- крайній (аварійний) граничний стан за втратою несучої здатності при руйнуванні, обумовленому розтягуванням і стискуванням окремої палі;
- крайній граничний стан за втратою несучої здатності при руйнуванні, обумовленому стискуванням або розтягуванням пальового фундаменту в цілому ;
- крайній граничний стан при руйнуванні (колапсі) або серйозному пошкодженні споруди, викликаний надмірним переміщенням або різницею переміщень пальового фундаменту;
- граничний стан за непридатністю до експлуатації пошкодженої споруди, викликаний переміщенням паль.

(2) Як правило, у проекті повинен бути врахований запас міцності для випадку руйнування при стискуванні або розтягуванні, тобто стану, при якому пальовий фундамент значно переміщається вниз або вгору при нікчемно малому збільшенні або зменшенні опору (дивись 7.6.2 і 7.6.3).

(3) Для задавлюваних паль (що працюють на стискування), граничний стан за втратою несучої здатності часто буває важко визначити на підставі графіка навантаження-осідання, що має постійний нахил. В цьому випадку, як критерій "руйнування", слід приймати осідання голови палі рівне 10% діаметру її п'яти.

(4)P Для паль, що піддаються великим осіданням, граничні стани за втратою несучої здатності можуть настати в над фундаментних конструкціях до того, як опір паль повністю мобілізується. В цих випадках у проекті слід давати обережну оцінку можливого діапазону осідань.

ПРИМІТКА Осідання паль розглядається в 7.6.4.

problems encountered during the works;

- a description of the loading and measuring apparatus and the reaction system;
- calibration documents for the load cells, the jacks and the gauges;
- the installation records of the test piles;
- photographic records of the pile and the test site;
- test results in numerical form;
- time-displacement plots for each applied load when a step loading procedure is used;
- the measured load-displacement behaviour;
- reasons for any departures from the above requirements .

## **7.6 Axially loaded piles**

### **7.6.1 General**

#### **7.6.1.1 Limit state design**

(1)P The design shall demonstrate that exceeding the following limit states is sufficiently improbable:

- ultimate limit states of compressive or tensile resistance failure of a single pile;
- ultimate limit states of compressive or tensile resistance failure of the pile foundation as a whole;
- ultimate limit states of collapse or severe damage to a supported structure caused by excessive displacement or differential displacements of the pile foundation;
- serviceability limit states in the supported structure caused by displacement of the piles.

(2) Normally the design should consider the margin of safety with respect to compressive or tensile resistance failure, which is the state in which the pile foundation displaces significantly downwards or upwards with negligible increase or decrease of resistance (see 7.6.2 and 7.6.3).

(3) For piles in compression it is often difficult to define an ultimate limit state from a load settlement plot showing a continuous curvature. In these cases, settlement of the pile top equal to 10% of the pile base diameter should be adopted as the "failure" criterion.

(4)P For piles that undergo significant settlements, ultimate limit states may occur in supported structures before the resistance of the piles is fully mobilised. In these cases a cautious estimate of the possible range of the settlements shall be adopted in design.

NOTE Settlement of piles is considered in 7.6.4

### 7.6.1.2 Загальна стійкість

(1)P Руйнування унаслідок втрати загальної стійкості пальового фундаменту, що працює на стискування, повинно розглядатися у відповідності з Розділом 11.

(2) Якщо можлива втрата стійкості, необхідно враховувати поверхні руйнування, що проходять під палями і пересікають їх.

(3)P Перевірка руйнування унаслідок підйому ґрунтового масиву з палями повинна виконуватися у відповідності з 7.6.3.1(4)P.

### 7.6.2 Опір стискуванню ґрунту (Несуча здатність)

#### 7.6.2.1 Загальні положення

(1)P Щоб довести, що паловий фундамент може витримувати проектне навантаження з відповідним запасом проти компресійного руйнування, для всіх випадків крайнього граничного стану за навантаженням (втратою несучої здатності) і поєднання навантажень повинна бути задоволена наступна нерівність:

$$F_{c;d} \leq R_{c;d} \quad (7.1)$$

(2) В принципі,  $F_{c;d}$  повинен включати власну вагу палі і,  $R_{c;d}$  повинен включати тиск верхнього шару ґрунту на основу фундаменту. Проте цими двома членами можна знехотіти, якщо вони приблизно погашаються. Їх не можна відмінити, якщо:

- негативне тертя суттєве;
- ґрунт дуже пухкий;
- паля продовжується за поверхнею ґрунту

(3)P Для палей у групах необхідно брати до уваги два механізми руйнування:

- руйнування за компресійним опором окремих палей;
- руйнування за компресійним опором палей і ґрунту, що міститься між ними, які працюють як блок.

Проектний опір повинен братися як найменша величина, відповідна цим двом механізмам.

(4) Компресійний опір групи палей, що працюють як блок, несуча, можна визначити розглядаючи блок, як одиничну палю великого діаметру.

(5)P Жорсткість і міцність конструкції, яка об'єднує палі куца, враховується при визначенні розрахункової величини здатності підстави, несуча.

(6) Якщо на палі опирається жорстка споруда, можна використовувати перевагу конструкції до перерозподілу навантаження між палями. Граничний стан виникає лише, якщо одночасно руйнується досить велика кількість палей; тому немає необхідності розглядати руйнування лише однієї палі.

(7) Якщо на палі опирається гнучка споруда, то потрібно допустити, що настання граничного стану визначається компресійним опором

### 7.6.1.2 Overall stability

(1)P Failure due to loss of overall stability of foundations involving piles in compression shall be considered in accordance with Section 11.

(2) Where there is a possibility of instability, failure surfaces both passing below the piles and intersecting the piles should be considered.

(3)P Failure due to uplift of a block of soil containing piles shall be checked in accordance with 7.6.3.1(4)P.

### 7.6.2 Compressive ground resistance

#### 7.6.2.1 General

(1)P To demonstrate that the pile foundation will support the design load with adequate safety against compressive failure, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

(2) In principle  $F_{c;d}$  should include the weight of the pile itself and  $R_{c;d}$  should include the overburden pressure of the soil at the foundation base. However these two items may be disregarded if they cancel approximately. They need not cancel if:

- downdrag is significant;
- the soil is very light,
- the pile extends above the surface of the ground.

(3)P For piles in groups, two failure mechanisms shall be taken into account:

- compressive resistance failure of the piles individually;
- compressive resistance failure of the piles and the soil contained between them acting as a block.

The design resistance shall be taken as the lower value caused by these two mechanisms.

(4) The compressive resistance of the pile group acting as a block may be calculated by treating the block as a single pile of large diameter.

(5)P The stiffness and strength of the structure connecting the piles in the group shall be considered when deriving the design resistance of the foundation.

(6) If the piles support a stiff structure, advantage may be taken of the ability of the structure to redistribute load between the piles. A limit state will occur only if a significant number of piles fail together; therefore a failure mode involving only one pile need not be considered.

(7) If the piles support a flexible structure, it should be assumed that the compressive resistance of the weakest pile governs the occurrence of a limit state.



найслабкішої палі.

(8) Особливу увагу слід звернути на можливість руйнування крайніх паль під впливом похилих або ексцентричних навантажень від підтримуваної споруди .

(9)P Якщо шар, в якому розташовуються палі, лежить над слабким ґрунтом, вплив слабого шару на компресійний опір фундаменту повинен бути врахований.

(10)P Опір зони ґрунту, розташованого вище і нижче за основи (п'яти ) палі, повинен бути врахований при визначенні опору основи палі.

**ПРИМІТКА** Ці зони можуть поширюватися на декілька діаметрів вище і нижче основи (п'яти ) палі. Будь які слабкі ґрунти в цій зоні, мають порівняно великий вплив на опір основи (п'яти ) палі.

(11) Руйнування продавлюванням необхідно розглядати, якщо слабкий ґрунт поширюється на глибину менше чотирьох діаметрів основи (п'яти) палі нижче кінців паль.

(12)P Коли діаметр п'яти палі більше діаметру її ствола, необхідно розглянути можливі несприятливі ефекти.

(13) Для забивних труб з відкритим нижнім кінцем або забивних секційних паль з отворами більше чим 500 мм в будь якому напрямі і без спеціального внутрішнього устрою для утворення пробки, опір п'яти повинен бути обмежений найменшим з:

- опором зрушенню між ґрунтовою пробкою і внутрішньою поверхнею палі;

- опором основи (п'яти ), розрахованим з врахуванням площі поперечного перетину п'яти .

#### **7.6.2.2 Граничний компресійний опір (несуча здатність) з випробувань статичним навантаженням**

(1)P Методика проведення випробувань навантаженнями повинен бути у відповідності з 7.5 і повинен бути точно визначений в Звіті з Геотехнічного Проектування .

(2)P Пробні палі для попередніх випробувань, повинні виконуватися таким же способом, що і палі фундаменту, і повинні спиратися на такий же шар (ґрунту).

(3) Якщо діаметр пробної палі відрізняється від такого ж робочої палі, можливу різницю в поведінці паль різних діаметрів необхідно враховувати при оцінці компресійного опору (несучої здатності), який буде прийнято.

(4) У випадку дуже великого діаметру палі, часто недоцільно проводити випробування навантаженням випробувальної палі повного розміру. Випробування навантаженням на палях меншого діаметру може виконуватись, враховуючи що:

- відношення діаметр випробувальної палі/

(8) Special attention should be given to possible failure of edge piles caused by inclined or eccentric loads from the supported structure.

(9)P If the layer in which the piles bear overlies a layer of weak soil, the effect of the weak layer on the compressive resistance of the foundation shall be considered.

(10)P The strength of a zone of ground above and below the pile base shall be taken into account when calculating the pile base resistance.

**NOTE** This zone may extend several diameters above and below the pile base. Any weak ground in this zone has a relatively large influence on the base resistance.

(11) Punching failure should be considered if weak ground is present at a depth of less than 4 times the base diameter below the base of the pile.

(12)P Where the pile base diameter exceeds the shaft diameter, the possible adverse effect shall be considered.

(13) For open-ended driven tube or box-section piles with openings of more than 500 mm in any direction, and without special devices inside the pile to induce plugging, the base resistance should be limited to the smaller of:

— the shearing resistance between the soil plug and the inside face of the pile;

— the base resistance derived using the cross-sectional area of the base.

#### **7.6.2.2 Ultimate compressive resistance from static load tests**

(1)P The manner in which load tests are carried out shall be in accordance with 7.5 and shall be specified in the Geotechnical Design Report.

(2)P Trial piles to be tested in advance shall be installed in the same manner as the piles that will form the foundation and shall be founded in the same stratum.

(3) If the diameter of the trial pile differs from that of the working piles, the possible difference in performance of piles of different diameters should be considered in assessing the compressive resistance to be adopted.

(4) In the case of a very large diameter pile, it is often impractical to carry out a load test on a full size trial pile. Load tests on smaller diameter trial piles may be considered provided that:

— the ratio of the trial pile diameter/working pile diameter is not less than 0,5;

діаметр робочої палі не менше 0,5;

- випробувальні палі меншого діаметру виготовляються і встановлюються таким же способом, що і палі, використовувані для фундаменту;

- випробувальна паля оснащується приладами у такий спосіб, щоб опір п'яти і ствола можна було встановити окремо з вимірювань.

Цей підхід слід застосовувати з обережністю для забивних палей з відкритим кінцем унаслідок впливу діаметру на мобілізацію компресійного опору (несучої здатності) ґрунтової пробки в палі.

(5)P У випадку пальового фундаменту, на який діють сили негативного тертя, опір палі при руйнуванні або переміщенні, що відповідає критерію для перевірки граничного стану за втратою несучої здатності, виведеному за результатами випробувань навантаженням, повинен бути скорегований. Поправка повинна досягатись відніманням вимірюваного або найбільш несприятливого позитивного опору по стволу у стискуваному шарі і в шарі вище, де негативне тертя розвивається, з навантажень, вимірюваних в голіві палі.

(6) Під час випробування навантаженням палі, на яку діє негативне тертя, по всій довжині палі розвивається позитивне поверхнєве тертя, і це повинно бути враховано у відповідності з 7.3.2.2(6). Максимальне випробувальне навантаження, прикладене до робочої палі, повинно бути більше ніж сума проектного зовнішнього навантаження плюс подвійна сила негативного тертя.

(7)P Коли визначається граничний характеристичний компресійний опір (несуча здатність),  $R_{c,k}$ , з величин,  $R_{c;m}$ , вимірюваних в одному або декількох випробуваннях палі навантаженнями, необхідно зробити поправку на змінність ґрунту і зміни від способу влаштування палі.

(8)P Для споруджень, які не здатні передавати навантаження від "слабких" палей до "міцних" палей, як мінімум, наступне рівняння повинно бути задоволене:

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{сред}}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

де  $\xi_1$  і  $\xi_2$  коефіцієнти кореляції, що враховують кількість випробувальних палей і застосовуються до середнього  $(R_{c;m})_{\text{mean}}$  і найменших  $(R_{c;m})_{\text{min}}$  і  $(R_{c;m})$ , відповідно.

ПРИМІТКА Величини коефіцієнтів кореляції можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини надані в Таблиці А.9.

— the smaller diameter trial pile is fabricated and installed in the same way as the piles used for the foundation;

— the trial pile is instrumented in such a manner that the base and shaft resistance can be derived separately from the measurements.

This approach should be used with caution for open-ended driven piles because of the influence of the diameter on the mobilisation of the compressive resistance of a soil plug in the pile.

(5)P In the case of a pile foundation subjected to downdrag, the pile resistance at failure, or at a displacement that equals the criterion for the verification of the ultimate limit state determined from the load test results, shall be corrected. The correction shall be achieved by subtracting the measured, or the most unfavourable, positive shaft resistance in the compressible stratum and in the strata above, where negative skin friction develops, from the loads measured at the pile head.

(6) During the load test of a pile subject to downdrag, positive shaft friction will develop along the total length of the pile and should be considered in accordance with 7.3.2.2(6). The maximum test load applied to the working pile should be in excess of the sum of the design external load plus twice the downdrag force.

(7)P When deriving the ultimate characteristic compressive resistance  $R_{c,k}$  from values  $R_{c;m}$  measured in one or several pile load tests, an allowance shall be made for the variability of the ground and the variability of the effect of pile installation.

(8)P For structures, which do not exhibit capacity to transfer loads from "weak" piles to "strong" piles, as a minimum, the following equation shall be satisfied:

(7.2)

where  $\xi_1$  and  $\xi_2$  are correlation factors related to the number of piles tested and are applied to the mean  $(R_{c;m})_{\text{mean}}$  and the lowest  $(R_{c;m})_{\text{min}}$  of  $R_{c;m}$  respectively.

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.9.

(9) For structures having sufficient stiffness and

(9) Для споруд, які мають достатню жорсткість і міцність, щоб передавати навантаження від "слабких" до "міцних" паль, величини  $\zeta_1$  і  $\zeta_2$  можна розділити на 1,1 за умови, що  $\zeta_1$  ніколи не буде менше 1,0.

(10)P При інтерпретації випробувань палі навантаженням необхідно розрізняти системні і випадкові складові змін ґрунту.

(11)P Необхідно контролювати дані по установці випробувальної(их) палі(ь) і враховувати будь-яке відхилення від нормальних умов виробництва робіт.

(12) Характеристичний компресійний опір (несуча здатність) ґрунту  $R_{c;k}$ , може бути виведений з характеристичних величин опору основи (п'яти)  $R_{b;k}$ , і бічного опору  $R_{s;k}$ , як це:

$$R_{c;k} = R_{b;k} + R_{s;k}$$

(13) Ці компоненти можуть бути виведені безпосередньо з результатів випробувань статичними навантаженнями або оцінені на основі результатів випробувань ґрунтів або випробувань динамічними навантаженнями.

(14)P Проектний опір  $R_{c;d}$  слід визначати з наступного:

$$R_{c;d} = R_{c;k}/\gamma_t$$

або:

$$R_{c;d} = R_{b;k}/\gamma_b + R_{s;k}/\gamma_s$$

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини для постійних і тимчасових ситуацій надані в Таблицях А.6, А7 і А8.

### 7.6.2.3 Граничний компресійний опір з результатів випробувань ґрунту

(1)P Методи для оцінки компресійного опору (несучої здатності) пального фундаменту з результатів випробувань ґрунту встановлюються з випробувань палі навантаженням і з співставляюваного досвіду, як показано в 1.5.2.2.

(2) Можна ввести коефіцієнт моделі, як описано в 2.4.1(9), щоб переконатися, що утверджений компресійний опір достатньо безпечний.

(3)P Проектна несуча здатність палі,  $R_{c;d}$ , повинна визначатись з:

$$R_{c;d} = R_{b;d} + R_{s;d}$$

(4)P Для кожної палі  $R_{b;d}$  і  $R_{s;d}$  повинні отримуватись з:

$$R_{b;d} = R_{b;k}/\gamma_b \text{ і } R_{s;d} = R_{s;k}/\gamma_s$$

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути надані в Національному додатку.

strength to transfer loads from "weak" to "strong" piles, the values of  $\zeta_1$  and  $\zeta_2$  may be divided by 1,1, provided that  $\zeta_1$  is never less than 1,0.

(10)P The systematic and random components of the variations in the ground shall be recognised in the interpretation of pile load tests.

(11)P The records of the installation of the test pile(s) shall be checked and any deviation from the normal execution conditions shall be accounted for.

(12) The characteristic compressive resistance of the ground,  $R_{c;k}$ , may be derived from the characteristic values of the base resistance,  $R_{b;k}$ , and of the shaft resistance,  $R_{s;k}$ , such that:

$$(7.3)$$

(13) These components may be derived directly from static load test results, or estimated on the basis of ground test results or dynamic load tests.

(14)P The design resistance,  $R_{c;d}$ , shall be derived from either:

$$(7.4)$$

or

$$(7.5)$$

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8

### 7.6.2.3 Ultimate compressive resistance from ground test results

(1)P Methods for assessing the compressive resistance of a pile foundation from ground test results shall have been established from pile load tests and from comparable experience as defined in 1.5.2.2.

(2) A model factor may be introduced as described in 2.4.1(9) to ensure that the predicted compressive resistance is sufficiently safe.

(3)P The design compressive resistance of a pile,  $R_{c;d}$ , shall be derived from:

$$(7.6)$$

(4)P For each pile,  $R_{b;d}$  and  $R_{s;d}$  shall be obtained from:

$$(7.7)$$

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are

Рекомендовані величини для постійних і тимчасових ситуацій надані в Таблицях А.6, А.7 і А.8.

(5)P Характеристичні величини  $R_{b;k}$  і  $R_{s;k}$  кожна повинні визначатися з:

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{пред}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$

де  $\xi_3$  і  $\xi_4$  – коефіцієнти кореляції, які залежать від кількості випробуваних профілів  $n$  і застосовуються відповідно:

- до середніх величин  $(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean}$

- і до мінімальних величин  $(R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min}$ ,

або методом, наданим в 7.6.2.3(8).

**ПРИМІТКА** Величини коефіцієнтів кореляції можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини надані в Таблиці А.10.

(6)P Систематичні і випадкові компоненти змін у ґрунті повинні усвідомлюватись при інтерпретації випробувань ґрунтів і визначенні опорів.

(7) Для конструкцій, з жорсткістю і міцністю достатньою для передачі навантаження від "слабких" до "міцних" паль, коефіцієнти  $\xi_3$  і  $\xi_4$  можуть бути розділені на 1,1 за умови, що  $\xi_3$  ніколи не буде менше 1,0.

(8) Характеристичні величини можуть бути отримати визначенням:

$$R_{b;k} = A_b q_{b;k} \quad \text{і} \quad R_{s;k} = \sum A_{s;i} q_{s;i;k} \quad (7.9)$$

де  $q_{b;k}$  і  $q_{s;i;k}$  – характеристичні величини опору п'яти і бічного тертя в різних шарах, отримані з величин параметрів ґрунту.

**ПРИМІТКА** Якщо цю альтернативну схему застосовують, величини окремих коефіцієнтів  $\gamma_b$  і  $\gamma_s$ , рекомендовані в додатку А, мають необхідність бути скореговані коефіцієнтом моделі більше 1,0. Величина коефіцієнта моделі може бути надана в Національному додатку.

(9)P Якщо застосовують Проектний Підхід 3, характеристичні величини параметрів ґрунту повинні визначатися відповідно до 2.4.5. Окремі коефіцієнти повинні потім прикладатися до цих характеристичних величин для отримання проектних величин параметрів ґрунту, для визначення проектних величин опору (несучої здатності) палі.

(10) При оцінці достовірності моделі, основаної на результатах випробувань ґрунту, необхідно

given in Tables A.6, A.7 and A.8.

(5)P The characteristic values  $R_{b;k}$  and  $R_{s;k}$  shall either be determined by:

(7.8)

where  $\xi_3$  and  $\xi_4$  are correlation factors that depend on the number of profiles of tests,  $n$ , and are applied respectively:

— to the mean values  $(R_{c;cal})_{mean} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{mean} = (R_{b;cal})_{mean} + (R_{s;cal})_{mean}$

— and to the lowest values  $(R_{c;cal})_{min} = (R_{b;cal} + R_{s;cal})_{min}$ ,

or by the method given in 7.6.2.3(8).

**NOTE** The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.10.

(6)P The systematic and random components of the variation in the ground shall be recognised in the interpretation of the ground tests and calculated resistances.

(7) For structures with sufficient stiffness and strength to transfer loads from "weak" to "strong" piles, the factors  $\xi_3$  and  $\xi_4$  may be divided by 1,1, provided that  $\xi_3$  is never less than 1,0.

(8) The characteristic values may be obtained by calculating:

(7.9)

where  $q_{b;k}$  and  $q_{s;i;k}$  are characteristic values of base resistance and shaft friction in the various strata, obtained from values of ground parameters.

**NOTE** If this alternative procedure is applied, the values of the partial factors  $\gamma_b$  and  $\gamma_s$  recommended in Annex A may need to be corrected by a model factor larger than 1,0. The value of the model factor may be set by the National annex.

(9)P If Design Approach 3 is used, the characteristic values of ground parameters shall be determined according to 2.4.5. Partial factors shall then be applied to these characteristic values to obtain design values of the ground parameters for calculating the design values of the pile resistance.

(10) In assessing the validity of a model based on ground test results, the following items should be considered:



включати наступні пункти:

- тип ґрунту, включаючи градування, мінералогію, кутуватість, щільність, попереднє ущільнення, стискуваність і проникність;
- метод влаштування палі, включаючи метод буріння чи занурення;
- довжину, діаметр, матеріал і фору ствола і п'яти палі (наприклад, розширення основи);
- метод випробування ґрунту.

#### 7.6.2.4 Граничний опір стискуванню з динамічних ударних випробувань

(1)P Де динамічні ударні (удар молота) випробування палі [система виміру деформації і прискорення порівнюється з часом такту під час удару (див. 7.5.3(1))] застосовуються для визначення опору індивідуальної стискуваної палі, придатність (достовірність) результату повинна бути продемонстрована попереднім доказом прийнятливості характеристик випробуваннями статичним навантаженням палі такого ж типа, подібної довжини і перетину і в подібних ґрунтових умовах.

(2) Коли використовуються динамічні ударні випробування опір зануренню палі повинен вимірюватися безпосередньо на місці дослідження.

ПРИМІТКА Випробування навантаженням цього типу може також включати процес сигналу (зв'язку) відповідності виміру напруження підйому (хвилі) на графіку. Сигнал відповідності дозволяє апроксимацію розвитку опору ствола і п'яти палі також добре, як моделювання його поведінки при навантаженні осідання.

(3)P Енергія удару повинно бути досить високою, щоб дозволити належну інтерпретацію палі опору стискуванню при досить високому рівні деформації.

(4)P Проектна величина опору стискуванню палі  $R_{c;d}$  повинна виводитися з формули:

$$R_{c;d} = R_{c;k} / \gamma_t$$

з

$$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{\text{сред}}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{\text{min}}}{\xi_6} \right\}$$

де  $\xi_5$  і  $\xi_6$  – коефіцієнти кореляції, пов'язані з кількістю випробувань палей,  $n$ , і вживані для середньої  $(R_{c;m})_{\text{mean}}$  і мінімальної  $(R_{c;m})_{\text{min}}$  величини  $R_{c;m}$  відповідно

ПРИМІТКА Величини окремого коефіцієнта і коефіцієнтів кореляції можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини надані в Таблиці А.11.

#### 7.6.2.5 Граничний опір стискуванню (несуча здатність) визначений з формули забивання палі

— soil type, including grading, mineralogy, angularity, density, pre-consolidation, compressibility and permeability;

— method of installation of the pile, including method of boring or driving;

— length, diameter, material and shape of the shaft and of the base of the pile (e.g. enlarged base);

— method of ground testing.

#### 7.6.2.4 Ultimate compressive resistance from dynamic impact tests

(1)P Where a dynamic impact (hammer blow) pile test [measurement of strain and acceleration versus time during the impact event (see 7.5.3(1))] is used to assess the resistance of individual compression piles, the validity of the result shall have been demonstrated by previous evidence of acceptable performance in static load tests on the same pile type of similar length and cross-section and in similar ground conditions.

(2) When using a dynamic impact load test, the driving resistance of the pile should be measured directly on the site in question.

NOTE A load test of this type can also include a process of signal matching to measured stress wave figures. Signal matching enables an approximate evaluation of shaft and base resistance of the pile as well as a simulation of its load-settlement behaviour.

(3)P The impact energy shall be high enough to allow for an appropriate interpretation of the pile capacity at a correspondingly high enough strain level.

(4)P The design value of the compressive resistance of the pile,  $R_{c;d}$  shall be derived from:

$$(7.10)$$

with

$$(7.11)$$

where  $\xi_5$  and  $\xi_6$  are correlation factors related to the number of piles tested,  $n$ , and are applied to the mean  $(R_{c;m})_{\text{mean}}$  and the lowest  $(R_{c;m})_{\text{min}}$  value of  $R_{c;m}$  respectively.

NOTE The values of the partial factor and correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.11.

#### 7.6.2.5 Ultimate compressive resistance by applying pile driving formulae

(1)P Pile driving formulae shall only be used if the stratification of the ground has been determined.

(1)P Формула забивання палі повинна застосовуватися тільки, якщо нашарування ґрунтів добре вивчені.

(2)P Якщо формули забивання палі застосовуються для оцінки граничного опору при стискуванні окремих палі у фундаменті, придатність формули повинна бути продемонстрована попереднім експериментальним доказом прийнятливості характеристик випробуваннями статичним навантаженням палі такого ж типу, подібної довжини і перетину і в подібних ґрунтових умовах.

(3)P Для палі-стійок, забитих в незв'язний ґрунт, проектна величина опору стискуванню  $R_{c;d}$  повинна визначатися за такою схемою, як у 7.6.2.4.

(4) Коли застосовуються формули забивання палі для перевірки опору стискуванню палі, випробування по забиванню палі повинно бути виконане не менше чим на 5 палях на достатньо великій відстані одна від одної у зоні розташування для визначення кількості кінцевої серії ударів.

(5) Точки занурення палі для кінцевої серії ударів необхідно реєструвати для кожної палі.

#### **7.6.2.6 Граничний опір стисканню (несуча здатність) з аналізу поширення хвиль**

(1)P Аналіз поширення хвиль в палях повинен використовуватися тільки, коли нашарування ґрунтів визначене бурінням і польовими випробуваннями.

(2)P Коли аналіз поширення хвиль використовується для оцінки опору окремих стискуваних палі, придатність аналізу повинна бути продемонстрована попереднім доказом прийнятливості характеристик випробуваннями статичним навантаженням палі такого ж типу, подібної довжини і перетину і в подібних ґрунтових умовах.

(3)P Проектна величина опору стискуванню  $R_{c;d}$  виведена з результатів аналізу поширення хвиль в декількох репрезентативних палях, повинна оцінюватися за такою ж схемою, як у 7.6.2.4, використовуючи  $\zeta$ -величини, основані на місцевому досвіді.

**ПРИМІТКА** Аналіз поширення хвиль базується на математичній моделі ґрунту, палі і забивного устаткування без виміру хвиль напруження на місці. Метод зазвичай застосовується при вивченні роботи пальового молота, динамічних параметрів ґрунту і напруження в палі у продовж забивання. Ним також, на основі моделей, можливо визначити потрібний (необхідний) опір забиванню (кількість ударів), який зазвичай зв'язаний з передбачуваним опором палі на стискування.

#### **7.6.2.7 Повторне забивання**

(1)P В проекті повинна бути визначена кількість палі для повторного забивання. Якщо повторне

(2)P If pile driving formulae are used to assess the ultimate compressive resistance of individual piles in a foundation, the validity of the formulae shall have been demonstrated by previous experimental evidence of acceptable performance in static load tests on the same type of pile, of similar length and cross-section, and in similar ground conditions.

(3)P For end-bearing piles driven into non-cohesive soil, the design value of the compressive resistance,  $R_{c;d}$ , shall be assessed by the same procedure as in 7.6.2.4.

(4) When a pile driving formula is applied to verify the compression resistance of a pile, the pile driving test should have been carried out on at least 5 piles distributed at sufficient spacing in the piling area in order to check a suitable blow count for the final series of blows.

(5) The penetration of the pile point for the final series of blows should be recorded for each pile.

#### **7.6.2.6 Ultimate compressive resistance from wave equation analysis**

(1)P Wave equation analysis shall only be used where stratification of the ground has been determined by borings and field tests.

(2)P Where wave equation analysis is used to assess the resistance of individual compression piles, the validity of the analysis shall have been demonstrated by previous evidence of acceptable performance in static load tests on the same pile type, of similar length and cross-section, and in similar ground conditions.

(3)P The design value of the compressive resistance,  $R_{c;d}$ , derived from the results of wave equation analysis of a number of representative piles, shall be assessed by the same procedure as in 7.6.2.4, using  $\zeta$ -values based on local experience.

**NOTE** Wave equation analysis is based on a mathematical model of soil, pile and driving equipment without stress wave measurements on site. The method is usually applied to study hammer performance, dynamic soil parameters and stresses in the pile during driving. It is also, on the basis of the models, possible to determine the required driving resistance (blow count) that is usually related to the expected compressive resistance of the pile.

#### **7.6.2.7 Re-driving**

(1)P In the design, the number of piles to be re-driven shall be specified. If re-driving gives lower results, these shall be used as the basis for ultimate compressive resistance assessment. If re-driving

забивання дає слабкіші результати, вони повинні використовуватися як базові для оцінки граничного опору стискуванню. Якщо повторне забивання дає вищі результати, вони можуть бути враховані.

(2) Повторне забивання, як правило, потрібне для мулистих ґрунтів, якщо місцевий досвід не доводить його недоцільність.

**ПРИМІТКА** Повторне забивання тисяч паль в глинистих ґрунтах зазвичай веде до зменшення опору стискуванню.

### 7.6.3 Опір розтягуванню ґрунту

#### 7.6.3.1 Загальні положення

(1)P Проектування паль на розтягування повинно узгоджуватися з правилами проектування, наданими в 7.6.2, де доцільно. Правила проектування, специфічні для фундаментів включаючих розтягнуті палі, наведені далі.

(2)P Для перевірки, що фундамент витримає проектне навантаження з адекватним запасом проти руйнування при розтягуванні, для всіх граничних станів за втратою несучої здатності за випадковими навантаженнями і комбінацією навантажень, повинна задовольнятися наступна нерівність:

$$F_{t,d} \leq R_{t,d}$$

(3)P Для розтягваних паль два механізми руйнування повинні враховуватися:

- висмикування паль з ґрунтового масиву;
- гідравлічний підйом блоку ґрунту, що містить палі.

(4)P Перевірка проти руйнування від гідравлічного підйому ґрунтового блоку, що містить палі (дивись Рисунок 7.1), повинна виконуватися у відповідності з 2.4.7.4.

(5) Для окремих розтягнутих паль або групи розтягнутих паль, механізм руйнування може визначатись опором висмикуванню ґрунтового конусу, особливо для паль з розширеною п'ятою або заглиблених в скелю.

(6) При розгляді гідравлічного підйому маси ґрунтового блоку, що містить палі, опір зрушенню на бічних поверхнях блоку  $T_d$  може додаватися до сил опору, вказаних на рисунку 7.1.

(7) Звичайний вплив блоку є визначальний для проектного опору при розтягуванні, якщо відстань між палями буде рівною або менше кореня квадратного з добутку діаметру палі на величину заглиблення в основний міцний шар.

(8)P Ефект групи, який може зменшити ефективне вертикальне напруження в ґрунті і, відповідно, величини бічного опору різних паль групи, повинно бути враховано в розрахунку при оцінці опору розтягуванню групи паль.

(9)P Слід враховувати значний несприятливий ефект на опір розтягуванню циклічних навантажень і змін напряму дії навантажень.

gives higher results, these may be considered.

(2) Re-driving should usually be carried out in silty soils, unless local comparable experience has shown it to be unnecessary.

**NOTE** Re-driving of friction piles in clayey soils normally results in reduced compressive resistance.

### 7.6.3 Ground tensile resistance

#### 7.6.3.1 General

(1)P The design of piles in tension shall be consistent with the design rules given in 7.6.2, where applicable. Design rules that are specific for foundations involving piles in tension are presented below.

(2)P To verify that the foundation will support the design load with adequate safety against a failure in tension, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

$$(7.12)$$

(3)P For tension piles, two failure mechanisms shall be considered:

- pull-out of the piles from the ground mass;
- uplift of the block of ground containing the piles.

(4)P Verification against uplift failure of the block of ground containing the piles (see Figure 7.1), shall be carried out in accordance with 2.4.7.4.

(5) For isolated tensile piles or a group of tensile piles, the failure mechanism may be governed by the pull-out resistance of a cone of ground, especially for piles with an enlarged base or rock socket.

(6) When considering the uplift of the block of ground containing the piles the shear resistance  $T_d$  along the sides of the block may be added to the resisting forces shown in figure 7.1.

(7) Normally the block effect will govern the design tensile resistance if the distance between the piles is equal to or less than the square root of the product of the pile diameter and the pile penetration into the main resisting stratum.

(8)P The group effect, which may reduce the effective vertical stresses in the soil and hence the shaft resistances of individual piles in the group, shall be considered when assessing the tensile resistance of a group of piles.

(9)P The severe adverse effect of cyclic loading and reversals of load on the tensile resistance shall be considered.

(10) Comparable experience based on pile load tests should be applied to appraise this effect.

(10) Співставлюваний досвід, оснований на випробуваннях палей навантаженням, необхідно застосовувати, щоб оцінити цей ефект.

1 поверхня землі  
2 рівень ґрунтових вод  
3 бічна поверхня "блоку", де розвивається опір  $T_d$

Рисунок 7.1 – Приклади гідравлічного підйому (UPL) групи палей

### 7.6.3.2 Граничний опір розтягуванню (міцність), з випробувань палей навантаженням

(1)P Випробування палей навантаженням для визначення граничного опору розтягуванню окремої палі  $R_t$ , повинні проводитись у відповідності з 7.5.1, 7.5.2 і 7.5.4 і з врахуванням 7.6.2.2.

(2)P Проектний опір розтягуванню  $R_{t,d}$  слід встановлювати з:

$$R_{t,d} = R_t / \gamma_{st}$$

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини для постійних і перемінних ситуацій надані в Таблицях А.6, А.7 і А.8.

(3) Зазвичай, коли палі повинні працювати на розтягування, в технічних умовах слід вказати, що повинна випробуватись більш ніж одна палля. При

1 ground surface  
2 ground-water level  
3 side of the 'block', where resistance  $T_d$  develops

**Figure 7.1 — Examples of uplift (UPL) of a group of piles**

### 7.6.3.2 Ultimate tensile resistance from pile load tests

(1)P Pile load tests to determine the ultimate tensile resistance of an isolated pile,  $R_t$ , shall be carried out in accordance with 7.5.1, 7.5.2 and 7.5.4, and with regard to 7.6.2.2.

(2)P The design tensile resistance,  $R_{t,d}$ , shall be derived from:

(7.13)

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8.

(3) Normally when piles are to be loaded in tension, it should be specified that more than one pile should be tested. In the case of a large number of tension piles, at least 2 % should be tested.



великій кількості розтягваних паль, не менше 2% повинно бути випробувано.

(4)P Журнали (протоколи) установки випробувальної(их) палі(ь) необхідно перевіряти і будь-які відхилення від нормальних умов будівництва повинні бути враховані при інтерпретації результатів випробування палі навантаженням

(5)P Характеристична величина опору розтягуванню палі повинна визначатись з :

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t;m})_{\text{сред}}}{\xi_1}; \frac{(R_{t;m})_{\text{min}}}{\xi_2} \right\}$$

де  $\xi_1$  і  $\xi_2$  – коефіцієнти кореляції, пов'язані з кількістю випробувальних паль,  $n$ , які застосовуються відповідно для середньої  $(R_{t;m})_{\text{mean}}$  і мінімальної  $(R_{t;m})_{\text{min}}$  величини виміряного опору розтягуванню.

ПРИМІТКА Величини коефіцієнтів кореляції можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини надані у Таблиці А.9.

### 7.6.3.3 Граничний опір розтягуванню з результатів випробувань ґрунту

(1)P Методи оцінки опору розтягуванню пального фундаменту з результатів випробувань ґрунту повинні встановлюватися з випробувань паль навантаженнями і з співставлюваного досвіду будівництва, як вказано в 1.5.2.2.

(2) Коефіцієнт моделі може бути введений, як вказано в 2.4.1(9), щоб переконатися, що опір розтягуванню прийнятий із запасом по безпеці.

(3)P Проектна величина опору розтягуванню палі  $R_{t;d}$ , повинна виводитися з:

$$R_{t;d} = R_{t;k} / \gamma_{s;t}$$

де:

$$R_{t;k} = R_{s;k}$$

ПРИМІТКА Величини окремого коефіцієнта можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини для постійних і тимчасових ситуацій надані в Таблицях А.6, А.7 і А.8.

(4)P Характеристична величина  $R_{t;k}$  визначається з формули:

$$R_{t;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{s;cal})_{\text{сред}}}{\xi_3}; \frac{(R_{s;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\}$$

де  $\xi_3$  і  $\xi_4$  – це коефіцієнти кореляції, які залежать від кількості випробувальних профілів,  $n$ , і застосовуються відповідно до середньої  $(R_{s;cal})_{\text{mean}}$  і мінімальної  $(R_{s;cal})_{\text{min}}$  величини  $R_{s;cal}$  або до

(4)P The records of the installation of the test pile(s) shall be checked and any deviation from the normal construction conditions shall be accounted for in the interpretation of the pile load test results.

(5)P The characteristic value of the pile tensile resistance shall be determined by:

(7.14)

where  $\xi_1$  and  $\xi_2$  are correlation factors related to the number of piles tested,  $n$ , and are applied respectively to the mean  $(R_{t;m})_{\text{mean}}$  and the lowest  $(R_{t;m})_{\text{min}}$  value of the measured tensile resistances.

NOTE The values of the correlation factors may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.9.

### 7.6.3.3 Ultimate tensile resistance from ground test results

(1)P Methods for assessing the tensile resistance of a pile foundation from ground test results shall have been established from pile load tests and from comparable experience as defined in 1.5.2.2.

(2) A model factor may be introduced as described in 2.4.1(9) to ensure that the predicted tensile resistance is sufficiently safe.

(3)P The design value of tensile resistance of a pile,  $R_{t;d}$ , shall be derived from:

(7.15)

where:

(7.16)

NOTE The values of the partial factor may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.6, A.7 and A.8 .

(4)P The characteristic value  $R_{t;k}$  shall either be determined by:

(7.17)

where  $\xi_3$  and  $\xi_4$  are correlation factors that depend on the number of profiles of tests,  $n$ , and are applied respectively to the mean  $(R_{s;cal})_{\text{mean}}$  and to the lowest value  $(R_{s;cal})_{\text{min}}$  of  $R_{s;cal}$ , or by the method given in 7.6.3.3(6).

NOTE The values of the correlation factors

методу, наданому у 7.6.3.3(6).

ПРИМІТКА Величини коефіцієнтів кореляції можуть міститися в Національному додатку. Рекомендовані значення надані в Таблиці A.10.

(5)P Системні і випадкові компоненти зміни в ґрунті повинні бути усвідомлені в інтерпретації визначення опору розтягуванню.

(6) Характеристична величина опору розтягуванню може бути отримана визначенням:

$$R_{t;k} = \sum_i A_{s;i} \cdot q_{s;i;k}$$

де  $q_{s;i;k}$  це характеристичні величини бічного тертя в різних шарах, отримані з величин властивостей ґрунту.

ПРИМІТКА Якщо застосовують цю альтернативну схему, величина окремого коефіцієнта  $\gamma_{s;t}$ , рекомендованого в Додатку А, має необхідність коректування коефіцієнтом моделі більше 1,0. Величина коефіцієнта моделі може міститися в Національному додатку.

(7)P Якщо застосовується Проектний Підхід 3, характеристичні величини параметрів ґрунту необхідно визначити відповідно до 2.4.5; окремі коефіцієнти повинні потім прикладатись до цих характеристичних величин для отримання проектних величин параметрів ґрунту і визначення проектних величин опору палі.

(8) Оцінка достименності моделі, базується на результатах випробувань ґрунту, повинна виконуватись у відповідності з 7.6.2.3(10).

#### **7.6.4 Вертикальні переміщення пальових фундаментів (Граничний стан за придатністю до експлуатації підтримуваної споруди)**

##### **7.6.4.1 Загальні положення**

(1)P Вертикальні переміщення при граничному стані за придатністю до експлуатації, необхідно виконувати і перевіряти на відповідність вимогам наданим у 2.4.8 і 2.4.9.

(2) Коли визначаються вертикальні переміщення пального фундаменту необхідно враховувати погрішності (невизначеності), пов'язані з розрахунковою моделлю і визначенням відповідних властивостей ґрунту. При цьому не слід забувати, що в більшості випадків визначення можуть дати лише приблизну оцінку переміщень пального фундаменту.

ПРИМІТКА Для паль, що спираються на ґрунти від середньої щільності до щільних, і для розтягнутих паль, вимоги безпеки для проектування за крайнім граничним станом (втратою несучої здатності), зазвичай, є достатніми, щоб не допустити граничного стану за придатності до експлуатації підтримуваної споруди.

may be set by the National annex. The recommended values are given in Table A.10.

(5)P The systematic and random components of the variation in the ground shall be recognised in the interpretation of the calculated tensile resistance.

(6) The characteristic value of tensile resistance may be obtained by calculating:

$$(7.18)$$

where  $q_{s;i;k}$  are characteristic values of shaft friction in the various strata obtained from values of ground properties.

NOTE If this alternative procedure is applied, the value of the partial factor  $\gamma_{s;t}$  recommended from Annex A, may need to be corrected by a model factor larger than 1,0. The value of the model factor may be set by the National annex.

(7)P If Design Approach 3 is used, the characteristic values of ground parameters shall be determined according to 2.4.5; partial factors shall then be applied to these characteristic values to obtain design values of the ground parameters to calculate the design values of the pile resistance.

(8) The assessment of the validity of a model based on ground test results should be in accordance with 7.6.2.3(10).

#### **7.6.4 Vertical displacements of pile foundations (Serviceability of supported structure)**

##### **7.6.4.1 General**

(1)P Vertical displacements under serviceability limit state conditions shall be assessed and checked against the requirements given in 2.4.8 and 2.4.9.

(2) When calculating the vertical displacements of a pile foundation, the uncertainties involved in the calculation model and in determining the relevant ground properties should be taken into account. Hence it should not be overlooked that in most cases calculations will provide only an approximate estimate of the displacements of the pile foundation.

NOTE For piles bearing in medium-to-dense soils and for tension piles, the safety requirements for the ultimate limit state design are normally sufficient to prevent a serviceability limit state in the supported structure.

##### **7.6.4.2 Pile foundations in compression**

(1)P The occurrence of a serviceability limit state in the supported structure due to pile settlements shall

#### 7.6.4.2 Пальові фундаменти при стискуванні

(1)P Настання граничного стану за придатністю до експлуатації підтримуваної споруди, обумовленого осіданнями паль, повинно бути перевірено беручи до уваги негативне тертя, де воно вірогідне.

ПРИМІТКА Коли п'ята палі розташовується в шарі середньої щільності або твердому шарі вище скельного або дуже жорсткого ґрунту, окремі коефіцієнти безпеки для крайнього граничного стану (за втратою несучої здатності), зазвичай, є достатніми для задоволення умов граничного стану за придатністю до експлуатації.

(2)P Оцінка осідання повинна включати обидва осідання окремих паль і осідання обумовленого дією групи.

(3) Аналіз осідань повинен включати оцінку можливих нерівномірних осідань, що можуть траплятися.

(4) Коли немає доступних результатів випробування навантаженням, для аналізів взаємодії пальових фундаментів з будівлею характеристика навантаження - осідання окремих паль повинна ґрунтуватися на емпіричних гіпотезах з врахуванням запасу.

#### 7.6.4.3 Пальові фундаменти при розтягуванні

(1)P Оцінка переміщень вгору повинна виконуватися у відповідності з принципами 7.6.4.2.

ПРИМІТКА Необхідно приділяти особливу увагу подовженню матеріалу паль.

(2)P Коли дуже строгі вимоги пред'являються до граничного стану за непридатністю до експлуатації, перевірка переміщень вгору повинна проводитися окремо.

### 7.7 Палі з бічним (поперечним) навантаженням

#### 7.7.1 Загальні положення

(1)P Проектування паль під дією бічних навантажень повинно виконуватися з врахуванням проектних правил, наданих в 7.4 і 7.5, де необхідно. Проектні правила специфічні для фундаментів, що включають палі з бічним навантаженням, приведені нижче.

(2)P Щоб показати, що паля може витримати проектне бічне навантаження із запасом по безпеці до руйнування, повинно бути задоволена наступна нерівність для всіх випадків навантажень і поєднань навантажень в граничному стані за втратою несучої здатності:

$$F_{tr,d} \leq R_{tr,d}$$

(3) Необхідно розглядати один з наступних механізмів руйнування:

- для коротких паль, обертальний або поступальний рух як твердого тіла;
- для довгих тонких паль, руйнування палі при

be checked, taking into account downdrag, where probable.

NOTE When the pile toe is placed in a medium-dense or firm layer overlying rock or very hard soil, the partial safety factors for ultimate limit state conditions are normally sufficient to satisfy serviceability limit state conditions.

(2)P Assessment of settlements shall include both the settlement of individual piles and the settlement due to group action.

(3) The settlement analysis should include an estimate of the differential settlements that may occur.

(4) When no load test results are available for an analysis of the interaction of the piled foundation with the superstructure, the load-settlement performance of individual piles should be assessed on empirically established safe assumptions.

#### 7.6.4.3 Pile foundations in tension

(1)P The assessment of upward displacements shall be in accordance with the principles of 7.6.4.2.

NOTE Particular attention should be paid to the elongation of the pile material.

(2)P When very severe criteria are set for the serviceability limit state, a separate check of the upward displacements shall be carried out.

### 7.7 Transversely loaded piles

#### 7.7.1 General

(1)P The design of piles subjected to transverse loading shall be consistent with the design rules given in 7.4 and 7.5, where applicable. Design rules specifically for foundations involving piles subjected to transverse loading are presented below.

(2)P To demonstrate that a pile will support the design transverse load with adequate safety against failure, the following inequality shall be satisfied for all ultimate limit state load cases and load combinations:

$$(7.19)$$

(3) One of the following failure mechanisms should be considered:

- for short piles, rotation or translation as a rigid body;
- for long slender piles, bending failure of the pile, accompanied by local yielding and displacement of the soil near the top of the pile.

вигині у поєднанні з локальною пластичною деформацією і переміщенням ґрунту біля верху палі.

(4)P Ефект групи повинен бути врахований, коли оцінюється опір паль з бічним навантаженням.

(5) Необхідно брати до уваги, що бічне навантаження, прикладене до групи паль, має результат у поєднанні зі стискуванням, розтягуванням і бічними силами в окремих палях.

#### **7.7.2 Опір бічному навантаженню з випробувань палі навантаженням**

(1)P Випробування паль бічними навантаженнями повинні виконуватися у відповідності з 7.5.2.

(2) На відмінність до схеми випробування навантаженнями, описаній у 7.5, випробування на бічне навантаження паль не потрібно, як правило, продовжувати до стану руйнування. Інтенсивність і рівень дії випробувального навантаження повинні моделювати проектне навантаження палі.

(3)P Необхідно враховувати чинник змінності ґрунту, особливо на декількох верхніх метрах палі, коли визначається число паль для випробувань і коли визначається проектний бічний опір з результатів випробування навантаженням.

(4) Акти (звіти) по установці випробувальної (их) палі(ь) необхідно контролювати і будь-яке відхилення від нормальних умов будівництва повинно враховуватись при інтерпретації результатів випробування палі навантаженням. Для групи паль ефекти взаємодії і фіксації оголовка необхідно враховувати при визначенні бічного опору з результатів випробувань навантаженнями окремих випробувальних паль.

#### **7.7.3 Опір бічному навантаженню з результатів випробування ґрунту і параметрів напружень палі**

(1)P Бічний опір палі або групи паль повинен визначатися з використанням подібності до ефектів дій в конструкціях, реакцій ґрунту і переміщень.

(2)P Аналізи палі з бічним навантаженням повинні включати вірогідність руйнування конструкції палі в ґрунті у відповідності з 7.8.

(3) Визначення бічного опору довгої тонкої палі може виконуватися з використанням теорії балки, що навантажена на верхньому кінці і спирається на деформоване середовище, яке характеризується горизонтальним модулем реакції.

(4)P Міра свободи обертання паль на контакті з конструкцією повинна братись до уваги при оцінці опору фундаменту бічному навантаженню.

#### **7.7.4 Бічне переміщення**

(1)P Оцінка бічного переміщення пального фундаменту повинна враховувати:

- жорсткість ґрунту і її зміна залежно від рівня напруження;
- жорсткість окремої палі при вигині;

(4)P The group effect shall be considered when assessing the resistance of transversely loaded piles.

(5) It should be considered that a transverse load applied to a group of piles may result in a combination of compression, tension and transverse forces in the individual piles.

#### **7.7.2 Transverse load resistance from pile load tests**

(1)P Transverse pile load tests shall be carried out in accordance with 7.5.2.

(2) Contrary to the load test procedure described in 7.5, tests on transversely loaded piles need not normally be continued to a state of failure. The magnitude and line of action of the test load should simulate the design loading of the pile.

(3)P An allowance shall be made for the variability of the ground, particularly over the top few metres of the pile, when choosing the number of piles for testing and when deriving the design transverse resistance from load test results.

(4) Records of the installation of the test pile(s) should be checked, and any deviation from the normal construction conditions should be accounted for in the interpretation of the pile load test results. For pile groups, the effects of interaction and head fixity should be accounted for when deriving the transverse resistance from the results of load tests on individual test piles.

#### **7.7.3 Transverse load resistance from ground test results and pile strength parameters**

(1)P The transverse resistance of a pile or pile group shall be calculated using a compatible set of structural effects of actions, ground reactions and displacements.

(2)P The analysis of a transversely loaded pile shall include the possibility of structural failure of the pile in the ground, in accordance with 7.8.

(3) The calculation of the transverse resistance of a long slender pile may be carried out using the theory of a beam loaded at the top and supported by a deformable medium characterized by a horizontal modulus of subgrade reaction.

(4)P The degree of freedom of rotation of the piles at the connection with the structure shall be taken into account when assessing the foundation's transverse resistance.

#### **7.7.4 Transverse displacement**

(1)P The assessment of the transverse displacement of a pile foundation shall take into account:

- the stiffness of the ground and its variation with strain level;
- the flexural stiffness of the individual piles;
- the moment fixity of the piles at the connection with the structure;
- the group effect;



- момент затискання паль на з'єднанні з конструкцією;

- груповий ефект;

- ефект зміни напряму дії навантаження або циклічного навантаження.

(2) Головний аналіз переміщення пального фундаменту повинен базуватись на передбачуваній мірі кінематичної свободи руху.

### **7.8 Проект конструкції (конструювання) паль**

(1)P Палі повинні перевірятися на руйнування конструкції у відповідності з 2.4.6.4.

(2)P Конструкція паль повинна проектуватися з врахуванням всіх ситуацій, в яких палі будуть експлуатуватись. Це включає:

- умови їх використання, наприклад, впливи корозії;

- умови їх установки, наприклад, несприятливі ґрунтові умови, такі як валуни, скельні поверхні, що залягають під великим кутом;

- інші чинники, що впливають на заглиблюваність, включаючи якість стиків;

- для збірних паль - умови їх транспортування на місці і влаштування.

(3)P При проектуванні конструкції слід брати до уваги конструктивні допуски для прийнятого типу палі, складові дії і стан фундаменту.

(4)P Тонкі палі, що проходять через воду або товсті відкладення дуже слабкого ґрунту, повинні бути перевірені на подовжній вигин.

(5) Як правило, перевірка на подовжній вигин не потрібна, якщо палі розташовані в ґрунтах з представленою міцністю на недренований зсув  $c_u$ , що перевищує 10 кПа.

### **7.9 Контроль виробництва робіт**

(1)P План установки палі повинен бути основою для палових робіт.

(2) План повинен надавати наступну проектну інформацію:

- тип палі;

- розміщення і нахил кожної палі, включаючи допуски по її положенню;

- поперечний перетин палі;

- для набивних паль дані про армування;

- довжина палі;

- число палі;

- необхідна несуча здатність палі;

- відмітка п'яти палі (відносно репера у межах або поряд місця влаштування) або необхідний опір зануренню;

послідовність влаштування;

- відомі перешкоди;

- будь-які інші завади пальної діяльності.

(3)P Це повинно бути вказано, що влаштування всіх паль передбачає моніторинг і актування влаштування паль.

(4) Акт для кожної палі повинен включати аспекти будівництва, вказані у стандартах на виробництво робіт EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN

— the effect of load reversals or of cyclic loading.

(2) A general analysis of the displacement of a pile foundation should be based on expected degrees of kinematic freedom of movement.

### **7.8 Structural design of piles**

(1)P Piles shall be verified against structural failure in accordance with 2.4.6.4.

(2)P The structure of piles shall be designed to accommodate all the situations to which the piles will be subjected. These include:

— the circumstances of their use e.g. corrosion conditions;

— the circumstances of their installation e.g. adverse ground conditions such as boulders, steeply inclined bedrock surfaces;

— other factors influencing driveability, including quality of joints;

— for precast piles, the circumstances of their transportation to site and installation.

(3)P During structural design, construction tolerances as specified for the type of pile, the action components and the performance of the foundation shall be taken into account.

(4)P Slender piles passing through water or thick deposits of very weak soil shall be checked against buckling.

(5) Normally a check for buckling is not required when the piles are contained by soils with a representative, undrained shear strength,  $c_u$ , that exceeds 10 kPa.

### **7.9 Supervision of construction**

(1)P A pile installation plan shall form the basis for the piling works.

(2) The plan should give the following design information:

— the pile type;

— the location and inclination of each pile, including tolerances on position;

— pile cross-section;

— for cast-in-situ piles, data about the reinforcement;

— pile length;

— pile number;

— required pile load carrying capacity;

— pile toe level (with respect to a fixed datum within or near the site), or the required penetration resistance;

— installation sequence;

— known obstructions;

— any other constraints on piling activities.

(3)P It shall be specified that the installation of all piles is monitored and records are made as the piles are installed.

(4) The record for each pile should include aspects of construction covered in the relevant execution standards, EN 1536:1999, EN 12063:1999, EN 12699:2000, such as the following:

12699:2000, такі як наступні:

- число палі;
- устаткування для влаштування;
- перетин і довжина палі;
- дата і час влаштування (включаючи перерви в процесі влаштування);
- склад бетону, об'єм використаного бетону і метод бетонування палі на місці влаштування;
- об'ємна вага, рН, в'язкість по Маршу і вміст дрібних часток в бентонітовому розчині (в разі вживання);
- для буроін'єкційних паль і інших ін'єкційних паль, величини і тиск нагнітання розчину або бетону, зовнішній і внутрішній діаметр, крок різьблення і заглиблення на кожен зворот;
- для паль заміщення (витіснення), величини вимірювання опору забиванню, такі як вага і висота падіння або потужність молота, частота забивання і число ударів на останніх 0,25 м занурення;
- потужність вібраторів (при вживанні);
- момент крутіння двигуна бурового агрегату (при вживанні);
- для бурових паль, шари, пройдені при бурінні, і стан основи, якщо технічний стан (виконання) п'яти палі є небезпечним;
- перешкоди, зустрінуті при установці паль;
- відхилення положення і напрямку і виконавчої позначки.

ПРИМІТКА EN 14199 на виконання мікро паль - у підготовці.

(5) Акти повинні зберігатися щонайменший період п'ять років після закінчення робіт. Будівельна документація повинна складатися після установки паль і зберігатися з виконавчою документацією.

(6)P Якщо спостереження на місці чи перевірка звітів, виявили невизначеності відносно якості влаштування паль, необхідно провести додаткове обстеження з метою встановлення їх стану і ремонтні заходи, якщо необхідно. Ці обстеження повинне включати або випробування палі статичним навантаженням, або перевірку цілісності, установку нової палі, або у випадку зміщення палі, повторне забивання палі у поєднанні з випробуваннями ґрунту поряд з сумнівною палею.

(7) P Випробування слід проводити для перевірки цілісності паль, для яких якість чутлива до схеми влаштування, якщо схема не може контролюватися у надійний спосіб.

(8) Динамічні випробування цілісності при невеликих деформаціях можуть застосовуватися для загальної оцінки паль, які, можливо, мають серйозні дефекти чи установка яких може викликати різке зниження міцності ґрунту на протязі будівництва. Дефекти, такі як погана якість бетону або недостатній захисний шар арматури, які можуть впливати на довготривалість

- pile number;
- installation equipment;
- pile cross-section and length;
- date and time of installation (including interruptions to the installation process);
- concrete mix, volume of concrete used and method of placing for cast-in-situ piles;
- weight density, pH, Marsh viscosity and fines content of bentonite slurry (when used);
- for continuous flight auger piles or other injection piles, volumes and pumping pressures of the grout or concrete, internal and external diameters, pitch of screw and penetration per revolution;
- for displacement piles, the values of driving resistance measurements such as weight and drop or power rating of hammer, blow frequency and number of blows for at least the last 0,25 m penetration;
- the power take-off of vibrators (where used);
- the torque applied to the drilling motor (where used);
- for bored piles, the strata encountered in the borings and the condition of the base if the performance of the pile toe is critical;
- obstructions encountered during piling;
- deviations of position and direction and as-built elevations.

NOTE EN 14199 on the execution of micro-piles is in preparation.

(5) Records should be kept for at least a period of five years after completion of the works. Asbuilt records should be compiled after completion of the piling and kept with the construction documents.

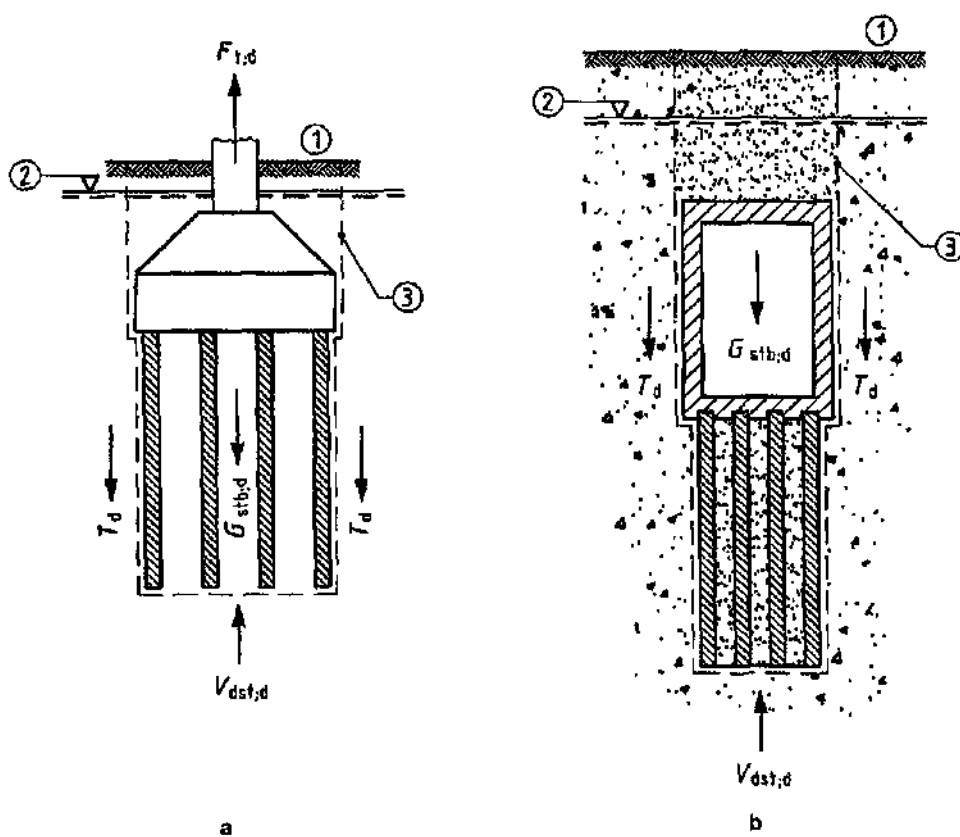
(6)P If site observations or inspection of records reveal uncertainties about the quality of installed piles, investigations shall be carried out to determine their condition and if remedial measures are necessary. These investigations shall include either performing a static pile load or integrity test, installing a new pile or, in the case of a displacement pile, re-driving the pile, in combination with ground tests adjoining the suspect pile.

(7)P Tests shall be used to examine the integrity of piles for which the quality is sensitive to the installation procedures if the procedures cannot be monitored in a reliable way.

(8) Dynamic low strain integrity tests may be used for a global evaluation of piles that might have severe defects or that may have caused a serious loss of strength in the soil during construction. Defects such as insufficient quality of concrete and thickness of concrete cover, both of which can affect the long term performance of a pile, often cannot be found by dynamic tests and other tests, such as sonic tests, vibration tests or coring, may be needed in supervising the execution.

палі, не завжди можуть бути виявлені при динамічних випробуваннях, і інші випробування, такі як ультразвукові, вібраційні або вибурювання, можуть бути необхідні в процесі нагляду.

$$R_{c;k} = (R_{b;k} + R_{s;k}) = \frac{R_{b;cal} + R_{s;cal}}{\xi} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;cal})_{\text{ср}}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{\text{min}}}{\xi_4} \right\} \quad (7.8)$$



## **Розділ 8. Анкери**

### **8.1 Загальні положення**

#### **8.1.1 Сфера застосування**

(1)P Цей Розділ застосовується для проектування тимчасових або постійних анкерів, використовуваних:

- для утримуючих підірних споруд;
- для забезпечувати стійкість укосів, виїмок чи тунелів;
- для не допущення гідравлічного підйому споруди;

передаючи зусилля розтягування на міцний шар нескельного або скельного ґрунту.

(2)P Цей Розділ застосовується до:

- попередньо напружуваних анкерів, що складаються з голови, вільної частини тяги і нерухомої частини анкера, закладеної у ґрунт ін'єктуванням;
- ненапружуваних анкерів, які складаються з голови анкера, вільної частини тяги і закладення, такого як нерухома частина анкера, закладена у ґрунт ін'єктуванням, пальовий анкер, гвинтовий анкер або болт у скелі.

(3) Цей Розділ не застосовується до забивання ґрунту.

(4)P Розділі 7 застосовується до проектування анкерів з розтягнутими палями.

#### **8.1.2 Визначення**

##### **8.1.2.1**

##### **постійний анкер**

анкер з проектним терміном служби більше двох років.

ПРИМІТКА визначення узятє з EN 1537:1999.

##### **8.1.2.2**

##### **тимчасовий анкер**

анкер з проектним терміном служби менше двох років.

ПРИМІТКА визначення узятє з EN 1537:1999.

##### **8.1.2.3**

##### **приймальне випробування**

випробування навантаженням на місці для підтвердження, що кожен анкер відповідає проектним вимогам.

##### **8.1.2.4**

##### **випробування на експлуатаційну придатність**

випробування навантаженням на місці для підтвердження, що конкретний проектний анкер буде придатний в конкретних ґрунтових умовах.

ПРИМІТКА визначення узятє з EN 1537:1999.

## **Section 8 Anchorages**

### **8.1 General**

#### **8.1.1 Scope**

(1)P This Section applies to the design of temporary and permanent anchorages used:

- to support a retaining structure;
- to provide the stability of slopes, cuts or tunnels;
- to resist uplift forces on structures.

by transmitting a tensile force to a load bearing formation of soil or rock.

(2)P This Section is applicable to;

— pre-stressed anchorages consisting of an anchor head, a tendon free length and a tendon bond length bonded to the ground by grout;

— non pre-stressed anchorages consisting of an anchor head, a tendon free length and a restraint such as a fixed anchor length bonded to the ground by grout, a deadman anchorage, a screw anchor or a rock bolt.

(3) This Section should not be applied to soil nails.

(4)P Section 7 shall apply to the design of anchorages comprising tension piles.

#### **8.1.2 Definitions**

##### **8.1.2.1**

##### **permanent anchorage**

anchorage with a design life of more than two years

NOTE definition taken from EN 1537:1999

##### **8.1.2.2**

##### **temporary anchorage**

anchorage with a design life of less than two years

NOTE definition taken from EN 1537:1999

##### **8.1.2.3**

##### **acceptance test**

load test on site to confirm that each anchorage meets the design requirements

##### **8.1.2.4**

##### **suitability test**

load test on site to confirm that a particular anchor design will be adequate in particular ground conditions

NOTE definition taken from EN 1537:1999



### 8.1.2.5

#### дослідне випробування

випробування навантаженням для визначення граничного опору анкера на контактні розчин/грунт і для визначення характеристик анкера в робочому діапазоні навантажень.

ПРИМІТКА визначення узяті з EN 1537:1999.

### 8.1.2.6

#### довжина закладання анкера

довжина анкера, на яку він закладений в ґрунт цементним розчином.

### 8.1.2.7

#### вільна довжина тяги

довжини тяги між головою анкера і найближчим кінцем закладеної частини.

ПРИМІТКА визначення узяті з EN 1537:1999.

### 8.1.2.8

#### довжина закладання тяги

довжина тяги безпосередньо закладеної розчином і здатна передавати докладені навантаження розтягування.

ПРИМІТКА визначення узяті з EN 1537:1999.

## 8.2 Граничні стани

(1)P Наступні граничні стани повинні бути враховані для анкерів, узяті окремо і в поєднанні:

- руйнування конструкції тяги або голови анкера під дією прикладеного напруження;
- викривлення або корозія голови анкера;
- для закладених анкерів: руйнування на інтерфейсі між цементним каменем і ґрунтом;
- для закладених анкерів: руйнування зчеплення між арматурним стрижнем і цементним каменем;
- для пальового анкера руйнування у наслідок недостатньої міцності стовпа (палі);
- втрата анкерної сили в разі надмірного переміщення голови анкера або текучості і релаксації;
- руйнування або надмірна деформація частин споруди під впливом прикладеної анкерної сили;
- порушення загальної рівноваги утримуваного ґрунту і утримуючої споруди;
- взаємодія груп анкерів з ґрунтом і сусідніми спорудами.

## 8.3 Проектні ситуації і дії

(1)P При виборі проектних ситуацій необхідно розглядати:

- всі обставини (випадки) на протязі зведення споруди;
- всі передбачувані обставини на протязі проектного життя (терміну служби) споруди;

### 8.1.2.5

#### investigation test

load test to establish the ultimate resistance of an anchor at the grout/ground interface and to determine the characteristics of the anchorage in the working load range

NOTE definition taken from EN 1537:1999

### 8.1.2.6

#### anchor bond length

length of the anchor that is bonded directly to the ground through a grout body

### 8.2.1.7

#### tendon free length

the length of the tendon between the anchor head and the proximal end of the tendon bond length

NOTE definition taken from EN 1537:1999

### 8.1.2.8

#### tendon bond length

length of the tendon that is bonded directly to the grout and capable of transmitting the applied tensile load

NOTE definition taken from EN 1537:1999

## 8.2 Limit states

(1)P The following limit states shall be considered for anchorages, both individually and in combination:

- structural failure of the tendon or anchor head, caused by the applied stresses;
- distortion or corrosion of the anchor head;
- for grouted anchors, failure at the interface between the body of grout and the ground;
- for grouted anchors, failure of the bond between the steel tendon and the grout;
- for deadman anchorages, failure by insufficient resistance of the deadman;
- loss of anchorage force by excessive displacements of the anchor head or by creep and relaxation;
- failure or excessive deformation of parts of the structure due to the applied anchorage force;

- loss of overall stability of the retained ground and the retaining structure;
- interaction of groups of anchorages with the ground and adjoining structures.

## 8.3 Design situations and actions

(1)P When selecting the design situations, consideration shall be given to:

- all circumstances during the construction of the structure;
- all anticipated circumstances during the design life of the structure;

- всі доречні граничні стани, вказані вище у 8.2, і їх поєднання;
- передбачуваний рівень ґрунтових вод і тиски води в замкнених водоносних горизонтах;
- наслідки руйнування будь якого анкера;

- вірогідність того, що сили, прикладені до анкера при попередньому напруженні (анкерне навантаження), можуть перевищувати сили, необхідні (потрібні) для проектування конструкції.

(2)P Для проектного анкера анкерна сила,  $P$ , повинна розглядатися як несприятлива дія.

#### **8.4 Питання проектування і конструювання**

(1)P Проект анкера і технічні умови для їх влаштування повинні брати до уваги будь які несприятливі ефекти напруження натягнення, передавані на ґрунт навколо анкера.

(2)P Зона ґрунту, на яку передаються зусилля натягнення, повинна бути включена в дослідження.

(3)P Для попередньо напружених анкерів голова анкера повинна дозволити натягнути тягу або стрижень, дати випробувальне навантаження натягнення, заблокувати і, якщо це потрібно за проектом, звільнити, ослабити і знову натягнути анкери.

(4)P Для всіх типів анкерів голова анкера повинна допускати кутові відхилення анкерної сили з урахуванням 6.3 EN 1537:1999 і пов'язані з цим деформації, можливі на протязі проектного періоду життя споруди.

(5)P При комбінуванні різних матеріалів в анкері їх проектна міцність повинна оцінюватися з врахуванням сумісності їх деформацій.

(6)P Оскільки ефект анкерних систем залежить від їх вільної частини арматури, повинні бути задоволені наступні вимоги:

- анкерна сила в ґрунті повинна діяти на такій відстані від утримуваного масиву ґрунту, щоб не порушувати стійкості цього масиву при негативних впливах;
- анкерна сила в ґрунті повинна діяти на такій відстані від існуючих фундаментів, щоб виключати будь які шкідливі дії для них;
- необхідно прийняти заходи, щоб уникнути несприятливої взаємодії між ділянками закладення тяг анкерів, розташованих поруч один з одним.

(7) Щоб не допустити несприятливої взаємодії між ділянками закладення тяг

— all pertinent limit states of the list compiled in 8.2, and their combinations;

— the anticipated level of the ground-water and water pressures in confined aquifers;

— the consequences of the failure of any anchorage;

— the possibility that the forces applied to the anchorage during pre-stressing (anchorage load) may exceed the forces required for the design of the structure.

(2)P The anchorage load,  $P$ , shall be treated as an unfavourable action for the anchorage design.

#### **8.4 Design and construction considerations**

(1)P The design of the anchorage and the specification for its execution shall take into account any adverse effects of tensile stresses transmitted to ground beyond the vicinity of the anchorage.

(2)P The zone of ground into which tensile forces are to be transferred shall be included in site investigations.

(3)P For pre-stressed anchorages, the anchor head shall allow the tendon or rod to be stressed, proof-loaded and locked-off and, if required by the design, released, de-stressed and re-stressed.

(4)P For all types of anchorage, the anchor head shall be designed to tolerate angular deviations of the anchor force, taking into account 6.3 of EN 1537:1999, and to be able to accommodate deformations, which may occur during the design life of the structure.

(5)P Where different materials are combined in an anchorage, their design strengths shall be assessed with due account of the compatibility of their deformation performance.

(6)P Since the effect of anchorage systems depends on their tendon free lengths, the following requirements shall be fulfilled:

- the anchor force shall act in ground that is sufficiently distant from the retained volume of ground that the stability of this volume is not adversely affected;
- the anchor force shall act in ground that is sufficiently distant from existing foundations to avoid any adverse effects on them;
- measures shall be taken to avoid adverse interactions between the tendon bond lengths of anchorages that pass close to each other;

(7) Adverse interactions between the tendon bond lengths of anchorages should be avoided, if possible, by keeping a space not less than 1,5

анкерів, інтервал між цими ділянками по можливості повинно бути не менше 1,5 м.

(8)P Слід застосовувати лише ті анкерні системи, які пройшли пробні випробування (дивись EN 1537:1999), або для яких існує задокументований позитивний досвід експлуатації і терміну служби.

(9)P Напрямок тяги повинен бути таким, щоб вона могла витримувати попереднє напруження при деформаціях, обумовлених потенційними механізмами руйнування. У випадку, коли це неможливо, всі несприятливі ефекти повинні бути враховані в проєкті.

(10)P Для закладених і гвинтових анкерів характеристична величина опору висмикуванню,  $R_{a,k}$ , повинна визначатися на основі контрольних випробувань відповідно до 8.7 або з співставлюваного досвіду. Проєктний опір повинен перевірятись приймальними випробуваннями після виконання робіт.

(11)P Стан вільної частини тяги попередньо напружених ґрунтових анкерів повинен перевірятись у відповідності з EN 1537:1999.

(12)P Адекватну блокуючу силу необхідно використовувати для забезпечення, щоб опір анкеру при граничному стані за придатністю до експлуатації був мобілізований при сприятливих переміщеннях голови.

(13)P Захист від корозії попередньо напружених анкерів повинен виконуватись у відповідності з 6.9 EN 1537:1999.

(14)P Захист від корозії анкерів із сталеву арматурою повинен проєктуватись беручи до уваги агресивність навколишнього ґрунту.

(15) При необхідності захисту сталевих тяжів від корозії повинні використовуватись необхідні способи, такі як захисний футляр (обшивка) або оснащення протекторною сталлю.

## **8.5 Проєктування за крайнім граничним станом (за втратою несучої здатності)**

### **8.5.1 Проєкт анкера**

(1)P Проєктна величина,  $R_{a,d}$ , опору висмикуванню,  $R_a$ , анкера повинна задовольняти граничний стан:

$$P_d \leq R_{a,d}$$

(2) Проєктні величини опору висмикуванню можуть визначатись з результатів випробувань анкерів або визначенням.

### **8.5.2 Проєктні величини опору висмикуванню, виведені з результатів випробувань**

(1)P Проєктна величина опору висмикуванню повинна виводитись з

m between them.

(8)P Only anchorage systems shall be used that have been tested by investigation tests (see EN 1537:1999) or for which successful comparable experience is documented in terms of both performance and durability.

(9)P The direction of the tendon shall normally be such as to provide self-stressing with deformations due to potential failure mechanisms. In case this is not feasible, adverse effects shall be taken into account in the design.

(10)P For grouted anchorages and screw anchorages, the characteristic value of the pull-out resistance,  $R_{a,k}$ , shall be determined on the basis of suitability tests according to 8.7 or comparable experience. The design resistance shall be checked by acceptance tests after execution.

(11)P The performance of the tendon free length of pre-stressed ground anchorages shall be checked in accordance with EN 1537:1999.

(12)P A sufficient lock-off force shall be used to ensure that the anchorage resistance under serviceability limit state conditions will be mobilised with tolerable head displacements.

(13)P Corrosion protection of pre-stressed anchorages shall comply with 6.9 of EN 1537:1999.

(14)P Corrosion protection of anchorages having a steel tendon shall be designed taking into account the aggressiveness of the ground environment.

(15) Suitable means, such as the use of a protective sheath or the provision of sacrificial steel, should be specified if necessary to protect steel tendons against corrosion.

## **8.5 Ultimate limit state design**

### **8.5.1 Design of the anchorage**

(1)P The design value,  $R_{a,d}$ , of the pull-out resistance,  $R_a$ , of an anchorage shall fulfil the limit condition:

$$(8.1)$$

(2) Design values of pull-out resistance may be determined from the results of tests on anchorages, or by calculations.

### **8.5.2 Design values of pull-out resistance determined from the results of tests**

(1)P The design value of the pull-out resistance shall be derived from the characteristic value using the equation:

характеристичної величини використовуючи рівняння:

(8.2)

$$R_{a;d} = R_{a;k}/\gamma_a$$

ПРИМІТКА Окремий коефіцієнт,  $\gamma_a$ , бере до уваги несприятливі відхилення опору висмикуванню анкеру.

(2)P Окремі коефіцієнти  $\gamma_a$  повинні застосовуватись у рівнянні (8.2) як визначено в А3.3.4(1)Р.

ПРИМІТКА Величина окремого коефіцієнту може міститися в Національному додатку. Рекомендовані величини для постійних або змінних ситуацій надані в Таблиці А.12

(3) Характеристична величина повинна відповідати результатам випробування на експлуатаційну придатність з застосування коефіцієнту кореляції  $\xi_a$ .

ПРИМІТКА 8.5.2(3) відноситься до таких типів анкерів, які окремо не перевіряються при приймальних випробуваннях. При використанні коефіцієнта кореляції  $\xi_a$ , він повинен базуватись на співставлюваному досвіду або прийматись з Національного додатку.

### **8.5.3 Проектна величина опору висмикуванню, встановлювана визначення**

(1)P Проектна величина опору висмикуванню повинна оцінюватись відповідно до принципів, що приведені у 2.4.7 і 2.4.8.

### **8.5.4 Проектна величина опору анкерної конструкції**

(1)P Запроектована анкерна конструкція повинна задовольняти наступній нерівності:

$$R_{a;d} \leq R_{t;d}$$

(2)P Опір матеріалу анкера  $R_{t;d}$  повинен визначатись у відповідності з EN 1992, EN 1993 і EN 1537:1999, де необхідно.

(3)P Якщо анкери перевіряються на придатність до експлуатації,  $R_{t;d}$  повинен братися на основі перевірки навантаженням (дивись 9.5 EN 1537:1999).

### **8.5.5 Проектна величина анкерного навантаження**

(1)P Проектна величина анкерного навантаження  $P_d$  повинна виводитись з проекту утримуючої конструкції, як максимальна величина:

- сили крайнього граничного стану (за втратою несучої здатності), прикладеної до утримуючої конструкції, і якщо необхідно
- сили граничного стану за придатністю до

NOTE The partial factor,  $\gamma_a$ , takes into account unfavourable deviations of the pull-out resistance of the anchorage.

(2)P The partial factors  $\gamma_a$  defined in A.3.3.4(1)P shall be used in equation (8.2).

NOTE The value of the partial factor may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Table A.12.

(3) The characteristic value should be related to the suitability test results by applying a correlation factor  $\xi_a$ .

NOTE 8.5.2(3) refers to those types of anchorage that are not individually checked by acceptance tests. If a correlation factor  $\xi_a$  is used, it must be based on experience or provided for in the National annex.

### **8.5.3 Design values of pull-out resistance determined by calculations**

(1)P The design value of pull-out resistance shall be assessed according to the principles in 2.4.7 and 2.4.8, where appropriate.

### **8.5.4 Design value of the structural resistance of the anchorage**

(1)P The structural design of the anchorage shall satisfy the following inequality:

(8.3)

(2)P The material resistance of the anchorages,  $R_{t;d}$ , shall be calculated according to EN 1992, EN 1993 and EN 1537:1999, as relevant.

(3)P If anchors are submitted to suitability tests,  $R_{t;d}$  shall take account of the proof load (see 9.5 of EN 1537:1999).

### **8.5.5 Design value of the anchorage load**

(1)P The design value of the anchorage load,  $P_d$ , shall be derived from the design of the retained structure as the maximum value of

- the ultimate limit state force applied by the retained structure, and if relevant
- the serviceability limit state force applied by the retained structure.

### **8.6 Serviceability limit state design**

(1)P For the verification of a serviceability limit



експлуатації, прикладеної до утримуючої конструкції.

### **8.6 Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації**

(1)P Для перевірки за граничним станом за придатністю до експлуатації анкер повинен розглядатися як пружина.

(2)P Для попередньо напружених анкерів (наприклад, закладених анкерів) пружина повинна розглядатися, як гнучка (пружна), попередньо напружена.

(3) При аналізі проектної ситуації, вказаної в 8.6(2)P, повинно вибиратись найбільш несприятливе поєднання мінімальної або максимальної жорсткості анкера і мінімальної або максимальної попереднього напруження.

(4) Коефіцієнт моделі слід застосовувати до SLS сили, що гарантує, що опір анкера має достатній запас по безпеці.

ПРИМІТКА Величина коефіцієнта моделі може міститися в Національному додатку.

(5) Коли розглядається ненапружуваний анкер як пружний (ненапружений), його жорсткість повинна вибиратися досягненням сумісності між визначеними переміщеннями утримуючої конструкції з переміщеннями і подовженням анкера.

(6) Необхідно брати до уваги ефекти будь яких деформацій, виникаючих у сусідніх фундаментах, від сили попереднього напруження анкерів.

### **8.7. Випробування на придатність**

(1)P Випробування на придатність повинні бути точно встановлені для закладених анкерів, гвинтових анкерів і болтів в скелі. Виконання випробування повинно відповідати вимогам EN 1537:1999.

(2) Не менше трьох випробувань на придатність необхідно провести для визначення характеристичного опору анкера для кожного стану ґрунту і конструкції.

(3)P Пробне навантаження  $P_p$  випробування на придатність для закладеного анкера повинне відповідати вимогам EN 1537:1999.

(4) Якщо проведення спеціальних випробувань неможливе, випробування на придатність для гвинтових анкерів і болтів у скелі повинні виконуватись за тією ж схемою, яка вказана у EN 1537:1999 для закладених анкерів.

### **8.8 Приймальні випробування**

(1)P В проекті повинно бути вказано, що всі закладені анкери повинні проходити приймальні випробування до блокування і після їх прийняття в експлуатацію.

(2)P Схема приймальних випробувань

state in the supported structure, an anchorage shall be regarded as a spring.

(2)P For pre-stressed anchorages (e.g. grouted anchorages), the spring shall be regarded as an elastic, pre-stressed spring.

(3) The most adverse combination of the minimum or maximum anchorage stiffness and minimum or maximum pre-stress should be selected when analysing the design situation indicated in 8.6(2)P.

(4) A model factor should be applied to the SLS force to ensure that the resistance of the anchorage is sufficiently safe.

NOTE The value of the model factor may be set by the National annex.

(5) When considering a non-pre-stressed anchorage as a (non-pre-stressed) spring, its stiffness should be selected to achieve compatibility between calculated displacements of the retained structure and the displacement and elongation of the anchorage.

(6) Account should be taken of the effects of any deformations imposed on adjacent foundations by the anchorage pre-stress force.

### **8.7 Suitability tests**

(1)P Suitability tests shall be specified for grouted anchorages, screw anchorages and rock bolts. The performance of the test shall comply with EN 1537:1999.

(2) At least three suitability tests should be performed for each distinct condition of ground and structure to determine the characteristic resistance of the anchor.

(3)P The proof load,  $P_p$ , of a suitability test of grouted anchorages shall comply with EN 1537:1999.

(4) Until a specific test is available, a suitability test for screw anchorages and rock bolts should follow the same procedure as indicated in EN 1537:1999 for grouted anchorages.

### **8.8 Acceptance tests**

(1)P It shall be specified in the design that all grouted anchorages shall be subjected to acceptance tests prior to lock-off and before they become operational.

(2)P The procedure for acceptance tests shall follow the rules given in EN 1537:1999 for grouted anchorages.

(3) Where groups of anchorages are crossing with tendon bond lengths at spacings of less than 1,5 m, random control tests should be

повинна відповідати правилам, наданим у EN 1537:1999 для закладених анкерів.

(3) Де групи анкерних коренів з відстанню один від одного менше 1,5 м, після закінчення операцій блокування повинні бути проведені вибіркові контрольні випробування.

#### **8.9 Нагляд і моніторинг**

(1)P Нагляд і моніторинг повинні виконуватися відповідно до правил, наданих в Розділі 4 цих норми і 9.10 і 9.11 EN 1537:1999. де це доречно.

made after completion of the lock-off action.

#### **8.9 Supervision and monitoring**

(1)P Supervision and monitoring shall follow the rules given in Section 4 of this standard and 9.10 and 9.11 of EN 1537:1999, where appropriate.

## **Розділ 9. Утримуючі споруди**

### **9.1 Загальні положення**

#### **9.1.1 Сфера застосування**

(1)Р Положення цього Розділу застосовуються до споруд, які утримують ґрунт, що включає нескельні, скельні породи або засипку і воду. Матеріал утримується, якщо він тримається на укосі крутішому, ніж той, на якому він лежав би, якщо б споруди не було. Утримуючі споруди включають всі типи стін і підтримуючих систем, в яких структурні елементи мають сили, протистояти утримуваним матеріалам.

(2)Р Тиск для зернистих матеріалів, що зберігаються в силосах, повинен визначатися використовуючи EN 1991-4.

#### **9.1.2 Визначення**

(1) Проектування утримуючих споруд включає наступні три основних типа, які необхідно розрізняти:

##### **9.1.2.1**

#### **гравітаційні стіни**

стіни з каменя, бетону або залізобетону, що мають плиту в основі з чобітком або без нього, виступ або контрфорс. Вага самої стіни, до складу якої інколи включена стабілізуюча маса скельного, нескельного або насипного ґрунту, грає важливу роль в утриманні матеріалу. Прикладами таких стін можуть служити бетонні гравітаційні стіни постійної або змінної товщини, залізобетонні стіни з плитою, контрфорсні стіни.

##### **9.1.2.2**

#### **вбудовані стіни**

відносно тонкі сталеві, залізобетонні або дерев'яні споруди, що утримуються анкерами, розпірками і/або пасивним тиском ґрунту. Допустимий згин цих стін грає важливу роль в утриманні зберігаемого матеріалу, тоді як роль ваги стіни не суттєва. Прикладами таких утримуючих споруд можуть служити консольні сталеві шпунтові (пальові) стіни, анкерні або розпірні сталеві або бетонні шпунтові стіни і перемички (діафрагмові стіни).

##### **9.1.2.3**

#### **комбіновані утримуючі споруди**

стіни, що включають елементи з двох типів стіни. Існує дуже велика різноманітність таких стін і приклади включають подвійні шпунтові стіни перемички (кесони), земляні споруди, посилені анкерами, геотекстилем або ін'єктуванням і споруди з декількома рядами ґрунтових анкерів або ґрунтових цвяхів (нагелів).

## **Section 9 Retaining structures**

### **9.1 General**

#### **9.1.1 Scope**

(1)P The provisions of this Section shall apply to structures, which retain ground comprising soil, rock or backfill and water. Material is retained if it is kept at a slope steeper than it would eventually adopt if no structure were present. Retaining structures include all types of wall and support systems in which structural elements have forces imposed by the retained material.

(2)P Pressure from granular material stored in silos shall be calculated using EN 1991-4.

#### **9.1.2 Definitions**

(1) In considering the design of retaining structures the following three main types should be distinguished:

##### **9.1.2.1**

#### **gravity walls**

walls of stone or plain or reinforced concrete having a base footing with or without a heel, ledge or buttress. The weight of the wall itself, sometimes including stabilising masses of soil, rock or backfill, plays a significant role in the support of the retained material. Examples of such walls include concrete gravity walls having constant or variable thickness, spread footing reinforced concrete walls and buttress walls.

##### **9.1.2.2**

#### **embedded walls**

relatively thin walls of steel, reinforced concrete or timber, supported by anchorages, struts and/or passive earth pressure. The bending capacity of such walls plays a significant role in the support of the retained material while the role of the weight of the wall is insignificant. Examples of such walls include cantilever steel sheet pile walls, anchored or strutted steel or concrete sheet pile walls and diaphragm walls.

##### **9.1.2.3**

#### **composite retaining structures**

walls composed of elements from the above two types of wall. A large variety of such walls exists and examples include double sheet pile wall cofferdams, earth structures reinforced by tendons, geotextiles or grouting and structures with multiple rows of ground anchorages or soil nails.

## 9.2 Граничні стани

(1)P Повинен бути складений перелік граничних станів для розгляду. Як мінімум наступні граничні стани повинні бути розглянуті для всіх типів утримуючих споруд:

- втрата загальної стійкості;
- руйнування конструктивних елементів, таких як стіна або діафрагма, анкер, кріплення або розпірки, або руйнування з'єднання між такими елементами;
- комбіноване руйнування ґрунту і елементів конструкції;
- руйнування від гідравлічного підйому або суфозії;
- переміщення утримуючої споруди, які можуть привести до руйнування, погіршити зовнішній вигляд або вплинути на роботу споруди, а також сусідніх будівель і мереж;
- недопустимі витіки через стіну або діафрагму або під ними;
- недопустимі зміни стоку ґрунтових вод.

(2)P Крім того, мають бути враховані наступні граничні стани:

- для гравітаційних і комбінованих стін:
- недостатня несуча здатність ґрунту під спорудою;
- руйнування, викликане ковзанням по підшві стіни;
- руйнування, обумовлене перекиданням;
- для утримуючих діафрагм:
- руйнування діафрагми або її частин від кутового або поступального зсуву;
- руйнування, пов'язане з порушенням вертикальної рівноваги.

(3)P Для всіх типів утримуючих споруд слід враховувати поєднання вказаних вище граничних станів.

(4) При розрахунку гравітаційних стін часто зустрічаються ті ж проблеми, що і для фундаментів неглибокого закладання, насипів і укосів. Тому при аналізі граничних станів гравітаційних стін слід застосовувати принципи, викладені в Розділі 6. Особлива увага повинна приділятися питанню руйнування, викликаного недостатньою несучою здатністю ґрунту основи стіни навантаженнями, що діють під великим кутом, і навантаженнями з сильним ексцентриситетом (дивись 6.5.4).

## 9.3 Дії, геометричні дані і проектні ситуації

### 9.3.1 Дії

#### 9.3.1.1 Базові дії

(1) Необхідно розглядати дії, перераховані в 2.4.2(4).

#### 9.3.1.2 Вага матеріалу засипки

(1)P Проектні величини об'ємної ваги матеріалу засипки повинні визначатися залежно від вивченості матеріалів, придатних для відсіпання. У Звіті з Геотехнічного проектування мають бути

## 9.2 Limit states

(1)P A list shall be compiled of limit states to be considered. As a minimum the following limit states shall be considered for all types of retaining structure:

- loss of overall stability;
- failure of a structural element such as a wall, anchorage, wale or strut or failure of the connection between such elements;
- combined failure in the ground and in the structural element;
- failure by hydraulic heave and piping;
- movement of the retaining structure, which may cause collapse or affect the appearance or efficient use of the structure or nearby structures or services, which rely on it;
- unacceptable leakage through or beneath the wall;
- unacceptable transport of soil particles through or beneath the wall;
- unacceptable change in the ground-water regime.

(2)P In addition, the following limit states shall be considered for gravity walls and for composite retaining structures:

- bearing resistance failure of the soil below the base;
  - failure by sliding at the base;
  - failure by toppling;
- and for embedded walls:
- failure by rotation or translation of the wall or parts thereof;
  - failure by lack of vertical equilibrium.

(3)P For all types of retaining structure, combinations of the above mentioned limit states shall be taken into account, if relevant.

(4) Design of gravity walls often requires solution of the same types of problem encountered in the design of spread foundations and embankments and slopes. When considering the limit states, the principles of Section 6 should therefore be applied, as appropriate. Special care should be taken to account for bearing resistance failure of the ground below the base of the wall under loads with large eccentricities and inclinations (see 6.5.4).

## 9.3 Actions, geometrical data and design situations

### 9.3.1 Actions

#### 9.3.1.1 Basic actions

(1) The actions listed in 2.4.2(4) should be considered.

#### 9.3.1.2 Weight of backfill material

(1)P Design values for the weight density of backfill material shall be estimated from knowledge of available material. The Geotechnical Design Report shall specify the checks, which shall be made during



вказані види контролю, що виконується під час виробництва робіт, щоб реальні величини були не гірші закладених в проєкті.

#### **9.3.1.3 Пригрузки**

(1)P При визначенні проєктних величин тимчасових навантажень необхідно враховувати наявність на укріплюваній ділянці або поряд з нею будівель, стаціонарного або рухомого транспорту або кранів, складів матеріалів, вантажів, контейнерів.

(2) Особлива увага має бути приділена періодичним навантаженням на поверхню, наприклад, навантаженням від доріг кранів, розташованих на причальній стінці. Тиск, що виникає при цих тимчасових діях, може значно перевищувати величини первинної пригрузки або прикладеного статичного навантаження тієї ж інтенсивності.

#### **9.3.1.4 Вага води**

(1)P Проєктні величини об'ємної ваги води повинні призначатися залежно від того, яка це вода – прісна, солоня, з вмістом хімічних або забруднюючих речовин, що може привести до значних коливань в порівнянні з нормативною величиною.

#### **9.3.1.5 Хвильові і льодові сили**

(1)P Проєктні величини зусиль, обумовлені хвильовими або льодовими діями, беруться на підставі інформації, що є для даного регіону, відносно кліматичних і гідрологічних умов ділянки.

(2)P При виборі проєктних величин статичних зусиль, обумовлених льодовим покривом, необхідно враховувати наступні моменти:

- вихідну температуру льоду перед початком потепління;
- швидкість підвищення температури;
- товщину льодового покриву.

#### **9.3.1.6 Фільтраційні сили**

(1)P Потрібно враховувати фільтраційні сили, обумовлені різницею рівнів води попереду і ззаду утримуючої споруди, оскільки вони можуть змінювати тиск ґрунтів за спорудою і зменшувати міцність ґрунту перед стіною.

#### **9.3.1.7 Сили зіткнення**

(1) При визначенні проєктних величин сил зіткнення, наприклад, при ударі хвиль, плаваючих глибо льоду або транспорту, можна врахувати енергію, поглинену масою, що зіткнулася, і утримуючою спорудою, наприклад, захисною і (або) направляючою спорудою.

(2) При бічних ударах на споруди, що захищають, необхідно враховувати зростання жорсткості утримуваного ґрунту.

(3) Для діафрагм необхідно враховувати небезпеку розрідження під впливом бічних ударів.

(4)P Навантаження на утримуючу споруду від зіткнення з плаваючою глибою льоду

the construction process to verify that the actual field values are no worse than those used in the design.

#### **9.3.1.3 Surcharges**

(1)P Determination of design values for surcharges shall take account of the presence, on or near the surface of the retained ground, of, for example, nearby buildings, parked or moving vehicles or cranes, stored material, goods and containers.

(2) Care should be taken in the case of repeated surcharge loading such as imposed by crane rails on a quay wall. The pressures induced by such surcharges can significantly exceed those due to the first loading or those resulting from static application of a load of equal magnitude.

#### **9.3.1.4 Weight of water**

(1)P Design values for the weight density of water shall reflect whether the water is fresh, saline or charged with chemicals or contaminants to an extent that the normal value needs amendment.

#### **9.3.1.5 Wave and ice forces**

(1)P Design values for forces imposed by reflected waves or by ice forces shall be selected on the basis of locally available data for the climatic and hydraulic conditions at the site.

(2)P When selecting design values for static forces imposed by a sheet of ice, the following shall be taken into account:

- the initial temperature of the ice before warming begins;
- the rate at which the temperature increases;
- the thickness of the ice sheet.

#### **9.3.1.6 Seepage forces**

(1)P Seepage forces due to different ground-water levels behind and in front of a retaining structure shall be considered as they may change the earth pressure behind the wall and reduce the earth resistance in front of the wall.

#### **9.3.1.7 Collision forces**

(1)The determination of design values for collision impact forces, caused by, for example, waves, ice floes or traffic, may take account of the energy absorbed by the colliding mass and by the retaining system, e.g. by fenders and/or guide structures.

(2) For lateral impacts on retaining walls, the increased stiffness exhibited by the retained ground should be considered.

(3) The risk of the occurrence of liquefaction due to lateral impact on embedded walls should be investigated.

(4)P The impact load of an ice floe colliding with a retaining structure shall be calculated on the basis of

розраховується з врахуванням опору стискуванню льоду і товщини льодової глиби. При розрахунку опору стискуванню потрібно враховувати мінералізацію і однорідність льоду.

#### **9.3.1.8 Вплив температури**

(1)P При призначенні розмірів утримуючих споруд необхідно враховувати дію аномальних коливань температури в часі і в просторі.

(2) Дія коливань температури має бути врахована, зокрема, при розрахунку навантажень в розпірках і кріпленнях.

(3) Розглядаючи питання Проектування Пожаронебезпеки Споруд, слід звертатися до протипожежних розділів Єврокодів, що відносяться до відповідних матеріалів.

(4)P Мають бути передбачені спеціальні заходи, наприклад, підбір відповідного матеріалу для засипки, укладання дренажу або влаштування системи ізоляції, для недопущення утворення лінз льоду в ґрунті, що знаходиться за утримуючою спорудою.

### **9.3.2 Геометричні дані**

#### **9.3.2.1 Основні дані**

(1)P Проектні величини геометричних даних встановлюються відповідно до принципів, викладених в 2.4.6.3.

#### **9.3.2.2 Поверхня ґрунту**

(1)P Проектні величини геометричних даних, що стосуються засипки за утримуючою спорудою, беруться з врахуванням змінності реальних величин на місці залягання. У проектних величинах мають бути також враховані плановані відкопування і можливе осідання ґрунту перед утримуючою спорудою.

(2) При розрахунках граничних станів за втратою несучої здатності, в яких стійкість утримуючої споруди залежить від опору ґрунту перед конструкцією, рівень землі, що забезпечує опір, має бути зменшений на величину  $\Delta a$  в порівнянні з реальною. Величина  $\Delta a$  вибирається з врахуванням міри контролю за рівнем поверхні землі. За звичайних умов контролю застосовуються наступні правила:

- для затисненої діафрагми  $\Delta a$  береться рівною 10% висоти діафрагми вище за рівень відкопування, але не більше 0,5 м;

- для діафрагми з розпірками або анкерами  $\Delta a$  береться рівною 10% відстаней між самою нижньою опорою і рівнем відкопування, але не більше 0,5 м.

(3) Допускається брати менші по величині значення  $\Delta a$ , включаючи нуль, за умови забезпечення надійного контролю рівня поверхні протягом всього періоду виробництва робіт.

(4) Великі по величині значення  $\Delta a$  потрібно брати, коли рівень поверхні сумнівний.

#### **9.3.2.3 Рівні води**

(1)P Вибір проектних або характерних величин

the compressive strength of the ice and the thickness of the ice floe. The salinity and homogeneity of the ice shall be considered in calculating the compressive strength.

#### **9.3.1.8 Temperature effects**

(1)P The design of retaining structures shall take into account the temporal and spatial effects of abnormal temperature changes.

(2) These effects should be considered particularly when determining the loads in struts and props.

(3) The Structural Fire Design Parts of the material related Eurocodes should be consulted when dealing with the effects of fire.

(4)P Special precautions, such as selection of suitable backfill material, drainage or insulation, shall be taken to prevent ice lenses forming in the ground behind retaining structures.

### **9.3.2 Geometrical data**

#### **9.3.2.1 Basic data**

(1)P Design values for geometrical data shall be derived in accordance with the principles stated in 2.4.6.3.

#### **9.3.2.2 Ground surfaces**

(1)P Design values for the geometry of the retained material shall take account of the variation in the actual field values. The design values shall also take account of anticipated excavation or possible scour in front of the retaining structure.

(2) In ultimate limit state calculations in which the stability of a retaining wall depends on the ground resistance in front of the structure, the level of the resisting soil should be lowered below the nominally expected level by an amount  $\Delta a$ . The value of  $\Delta a$  should be selected taking into account the degree of site control over the level of the surface. With a normal degree of control, the following should be applied:

— for a cantilever wall,  $\Delta a$  should equal 10 % of the wall height above excavation level, limited to a maximum of 0,5 m;

— for a supported wall,  $\Delta a$  should equal 10 % of the distance between the lowest support and the excavation level, limited to a maximum of 0,5 m.

(3) Smaller values of  $\Delta a$ , including 0, may be used when the surface level is specified to be controlled reliably throughout the appropriate execution period.

(4) Larger values of  $\Delta a$  should be used where the surface level is particularly uncertain.

#### **9.3.2.3 Water levels**

(1)P The selection of design or characteristic values for the positions of free water and phreatic surfaces

відміток дзеркала вільної води і ґрунтових вод виконується на підставі даних про гідрологічні і гідрогеологічні умови ділянки.

(2)P Слід враховувати вплив змін коефіцієнта фільтрації на режим ґрунтових вод.

(3)P Слід враховувати вірогідність несприятливих умов тиску води, обумовлених наявністю зваженого або напірного горизонту ґрунтових вод.

### **9.3.3 Проектні ситуації**

(1)P Необхідно розглянути наступні моменти:

- зміни властивостей ґрунтів, рівнів води і порового тиску в просторі;
- намічені зміни властивостей ґрунтів, рівнів води і порового тиску в часі;
- зміни дій і способу їх комбінацій;
- виїмку, осідання або ерозію ґрунту перед утримуючою спорудою;
- вплив ущільнення матеріалу насипу за утримуючою спорудою;
- вплив майбутніх споруд, намічених навантажень і розвантажень утримуваного матеріалу або поряд з ним;
- намічені переміщення ґрунту, обумовлені осіданням або дією морозу.

(2) Для берегових конструкцій льодові і хвиляві сили обов'язково мають бути прикладені в одній і тій же точці.

## **9.4 Питання проектування і будівництва**

### **9.4.1 Загальні положення**

(1)P Приведені в 2.4.7 і 2.4.8 схем застосовні в рівній мірі як до граничних станів за втратою несучої здатності, так і до граничних станів за непридатністю до експлуатації.

(2)P Необхідно довести, що вертикальна рівновага для даного розподілу прикладеного до споруди напруження і дій може бути забезпечена.

(3) Перевірка вертикальної рівноваги може бути виконана, зменшуючи параметри тертя об стіну.

(4) В міру можливості утримуючі споруди повинні проектуватися так, щоб були видимі ознаки настання граничного стану за втратою несучої здатності. Проектована конструкція має бути застрахована від можливого крихкого руйнування, тобто миттєвого обвалення без попередніх помітних деформацій.

(5) Для багатьох утримуючих споруд потрібно рахувати критичний граничний стан, при якому переміщення стіни або діафрагми виявляться достатніми, щоб викликати пошкодження сусідніх конструкцій або мереж. Хоча стіна не обов'язково обрушиться, рівень пошкодження може значно перевищити рівень граничного стану за непридатністю до експлуатації в утримуваній конструкції.

(6) Проектні методи і величини окремих коефіцієнтів, що рекомендуються в цій нормі, як правило, є достатніми, щоб попередити граничні

shall be made on the basis of data for the hydraulic and hydrogeological conditions at the site.

(2)P Account shall be taken of the effects of variation in permeability on the ground-water regime.

(3)P The possibility shall be considered of adverse water pressures due to the presence of perched or artesian water tables.

### **9.3.3 Design situations**

(1)P The following items shall be considered:

- variations in soil properties, water levels and pore-water pressures in space;
- anticipated variations in soil properties, water levels and pore-water pressures in time;
- variation in actions and in the ways they are combined;
- excavation, scour or erosion in front of the retaining structure;
- the effects of compaction of the backfilling behind the retaining structure;
- the effects of anticipated future structures and surcharge loadings or unloadings on or close to the retained material;
- anticipated ground movements due, for example, to subsidence or frost action.

(2) For waterfront structures, ice and wave forces need not be applied simultaneously at the same point.

## **9.4 Design and construction considerations**

### **9.4.1 General**

(1)P Both ultimate and serviceability limit states shall be considered using the procedures described in 2.4.7 and 2.4.8.

(2)P It shall be demonstrated that vertical equilibrium can be achieved for the assumed pressure distributions and actions on the wall.

(3) The verification of vertical equilibrium may be achieved by reducing the wall friction parameters.

(4) As far as possible, retaining walls should be designed in such a way that there are visible signs of the approach of an ultimate limit state. The design should guard against the occurrence of brittle failure, e.g. sudden collapse without conspicuous preliminary deformations.

(5) For many earth retaining structures, a critical limit state should be considered to occur if the wall has displaced enough to cause damage to nearby structures or services. Although collapse of the wall may not be imminent, the degree of damage may considerably exceed a serviceability limit state in the supported structure.

(6) The design methods and partial factor values recommended by this standard are usually sufficient to prevent the occurrence of ultimate limit states in

стани за втратою несучої здатності в сусідніх конструкціях за умови, що ґрунти мають як мінімум середню щільність або тверду консистенцію, а технологія і порядок будівництва вибрані правильно. В той же час потрібно особливо уважно відноситися до деяких сильно переущільнених глин, в яких підвищене початкове горизонтальне напруження може викликати значні переміщення на великій відстані від котловану.

(7) Інколи через складності взаємодії між ґрунтом і утримуючою спорудою буває важко виконати детальний розрахунок споруди до початку виробництва робіт. В цьому випадку для проекту потрібно скористатися методом спостережень (дивись 2.7).

(8)P При призначенні розмірів утримуючих споруд необхідно враховувати наступні моменти:

- вплив виробництва робіт, включаючи:
- влаштування тимчасового кріплення в бортах виїмки;
- зміни напруження і відповідних переміщень ґрунту, пов'язаних з влаштуванням і зведенням утримуючої споруди;
- перемішування ґрунту в результаті операцій вбивання або буріння;
- необхідність влаштування під'їздів до будівельного майданчика;
- вимоги, пов'язані із захистом від води закінченої стіни або діафрагми;
- можливість зведення стіни або діафрагми, яка досягає глибокого шару з низьким коефіцієнтом фільтрації, і створює таким чином водонепроникну завісу. Має бути вивчена проблема постійного стоку підземних вод при цій новій конфігурації;
- можливість влаштування анкерів на сусідніх ділянках;
- можливість виконання екскаваторних робіт між розпірками утримуючих споруд;
- здатність стіни або діафрагми витримувати вертикальні навантаження;
- здібність до розтягування складників конструкції;
- забезпечення доступу для догляду за стіною або діафрагмою, а також за їх дренажною системою;
- зовнішній вигляд і термін служби стіни або діафрагми і анкерів;
- для шпунтових стінок: наявність досить жорсткого перетину, щоб при зануренні шпунтів не було порушено їх зчеплення;
- стійкість пробурених під захистом бурового розчину свердловин або відкопаних траншей, поки вони залишаються відкритими;
- для засипки: тип місцевих матеріалів і механізми для їх ущільнення у відповідності з 5.3.

#### 9.4.2 Дренажні системи

(1)P Якщо безпека і придатність до експлуатації проектованої споруди залежать від нормального

nearby structures, provided that the soils involved are of at least medium density or firm consistency and that adequate construction methods and sequences are adopted. Special care should be taken, however, with some highly over-consolidated clay deposits in which large at rest horizontal stresses may induce substantial movements in a wide area around excavations.

(7) The complexity of the interaction between the ground and the retaining structure sometimes makes it difficult to design a retaining structure in detail before the actual execution begins. In this case use of the observational method for the design (see 2.7) should be considered.

(8)P The design of retaining structures shall take account of the following items, where appropriate:

- the effects of constructing the wall, including:
- the provision of temporary support to the sides of excavations;
- the changes of in situ stresses and resulting ground movements caused both by the wall excavation and its construction;
- disturbance of the ground due to driving or boring operations;
- provision of access for construction;
- the required degree of water tightness of the finished wall;
- the practicability of constructing the wall to reach a stratum of low permeability, so forming a water cut-off. The resulting equilibrium ground-water flow problem shall be assessed;
- the practicability of forming ground anchorages in adjacent ground;
- the practicability of excavating between any propping of retaining walls;
- the ability of the wall to carry vertical load;
- the ductility of structural components;
- access for maintenance of the wall and any associated drainage measures;
- the appearance and durability of the wall and any anchorages;
- for sheet piling, the need for a section stiff enough to be driven to the design penetration without loss of interlock;
- the stability of borings or slurry trench panels while they are open;
- for fill, the nature of materials available and the means used to compact them adjacent to the wall, in accordance with 5.3.

#### 9.4.2 Drainage systems

(1)P If the safety and serviceability of the designed structure depend on the successful performance of a



стану дренажної системи, слід розглянути наслідки її руйнування як з врахуванням безпеки, так з точки зору вартості ремонтних робіт. Повинна виконуватися одна з наступних умов (або комбінації цих умов):

- має бути складена програма догляду за дренажною системою, а в конструкції споруди слід передбачити доступ для виконання поточних ремонтів;

- потрібно довести або на підставі досвіду, або розрахунками пропускну здатності, що дренажна система може нормально працювати без поточного ремонту.

(2) Необхідно брати до уваги об'єми, тиск і хімічні характеристики дренажних вод.

## **9.5 Визначення тиску ґрунту**

### **9.5.1 Загальні положення**

(1)P При визначенні величин тиску ґрунту необхідно враховувати допустимі форми і амплітуди переміщень і деформацій, які можуть статися в утримуючій споруді при даному граничному стані.

(2) У наступному вираженні "тиск ґрунту" буде також використовуватись для загального тиску від слабких і вивітрених скельних порід і включає тиск ґрунтових вод.

(3)P При розрахунку тиску ґрунту і напрямку дій сил, обумовлених цим тиском, також потрібно враховувати:

- тимчасове навантаження на поверхню землі і кут нахилу;

- кут нахилу стіни або діафрагми по відношенню до вертикалі;

- ґрунтові води і фільтраційні сили в ґрунті;

- амплітуду і напрям відносного переміщення стіни або діафрагми по відношенню до ґрунту;

- горизонтальну або вертикальну рівновагу всієї утримуючої споруди;

- опір зрушенню і об'ємну вагу ґрунту;

- жорсткість стіни або діафрагми і опорних частин конструкції;

- шорсткість стіни.

(4) Необхідно розглянути величину тертя і зчеплення, які розвиваються на контактній стіні або діафрагми і залежать від:

- характеристик опору ґрунту;

- властивостей тертя на інтерфейсі стіни/діафрагми і ґрунту;

- напрями і амплітуди переміщень стіни або діафрагми по відношенню до ґрунту;

- здібності стіни або діафрагми сприймати вертикальні зусилля, обумовлені тертям і зчепленням на контактній стіною.

(5) Слід визначити величину напруження зрушення, яка може розвиватися на інтерфейсі ґрунту і стіни/діафрагми залежно від параметра інтерфейсу  $\delta$ .

(6) Можна допустити, що для споруди з бетону

drainage system, the consequences of its failure shall be considered, having regard for both safety and cost of repair. One of the following conditions (or a combination of them) shall apply:

— a maintenance programme for the drainage system shall be specified and the design shall allow access for this purpose;

— it shall be demonstrated both by comparable experience and by assessment of any water discharge, that the drainage system will operate adequately without maintenance.

(2) The quantities, pressures and eventual chemical content of any water discharge should be taken into account.

## **9.5 Determination of earth pressures**

### **9.5.1 General**

(1)P Determination of earth pressures shall take account of the acceptable mode and amount of any movement and strain, which may occur at the limit state under consideration.

(2) In the following context the words "earth pressure" should also be used for the total earth pressure from soft and weathered rocks and should include the pressure of ground-water.

(3)P Calculations of the magnitudes of earth pressures and directions of forces resulting from them shall take account of:

— the surcharge on and slope of the ground surface;

— the inclination of the wall to the vertical;

— the water tables and the seepage forces in the ground;

— the amount and direction of the movement of the wall relative to the ground;

— the horizontal as well as vertical equilibrium for the entire retaining structure;

— the shear strength and weight density of the ground;

— the rigidity of the wall and the supporting system;

— the wall roughness.

(4) The amount of mobilised wall friction and adhesion should be considered as a function of:

— the strength parameters of the ground;

— the friction properties of the wall-ground interface;

— the direction and amount of movement of the wall relative to the ground;

— the ability of the wall to support any vertical forces resulting from wall friction and adhesion.

(5) The amount of shear stress, which can be mobilised at the wall-ground interface should be determined by the wall-ground interface parameter  $\delta$

(6) A concrete wall or steel sheet pile wall

або металевих шпунтів, яка тримає піщаний або гравелистий ґрунт, проектна величина параметра інтерфейсу утримуючої споруди і ґрунту рівна  $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$ .  $k$  не повинна перевищувати 2/3 для збірного бетону і металевих шпунтів.

(7) Для монолітного бетону можна прийняти величину  $k = 1,0$ .

(8) Для стіни з металевих шпунтів, зведеної в глині, для недренованих умов безпосередньо після забивання слід допустити, що зчеплення і опір від тертя відсутні. З часом ці величини можуть підвищуватися.

(9)P Величини тиску ґрунту і напрям дії результуючих сил повинні визначатися відповідно до прийнятого визначуваного наближення (дивись 2.4.7.3) і з врахуванням даного граничного стану.

(10) Тиск ґрунту в граничному стані за втратою несучої здатності зазвичай відрізняється від тиску в граничному стані за придатністю до експлуатації. Ці величини визначаються двома принципово різними визначеннями. Тому якщо тиск ґрунту розглядається як дія, то він може мати не одну, а декілька характеристичних величин.

(11)P В разі утримуючих споруд для скельних масивів розрахунки тиску ґрунту повинні враховувати вплив тріщин і розривів, при цьому особлива увага має бути звернена на їх орієнтацію, відстань між ними, розкриття і механічні властивості матеріалу заповнення при його наявності.

(12)P При необхідності, розраховуючи тиск на утримуючу споруду, необхідно враховувати потенціал спучення ґрунту.

### 9.5.2 Величини тиску ґрунту в спокою

(1)P За відсутності будь-якого переміщення стіни відносно ґрунту тиск ґрунту повинен визначатися з напруження у стані спокою. Визначення стану напруження спокою повинне брати до уваги історію напруження ґрунту.

(2) Як правило, для нормально консолідованих ґрунтів слід допустити, що ґрунт за утримуючою спорудою знаходиться в стані так званого спокою, коли переміщення споруди менше ніж  $5 \times 10^{-4} \times h$ .

(3) Для ґрунту з горизонтальною поверхнею коефіцієнт тиску ґрунту в стані спокою  $K_0$  визначається з:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (9.1)$$

Формула не може бути використовувана для дуже високих величин OCR

(4) Коли ґрунт нахилений вгору від стіни або діафрагми під кутом до горизонталі, рівним  $\beta \leq \varphi'$ , горизонтальна складова ефективного тиску ґрунту  $\sigma'_{h;0}$  може бути пов'язана з вертикальним ефективним тиском ґрунтів  $q'$  відношенням  $K_{0;\beta}$ , де:

$$K_{0;\beta} = K_0 (1 + \sin \beta) \quad (9.2)$$

supporting sand or gravel may be assumed to have a design wall ground interface parameter  $\delta_d = k \cdot \varphi_{cv;d}$ .  $k$  should not exceed 2/3 for precast concrete or steel sheet piling.

(7) For concrete cast against soil, a value of  $k = 1,0$  may be assumed.

(8) For a steel sheet pile in clay under undrained conditions immediately after driving, no adhesive or frictional resistance should be assumed. Increases in these values may take place over a period of time.

(9)P The magnitudes of earth pressures and directions of resultant forces shall be calculated according to the selected design approach (see 2.4.7.3), and the limit state being considered.

(10) The value of an earth pressure at an ultimate limit state is generally different from its value at a serviceability limit state. These two values are determined from two fundamentally different calculations. Consequently, when expressed as an action, earth pressure cannot have a single characteristic value.

(11)P In the case of structures retaining rock masses, calculations of the ground pressures shall take account of the effects of discontinuities, with particular attention to their orientation, spacing, aperture, roughness and the mechanical characteristics of any joint filling material.

(12)P Account shall be taken of any swelling potential of the ground when calculating the pressures on the retaining structure.

### 9.5.2 At rest values of earth pressure

(1)P When no movement of the wall relative to the ground takes place, the earth pressure shall be calculated from the at rest state of stress. The determination of the at rest state shall take account of the stress history of the ground.

(2) For normally consolidated soil, at rest conditions should normally be assumed in the ground behind a retaining structure if the movement of the structure is less than  $5 \times 10^{-4} \times h$ .

(3) For a horizontal ground surface, the at rest earth pressure coefficient,  $K_0$ , should be determined from:

The formula should not be used for very high values of OCR.

(4) If the ground slopes upwards from the wall at an angle  $\beta \leq \varphi'$  to the horizontal, the horizontal component of the effective earth pressure  $\sigma'_{h;0}$  may be related to the effective overburden pressure  $q'$  by the ratio  $K_{0;\beta}$ , where

У такому разі потрібно допустити, що напрям результуючої сили буде паралельним поверхні ґрунту.

### 9.5.3 Граничні величини тиску ґрунту

(1)P Граничні величини тиску ґрунту повинні визначатися з врахуванням відносного переміщення ґрунту і утримуючої споруди при руйнуванні і відповідної форми поверхні руйнування.

(2) При високих значеннях кута внутрішнього тертя і параметра інтерфейсу між спорудою і ґрунтом  $\delta$  граничні величини тиску ґрунту, отримані з використанням плоских поверхонь руйнування, можуть значно відрізнятись від величин, отриманих з використанням кривих поверхонь руйнування, і давати результати нижче безпечних.

ПРИМІТКА Інформація про відносні переміщення, які ведуть до граничних величин тиску ґрунту, надана в Додатку С.

(3) Коли переміщення утримуючої споруди обмежуються розпірками, анкерами і іншими елементами, потрібно вважати, що граничні величини активного і пасивного тиску і їх розподіл можуть не бути найбільш не сприятливими.

### 9.5.4 Проміжні величини тиску ґрунтів

(1)P Проміжні величини тиску ґрунту можуть з'явитися, коли переміщення стіни недостатні, щоб викликати граничні величини. Визначення проміжних величин тиску ґрунту повинне враховувати величину переміщення стіни, а також напрям по відношенню до ґрунту.

ПРИМІТКА У Додатку С, рисунок С.3 дається графік, що дозволяє визначити величини виниклого пасивного тиску.

(2) Проміжні величини тиску ґрунту можуть визначатися з використанням, різних емпіричних правил, наприклад, згідно моделі модуля реакції або кінцевих елементів.

### 9.5.5 Вплив ущільнення

(1)P При визначенні тиску ґрунту за утримуючою спорудою слід враховувати додатковий тиск, що створюється відсіпанням ґрунту і прийнятими схемами його ущільнення.

ПРИМІТКА Виміри показують, що величини додаткового тиску залежать від прикладеної енергії ущільнення, товщини ущільнюваних шарів і траєкторії ущільнюючого механізму. Може статися, що горизонтальний тиск на стіну або діафрагму в одному шарі зменшуватиметься при відсіпанні і ущільненні наступного шару. Коли відсіпання закінчене, переущільнення, як правило, діятиме лише на верхню частину стіни.

(2)P Найбільш відповідні схеми ущільнення мають бути чітко визначені, щоб уникнути надмірних величин тиску ґрунту, який може викликати

The direction of the resulting force should then be assumed to be parallel to the ground surface.

### 9.5.3 Limiting values of earth pressure

(1)P Limiting values of earth pressures shall be determined taking account of the relative movement of the soil and the wall at failure and the corresponding shape of the failure surface.

(2) Limiting values of earth pressure assuming straight failure surfaces can significantly deviate from the values assuming curved failure surfaces for high angles of internal friction and wallground interface parameters  $\delta$ , and so lead to unsafe results.

NOTE Annex C provides some data of relative movements that cause limiting values of earth pressures.

(3) In cases where struts, anchorages or similar elements impose restraints on movement of the retaining structure, it should be considered that the limiting active and passive values of earth pressure, and their distributions, may not be the most adverse ones.

### 9.5.4 Intermediate values of earth pressure

(1)P Intermediate values of earth pressure occur if the wall movements are insufficient to mobilise the limiting values. The determination of the intermediate values of earth pressure shall take account of the amount of wall movement and its direction relative to the ground.

NOTE Annex C, figure C.3, gives a diagram, which may be used for the determination of the mobilized passive earth pressure

(2) The intermediate values of earth pressures may be calculated using, for example, various empirical rules, spring constant methods or finite element methods.

### 9.5.5 Compaction effects

(1)P The determination of earth pressures acting behind the wall shall take account of the additional pressures generated by any placing of backfill and the procedures adopted for its compaction.

NOTE Measurements indicate that the additional pressures depend on the applied compactive energy, the thickness of the compacted layers and the travel pattern of the compaction plant. Horizontal pressure normal to the wall in a layer may reduce when the next layer is placed and compacted. When backfilling is complete, the additional pressure normally acts only on the upper part of the wall.

(2)P Appropriate compaction procedures shall be specified with the aim of avoiding excessive additional earth pressures, which may lead to

недопустимі переміщення споруди.

## **9.6 Тиск води**

(1)P При визначенні характеристичних і проектних величин тиску води необхідно враховувати рівні води вище за ґрунт і в ґрунті.

(2)P При перевірці граничних станів за втратою несучої здатності і придатності до експлуатації тиск води має бути врахований в поєднаннях дій відповідно до 2.4.5.3 і 2.4.6.1 і з врахуванням потенційних ризиків, приведених в 9.4.1(5).

(3)P Для споруд, які утримують ґрунт з середніми або низькими коефіцієнтами фільтрації, слід допустити, що тиск води діє за стіною. За винятком випадків, коли влаштована надійна система дренажу (9.4.2(1) P) або виконані протифільтраційні заходи, потрібно прийняти, що величини тиску води відповідають водоносному горизонту, покрівля якого розташовується на поверхні утримуваного масиву.

(4)P При можливих різких коливаннях рівня вільної зовнішньої води слід розглянути як змінну умову, що виникає безпосередньо після зміни рівня води, так і умову кінцевої рівноваги.

(5)P Якщо спеціальні заходи для дренажу або обмеження фільтрації не були прийняті, потрібно розглянути вплив заповнення водою усадкових тріщин і тріщин розтягування.

## **9.7 Проектування за крайнім граничним станом (за втратою несучої здатності)**

### **9.7.1 Загальні положення**

(1)P Розміри утримуючих споруд мають бути перевірені за граничним станом за втратою несучої здатності для всіх відповідних цьому стану проектних ситуацій згідно вимог 9.3.3, застосовуючи проектні величини дій, результатів дій і проектних опорів.

(2)P Мають бути розглянуті всі форми граничного стану. Як мінімум, необхідно врахувати всі форми, приведені на рисунках 9.1 – 9.6 для найпоширеніших утримуючих споруд.

(3)P Визначенням граничного стану за втратою несучої здатності повинно бути встановлено, що рівновага може бути досягнута, використовуючи проектні величини дій або результатів дій, а також міцностей і характеристик опору матеріалів, як вказано в 2.4. При оцінці проектних значень характеристик опору або міцностей слід враховувати сумісність деформацій різних матеріалів.

(4)P Для характеристик опору або міцності ґрунту береться найбільш несприятлива з максимальної або мінімальної проектних величин.

(5)P Можна застосувати методи визначення, які перерозподіляють тиск ґрунту залежно від відносних переміщень і величин жорсткості ґрунту і елементів конструкції.

(6)P Для тонкозернистих ґрунтів необхідно враховувати короткостроковий і довгостроковий

unacceptable movements.

## **9.6 Water pressures**

(1)P Determination of characteristic and design water pressures shall take account of water levels both above and in the ground.

(2)P When checking the ultimate and serviceability limit states, water pressures shall be accounted for in the combinations of actions in accordance with 2.4.5.3 and 2.4.6.1, considering the possible risks indicated in 9.4.1(5).

(3)P For structures retaining earth of medium or low permeability (silts and clays), water pressures shall be assumed to act behind the wall. Unless a reliable drainage system is installed (9.4.2(1)P), or infiltration is prevented, the values of water pressures shall correspond to a water table at the surface of the retained material.

(4)P Where sudden changes in a free water level may occur, both the non-steady condition occurring immediately after the change and the steady condition shall be examined.

(5)P Where no special drainage or flow prevention measures are taken, the possible effects of water-filled tension or shrinkage cracks shall be considered.

## **9.7 Ultimate limit state design**

### **9.7.1 General**

(1)P The design of retaining structures shall be checked at the ultimate limit state for the design situations appropriate to that state, as specified in 9.3.3, using the design actions or action effects and design resistances.

(2)P All relevant limit modes shall be considered. These will include, as a minimum, limit modes of the types illustrated in figures 9.1 to 9.6 for the most commonly used retaining structures.

(3)P Calculations for ultimate limit states shall establish that equilibrium can be achieved using the design actions or effects of actions and the design strengths or resistances, as specified in clause 2.4. Compatibility of deformations shall be considered in assessing design strengths or resistances.

(4)P Upper or lower design values, whichever are more adverse, shall be used for the strength or resistance of the ground.

(5)P Calculation methods may be used, which redistribute earth pressure in accordance with the relative displacements and stiffnesses of ground and structural elements.

(6)P For fine grained soils, both short- and long-term behaviour shall be considered.



стан.

(7)P Для стін, на які діє нерівномірний тиск води, повинна проводитися перевірка безпеки відносно руйнування, викликаного гідравлічним підйомом і суфозією.

#### **9.7.2 Загальна стійкість**

(1)P Принципи Розділу 11 повинні застосовуватися у кожному конкретному випадку для доказу того, що порушення загальної стійкості не станеться, а відповідні деформації надзвичайно малі.

(2) Як мінімум, мають бути враховані граничні форми, проілюстровані на рисунку 9.1, враховуючи при цьому ризики поступового руйнування і розрідження.

#### **9.7.3 Руйнування фундаменту (основи) гравітаційних стін**

(1)P Принципи Розділу 6 повинні застосовуватися у кожному конкретному випадку для доказу того, що умови руйнування ґрунту прийняті з достатнім запасом, а відповідні деформації при цьому залишаються невеликими. Також слід розглянути втрату несучої здатності унаслідок ковзання стіни.

(2) Як мінімум, слід розглянути граничні форми, проілюстровані на рисунку 9.2.

#### **9.7.4 Руйнування від повороту утримуючих стін**

(1)P Визначеннями рівноваги повинно бути доведено, що утримуючі стіни достатньо заглиблені в ґрунт, щоб не допустити руйнування від повороту.

(2) Як мінімум, необхідно розглянути граничні моделі, проілюстровані на рисунку 9.3.

(7)P For walls subject to differential water pressures, safety against failure due to hydraulic heave and piping shall be checked.

#### **9.7.2 Overall stability**

(1)P The principles in Section 11 shall be used as appropriate to demonstrate that an overall stability failure will not occur and that the corresponding deformations are sufficiently small.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in figure 9.1 should be considered, taking progressive failure and liquefaction into account as relevant.

#### **9.7.3 Foundation failure of gravity walls**

(1)P The principles of Section 6 shall be used as appropriate to demonstrate that a foundation failure is sufficiently remote and that deformations will be acceptable. Both bearing resistance and sliding shall be considered.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.2 should be considered

#### **9.7.4 Rotational failure of embedded walls**

(1)P It shall be demonstrated by equilibrium calculations that embedded walls have sufficient penetration into the ground to prevent rotational failure.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.3 should be considered

Рисунок 9.1 - Приклади граничних форм загальної стійкості утримуючих споруд

Figure 9.1 — Examples of limit modes for overall stability of retaining structures.

.

Рисунок 9.2 - Приклади граничних форм руйнування фундаменту (основи) гравітаційних стін

Figure 9.2 — Examples of limit modes for foundation failures of gravity walls

.

Рисунок 9.3 - Приклади граничних форм руйнування від повороту закладених стін

Figure 9.3 — Examples of limit modes for rotational failures of embedded walls

(3)P Проектна інтенсивність і напрям напруження зрушення між ґрунтом і стіною мають бути сумісні з вертикальним відносним переміщенням, яке, можливо, станеться в даній проектній ситуації.

(3)P The design magnitude and direction of shear stress between the soil and the wall shall be consistent with the relative vertical displacement, which would occur in the design situation.

#### **9.7.5 Вертикальне руйнування утримуючих стін**

(1)P Має бути доведено, що вертикальна рівновага може бути отримана, використовуючи Проектні

#### **9.7.5 Vertical failure of embedded walls**

(1)P It shall be demonstrated that vertical equilibrium can be achieved using the design soil

значення міцності або характеристик опору ґрунтів і вертикальних сил, що діють на діафрагму.

(2) Потрібно, як мінімум, враховувати граничну форму, проілюстровану на рисунку 9.4.

Рисунок 9.4 - Приклад граничної форми вертикального руйнування закладених стін

(3)P Щоб врахувати переміщення стіни вниз, потрібно узяти максимальні проектні величини сил попереднього напруження, наприклад, анкерів, які мають вертикальну складову направлену вниз.

(4)P Розрахункова амплітуда і напрям напруження зрушення між ґрунтом і стіною повинні відповідати тим величинам, які були узяті для перевірки вертикальної і обертальної рівноваги.

(5)P Коли діафрагма служить фундаментом для конструкції, її вертикальна рівновага має бути перевірена згідно з принципами Розділу .

#### **9.7.6 Проектування конструкції утримуючих споруд**

(1)P Утримуючі споруди і несучі елементи конструкції, такі як анкери і розпірки, мають бути перевірені на руйнування елементів конструкції у відповідності з 2.4 і EN 1992, EN 1993, EN 1995 і EN 1996.

(2) Як мінімум, мають бути враховані граничні форми, проілюстровані на рисунку 9.5.

strengths or resistances and design vertical forces on the wall.

(2) As a minimum, the limit mode of the type illustrated in Figure 9.4 should be considered.

Figure 9.4 — Example of a limit mode for vertical failure of embedded walls

(3)P Where downward movement of the wall is considered, upper design values shall be used in the calculation of prestressing forces, such as those from ground anchorages, which have a vertical downward component.

(4)P The design magnitude and direction of shear stress between the soil and the wall shall be consistent with the check for vertical and rotational equilibrium.

(5)P If the wall acts as the foundation for a structure, vertical equilibrium shall be checked using the principles of Section 6.

#### **9.7.6 Structural design of retaining structures**

(1)P Retaining structures, including their supporting structural elements such as anchorages and props, shall be verified against structural failure in accordance with 2.4 and EN 1992, EN 1993, EN 1995 and EN 1996.

(2) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.5 should be considered.

Рисунок 9.5 - Приклади граничних форм руйнування конструкції утримуючих споруд

(3)P Для кожного граничного стану за втратою несучої здатності повинно бути доведено, що необхідна міцність може бути мобілізована при сумісних деформаціях ґрунту і споруди.

(4) Для елементів конструкції необхідно враховувати зменшення міцності залежно від деформації, обумовленої такими причинами, як поява тріщин в слабких перетинах, великих поворотів у пластичних шарнірах або втрата стійкості при локальному подовжньому вигині сталевих елементів у відповідності з EN 1992 – EN 1996 і EN 1999.

#### **9.7.7 Руйнування при висмикуванні анкерів**

(1)P Має бути доведено, що рівновага може бути отримана без руйнування, викликаного висмикуванням з ґрунту анкерів.

(2)P Анкери повинні проектуватись у відповідності з Розділом 8.

(3) Як мінімум, необхідно, розглянути форми руйнування, проілюстровані на Рисунку 9.6 (a,b).

(4) Для жорстких анкерів необхідно враховувати форму руйнування, проілюстровану на Рисунку 9.6(c).

Рисунок 9.6 - Приклади граничних форм руйнування від висмикування анкерів

### **9.8 Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації**

#### **9.8.1 Загальні положення**

(1)P Розміри утримуючої споруди повинні бути перевірені за граничними станами за придатністю до експлуатації, використовуючи проектні ситуації, визначені в 9.3.3.

(2)P Проектні величини тиску ґрунту в граничному стані за придатністю до експлуатації визначаються з використанням характеристичних значень всіх параметрів ґрунтів.

(3)P Необхідно застосовувати величини, рівні

Figure 9.5 — Examples of limit modes for structural failure of retaining structures

(3)P For each ultimate limit state, it shall be demonstrated that the required strengths can be mobilised, with compatible deformations in the ground and the structure.

(4) In structural elements, reduction in strength with deformation due to effects such as cracking of unreinforced sections, large rotations at plastic hinges or local buckling of steel sections should be considered in accordance with EN 1992 to EN 1996 and EN 1999.

#### **9.7.7 Failure by pull-out of anchorages**

(1)P It shall be demonstrated that equilibrium can be achieved without pull-out failure of ground anchorages.

(2)P Anchors shall be designed in accordance with Section 8.

(3) As a minimum, limit modes of the types illustrated in Figure 9.6 (a, b) should be considered.

(4) For deadman anchors, the failure mode illustrated in Figure 9.6 (c) should also be considered.

Figure 9.6 — Examples of limit modes for failure by pull-out of anchors.

### **9.8 Serviceability limit state design**

#### **9.8.1 General**

(1)P The design of retaining structures shall be checked at the serviceability limit state using the appropriate design situations as specified in 9.3.3.

(2)P Design values of earth pressures for the serviceability limit state shall be derived using characteristic values of all soil parameters.

(3)P Permanent surcharge loads behind the retaining wall shall be derived using their characteristic



характеристичним значенням постійних додаткових дій за утримуючою спорудою.

(4) Для оцінки проектних величин тиску ґрунту необхідно врахувати початкове напруження, жорсткість і міцність ґрунту, а також жорсткість елементів конструкції.

(5) Необхідно встановити проектні величини тиску ґрунту з врахуванням допустимої деформації конструкції в граничному стані за придатністю до експлуатації. Ці тиски не обов'язково будуть граничними величинами.

### **9.8.2 Переміщення**

(1)P Граничні величини допустимих переміщень для утримуючої споруди і прилеглого ґрунту встановлюються у відповідності з 2.4.8, з врахуванням допусків по деформаціях для споруд і комунікацій, які діють на цю споруду.

(2)P Обережна оцінка викривлення і переміщення утримуючих споруд і їх впливу на споруди і комунікації, які вони тримають, завжди виконується на основі співставляюваного досвіду. Ця оцінка повинна враховувати вплив будівельних робіт. Розміри можуть бути обґрунтовані шляхом перевірки очікуваних переміщень, які не повинні перевищувати граничних величин.

(3)P Якщо обережна початкова оцінка переміщень дає перевищення граничних величин, обґрунтування розмірів повинно виконуватися детальнішим опрацюванням, що включає визначення переміщень.

(4)P Необхідно розглянути, якою мірою змінні дії, такі як вібрації, обумовлені навантаженнями від транспорту, впливають на переміщення утримуючої споруди.

(5)P Детальніше вивчення, що включає визначення переміщень, може бути виконане в наступних випадках:

- коли сусідні споруди і комунікації неадекватно або погано реагують на переміщення;
- коли немає переконливих прикладів виконання подібних робіт і споруд.

(6) Крім того, слід передбачити виконання визначень переміщень в наступних випадках:

- коли стіна тримає більше 6 метрів зв'язкового слабо пластичного ґрунту;
- коли стіна тримає більше 3 метрів слабо пластичного ґрунту;
- коли стіна лежить на м'яких глинах або на контакті з м'якими глинами.

(7)P Визначення переміщення повинні враховувати жорсткість ґрунту і елементів конструкції споруди, а також етапи виробництва робіт.

(8) Стан матеріалів, прийнятих для визначень переміщень, повинен перевірятися співставляюваним досвідом подібних робіт і споруд і із застосуванням тієї ж визначувальної моделі. Допускаючи лінійну поведінку, величини

values.

(4) The assessment of design values of earth pressures should take account of the initial stress, stiffness and strength of the ground and the stiffness of the structural elements.

(5) The design values of earth pressures should be derived taking account of the allowable deformation of the structure at its serviceability limit state. These pressures may not necessarily be limiting values.

### **9.8.2 Displacements**

(1)P Limiting values for the allowable displacements of walls and the ground adjacent to them shall be established in accordance with 2.4.8, taking into account the tolerance to displacements of supported structures and services.

(2)P A cautious estimate of the distortion and displacement of retaining walls, and the effects on supported structures and services, shall always be made on the basis of comparable experience. This estimate shall include the effects of construction of the wall. The design may be justified by checking that the estimated displacements do not exceed the limiting values.

(3)P If the initial cautious estimate of displacement exceeds the limiting values, the design shall be justified by a more detailed investigation including displacement calculations.

(4)P It shall be considered to what extent variable actions, such as vibrations caused by traffic loads behind the retaining wall, contribute to the wall displacement.

(5)P A more detailed investigation, including displacement calculations, shall be undertaken in the following situations:

- where nearby structures and services are unusually sensitive to displacement;
- where comparable experience is not well established.

(6) Displacement calculations should also be considered in the following cases:

- where the wall retains more than 6 m of cohesive soil of low plasticity,
- where the wall retains more than 3 m of soils of high plasticity;
- where the wall is supported by soft clay within its height or beneath its base.

(7)P Displacement calculations shall take account of the stiffness of the ground and structural elements and the sequence of construction.

(8) The behaviour of materials assumed in displacement calculations should be calibrated by comparable experience with the same calculation model. If linear behaviour is assumed, the stiffnesses adopted for the ground and structural materials should be appropriate for the degree of

жорсткості для ґрунту і матеріалів конструкції повинні призначатися відповідними розрахунковим рівням деформації. Можна також використовувати комплексні моделі поведінки для матеріалів.

(9)P Вплив вібрацій на переміщення повинен розглядатися у відповідності з 6.6.4.

## **Розділ 10. Гідравлічне руйнування**

### **10.1 Загальні положення**

(1)P Положення цього розділу застосовні до чотирьох форм руйнування ґрунту, викликаного тиском або фільтрацією порової води, які мають бути перевірені у відповідних ситуаціях, а саме:

- руйнування від гідравлічного підйому (сплиття);
- руйнування від підняття;
- руйнування від ерозії;
- руйнування від суфозії.

**ПРИМІТКА 1** Сплиття відбувається тоді, коли тиск води під конструкцією або шаром ґрунту низької водопроникності стає більше середнього вертикального напруження (обумовленого конструкцією і (або) вищерозміщеними шарами ґрунту).

**ПРИМІТКА 2** Цей вид руйнування відбувається тоді, коли направлені вгору фільтраційні сили протидіють вазі ґрунту, зменшуючи до нуля ефективне вертикальне напруження. В цьому випадку частки виносяться вгору струмом води і відбувається руйнування (спучування).

**ПРИМІТКА 3** Руйнування унаслідок ерозії відбувається через перенесення часток ґрунту всередину шару чи в інтерфейс між двома шарами або в інтерфейс між шаром і спорудою. Це може трансформуватися в регресивну ерозію, що приведе до руйнування структури ґрунту.

**ПРИМІТКА 4** Руйнування унаслідок промії при суфозії це особлива форма руйнування, наприклад, в резервуарі ерозія починається з поверхні, потім положення погіршується до тих пір, поки в масі ґрунту або між ґрунтом і фундаментом, або в інтерфейсі між шарами зв'язного і незв'язного ґрунту не утворюється тунель у вигляді труби. Руйнування станеться, як тільки розташований вгорі кінець ерозійного тунелю досягне дна резервуару.

**ПРИМІТКА 5** Умови гідравлічного руйнування в ґрунті можуть бути виражені через загальне напруження і поровий тиск або через ефективне напруження і гідравлічний градієнт. Аналіз загального напруження застосовується до руйнуванні при гідравлічному підйомі. Для руйнування в результаті усунення ефективного вертикального напруження застосовуються наближення по загальному напруженню і ефективному напруженню. Для контролю ерозії і суфозії гідравлічному градієнту

deformation computed. Alternatively, complete stress-strain models of the materials may be adopted.

(9)P The effect of vibrations on displacements shall be considered with regard to 6.6.4.

## **Section 10 Hydraulic failure**

### **10.1 General**

(1)P The provisions of this Section apply to four modes of ground failure induced by pore-water pressure or pore-water seepage, which shall be checked, as relevant:

- failure by uplift (buoyancy);
- failure by heave;
- failure by internal erosion;
- failure by piping.

**NOTE 1** Buoyancy occurs when pore-water pressure under a structure or a low permeability ground layer becomes larger than the mean overburden pressure (due to the structure and/or the overlying ground layer).

**NOTE 2** Failure by heave occurs when upwards seepage forces act against the weight of the soil, reducing the vertical effective stress to zero. Soil particles are then lifted away by the vertical water flow and failure occurs (boiling).

**NOTE 3** Failure by internal erosion is produced by the transport of soil particles within a soil stratum, at the interface of soil strata, or at the interface between the soil and a structure. This may finally result in regressive erosion, leading to collapse of the soil structure.

**NOTE 4** Failure by piping is a particular form of failure, for example of a reservoir, by internal erosion, where erosion begins at the surface, then regresses until a pipe-shaped discharge tunnel is formed in the soil mass or between the soil and a foundation or at the interface between cohesive and non-cohesive soil strata. Failure occurs as soon as the upstream end of the eroded tunnel reaches the bottom of the reservoir.

**NOTE 5** The conditions for hydraulic failure of the ground can be expressed in terms of total stress and pore-water pressure or in terms of effective stresses and hydraulic gradient. Total stress analysis is applied to failure by uplift. For failure by heave, both total and effective stresses are applied. Conditions are put on hydraulic gradients in order to control internal erosion and piping.

задаються певні умови.

(2) У ситуаціях, коли поровий тиск є гідростатичним (гідралічний градієнт нікчемно малий), іншої перевірки окрім загального гідралічного піднімання, не вимагається.

(3)P При визначенні гідралічних градієнтів, порового тиску або фільтраційних сил потрібно враховувати:

- зміни коефіцієнта фільтрації ґрунту в просторі і в часі;
- зміни рівнів води і порового тиску з часом;
- можливі зміни пограничних станів (наприклад, при відкопуванні ґрунту за спорудою).

(4) Необхідно врахувати, що ділення ґрунту на шари для різних механізмів руйнування може бути різним.

(5)P Коли гідралічний підйом, суфозія або ерозія представляють серйозну небезпеку для цілісності геотехнічної споруди, мають бути прийняті заходи для зменшення гідралічного градієнта.

(6) Найчастіше для зменшення ерозії або усунення небезпеки гідралічного руйнування, застосовуються наступні способи:

- подовження шляху дренажування (фільтрації) за допомогою діафрагм (екранів) або водовідводів;
- модифікація проекту, для протидії тиску або градієнтам;
- контроль фільтрації;
- захисні фільтри;
- боротьба з дисперсією глин за допомогою спеціальних фільтрів;
- захист укосів;
- зворотні фільтри;
- дренажні колодязі;
- зменшення гідралічних градієнтів.

## 10.2 Руйнування від гідралічного підйому

(1)P Перевірка стійкості споруди або шару ґрунту з низькою водопроникністю на гідралічне руйнування, повинна виконуватися шляхом порівняння постійних стабілізуючих дій (наприклад, ваги, бічного тертя) з постійними і змінними дестабілізуючими діями, обумовленими водою або іншими причинами. Приклади ситуацій, коли потрібна перевірка стійкості по критерію гідралічного піднімання, наведені на Рисунках 7.1 і 10.1.

(2)P Проект повинен перевірятись на руйнування від гідралічного піднімання застосовуючи нерівність (2.8) 2.4.7.4. У цій нерівності проектною величиною вертикальної складової постійної стабілізуючої дії ( $G_{stb;d}$ ) можлива, наприклад, вага споруди і шарів ґрунту, а проектний опір ( $R_d$ ) може бути сумою, наприклад, сил тертя ( $T_d$ ), і анкерних сил ( $P$ ). Опір підніманню, обумовлений тертям або анкерними силами також може розглядатися, як постійна вертикальна стабілізуюча дія ( $G_{stb;d}$ ). Проектна величина вертикальної складової постійних і

(2) In situations where the pore-water pressure is hydrostatic (negligible hydraulic gradient) it is not required to check other than failure by uplift.

(3)P The determination of hydraulic gradients, pore-water pressures or seepage forces shall take account of:

- the variation of soil permeability in time and space;
- variations in water levels and pore-water pressure in time;
- any modification of the boundary conditions (e.g. downstream excavation).

(4) It should be considered that the relevant soil stratification may be different for different failure mechanisms.

(5)P When hydraulic heave, piping or internal erosion are significant dangers to the integrity of a geotechnical structure, measures shall be taken to decrease the hydraulic gradient.

(6) The measures most commonly adopted to reduce erosion or to avoid hydraulic failure are:

- lengthening the seepage path by screens or shoulders;
- modifications of the project in order to resist the pressures or gradients;
- seepage control;
- protective filters;
- avoidance of dispersive clays without adequate filters;
- slope revetments;
- inverted filters;
- relief wells;
- reduction of hydraulic gradient.

## 10.2 Failure by uplift

(1)P The stability of a structure or of a low permeability ground layer against uplift shall be checked by comparing the permanent stabilising actions (for example, weight and side friction) to the permanent and variable destabilising actions from water and, possibly, other sources. Examples of situations where uplift stability shall be checked are given in Figure 7.1 and Figure 10.1.

(2)P The design shall be checked against failure by uplift using inequality (2.8) of 2.4.7.4. In this inequality, the design value of the vertical component of the stabilising permanent actions ( $G_{stb;d}$ ) is, for example, the weight of the structure and of ground layers, the design resistance ( $R_d$ ) is the sum of, for example, any friction forces, ( $T_d$ ), and any anchor forces, ( $P$ ). Resistance to uplift by friction or anchor forces may also be treated as a stabilising permanent vertical action ( $G_{stb;d}$ ). The design value of the vertical component of the destabilising permanent and variable actions, ( $V_{dst;d}$ ), is the sum of the water pressures applied under the

змінних дестабілізуючих дій  $V_{dsb;d}$  це сума сили, обумовленої тиском води, що діє під спорудою (постійні і змінні частини), і інших сил, направлених вгору.

(3) У простих випадках перевірку рівняння 2.8 під силу можна замінити перевіркою по загальному напруженню і поровому тиску.

structure (permanent and variable parts) and any other upwards forces.

(3) In simple cases, the check of equation (2.8) in terms of forces may be replaced by a check in terms of total stresses and pore-water pressures.



a) Гідростатичний підйом заглибленої пустотілої споруди

1 рівень (грунтової) води  
2 водонепроникна поверхня

b) Гідростатичний підйом легковагої дамби під час паводку

1 рівень (грунтової) води  
2 водонепроникна поверхня  
3 матеріал легковагої дамби

c) Гідростатичний підйом дна виїмки

4 початкова поверхня землі  
5 пісок  
6 глина

7 гравій

d) Влаштування плити нижче рівня води

1 рівень (грунтової) води  
2 водонепроникна поверхня

5 пісок

6 пісок

8 ін'єктований пісок

e) Заанкерена споруда проти гідравлічного підйому

1 рівень (грунтової) води

5 пісок

9 анкер

Рисунок 10.1 - Приклади ситуацій, коли гідравлічне підняття може буде критичним

(4) Найчастіше для захисту від руйнування в результаті піднімання застосовуються наступні способи:

- збільшення ваги споруди;

- зменшення тиску води під спорудою за допомогою дренажу;

- заглиблення споруди в шари, що пролягають нижче.

(5)P Коли для захисту від руйнування в результаті піднімання застосовуються палі або анкери, їх розміри можна перевірити відповідно до правил, викладених в 7.6.3 або 8.5 відповідно, із застосуванням окремих коефіцієнтів, приведених в 2.4.7.4.

### 10.3 Руйнування від гідравлічного зважування

(1)P Для перевірки стійкості ґрунту до руйнування від гідравлічного зважування, для кожної ґрунтової колонки використовується або рівняння (2.9a), або рівняння (2.9b). Рівняння (2.9a) виражає умову стійкості з врахуванням загального напруження і порового тиску. Рівняння (2.9b) виражає ту ж умову з врахуванням ефективного напруження і порового тиску. Ситуація, коли

a) Uplift of a buried hollow structure

1 (ground)-water table

2 water tight surface

b) Uplift of a lightweight embankment during flood

1 (ground)-water table

2 water tight surface

3 light weight embankment material

c) Uplift of the bottom of an excavation

4 former ground surface

5 sand

6 clay

7 gravel

d) Execution of a slab below water level

1 (ground)-water table

2 water tight surface

5 sand

6 sand

8 injected sand

e) Structure anchored to resist uplift

1 (ground)-water table

5 sand

9 anchorage

Figure 10.1 — Examples of situations where uplift might be critical

(4) The measures most commonly adopted to resist failure by uplift are:

— increasing the weight of the structure;

— decreasing the water pressure below the structure by drainage;

— anchoring the structure in the underlying strata.

(5)P Where piles or anchorages are used to provide resistance against failure by uplift, the design shall be checked according to 7.6.3 or 8.5, respectively, using the partial factors given in 2.4.7.4.

### 10.3 Failure by heave

(1)P The stability of soil against heave shall be checked by verifying either equation (2.9a) or equation (2.9b) for every relevant soil column. Equation (2.9a) expresses the condition for stability in terms of pore-water pressures and total stresses. Equation (2.9b) expresses the same condition in terms of seepage forces and submerged weights. An example of situations where heave shall be checked is given in Figure 10.2.

потрібно перевіряти стійкість від гідравлічного зважування, приведена на Рисунку 10.2.

- 1 рівень виїмки (зліва); рівень води (справа);
- 2 вода
- 3 пісок

Рисунок 10.2 - Приклад ситуації, коли гідравлічне зважування буде критичним

(2)P При визначенні характерної величини порового тиску необхідно враховувати всі можливі несприятливі умови, а саме:

- тонкі шари слабопроникного ґрунту;
- просторовий вплив вузьких, круглих або прямокутних виїмок під водою.

ПРИМІТКА 1 Коли ґрунт має велике зчеплення, форма руйнування в результаті усунення ефективного напруження переходить у форму руйнування обумовлену гідравлічним зважуванням. Тоді стійкість перевіряється використовуючи положення 10.2, коли до ваги можуть бути додані додаткові сили опору.

ПРИМІТКА 2 Стійкість до усунення ефективного вертикального напруження не обов'язково гарантує захист від ерозії, яка повинна перевірятися окремо, коли це потрібно.

(3) Найчастіше як захист від руйнування в результаті усунення ефективного вертикального напруження застосовують наступні способи:

- зменшення тиску води під ґрунтовим масивом, де є небезпека цієї форми руйнування;
- збільшення ваги, яке перешкоджає руйнуванню.

#### 10.4 Ерозія

(1)P Щоб обмежити небезпеку винесення часток, викликаною ерозією, слід забезпечити роботу фільтру.

(2)P Якщо граничний стан за втратою несучої здатності, може бути досягнутий через ерозію, на вільній поверхні ґрунту влаштовується захист за

- 1 excavation level (left); water table (right)
- 2 water
- 3 sand

Figure 10.2 — Example of situation where heave might be critical

(2)P The determination of the characteristic value of the pore-water pressure shall take into account all possible unfavourable conditions, such as:

- thin layers of soil of low permeability;
- spatial effects such as narrow, circular or rectangular excavations below water level.

NOTE 1 Where the soil has a significant cohesive shear resistance, the mode of failure changes from failure by heave to failure by uplift. The stability is then checked by using the provisions of 10.2 where additional resisting forces may be added to the weight.

NOTE 2 Stability against heave will not necessarily prevent internal erosion, which should be checked independently, when relevant.

(3) The measures most commonly adopted to resist failure by heave are:

- decreasing the water pressure below the soil mass subjected to heave;
- increasing the resisting weight.

#### 10.4 Internal erosion

(1)P Filter criteria shall be used to limit the danger of material transport by internal erosion.

(2)P Where an ultimate limit state due to internal erosion can occur, measures such as filter protection shall be applied at the free surface of the ground.

допомогою фільтрів.

(3) Зазвичай захист за допомогою фільтрів виконується з використанням природного незв'язного ґрунту з відповідними властивостями, яким повинен задовольняти матеріал фільтру. В деяких випадках потрібно укласти декілька шарів фільтру з різним гранулометричним складом, щоб забезпечити відповідний захист як для ґрунту, так і для інших шарів фільтру.

(4) Як альтернатива можуть застосовуватися штучні матеріали, що фільтрують, наприклад, геотекстиль, за умови, що вони досить ефективні, щоб перешкоджати винесенню дрібних часток.

(5)P Якщо критерій фільтрування не задовольняється, потрібно переконатися, що розрахунковий гідравлічний градієнт набагато менше градієнта, при якому починається перенесення часток ґрунту.

(6)P Критичний гідравлічний градієнт для ерозії встановлюється з врахуванням за меншою мірою наступних моментів

- напрям стоку;
- гранулометричний склад і форма часток;
- нашарування ґрунту.

### 10.5 Руйнування від суфозії

(1)P Коли гідравлічні і ґрунтові умови можуть привести до розвитку механізму суфозії (дивись рисунок 10.3), яка у свою чергу ставить під сумнів стійкість або придатність до експлуатації гідротехнічної споруди, мають бути прийняті заходи, що передбачаються в контрактній документації. Це може бути або укладання фільтру, або конструкція для контролю і запобігання стоку води в ґрунті.

(3) Filter protection should generally be provided by use of natural non-cohesive soil that fulfils adequate design criteria for filter materials. In some cases, more than one filter layer may be necessary to ensure that the particle size distribution changes in a stepwise fashion to obtain sufficient protection both for the soil and the filter layers.

(4) Alternatively, artificial filter sheets such as geotextiles may be used provided it can be established that they sufficiently prevent transport of fines.

(5)P If the filter criteria are not satisfied, it shall be verified that the critical hydraulic gradient is well below the design value of the gradient at which soil particles begin to move.

(6)P The critical hydraulic gradient for internal erosion shall be established taking into consideration at least the following aspects:

- direction of flow;
- grain size distribution and shape of grains;
- stratification of the soil.

### 10.5 Failure by piping

(1)P Where prevailing hydraulic and soil conditions can lead to the occurrence of piping (see figure 10.3), and where piping endangers the stability or serviceability of the hydraulic structure, prescriptive measures shall be taken to prevent the onset of the piping process, either by the application of filters or by taking structural measures to control or to block the ground-water flow.

- 1 Зовнішній рівень ґрунтових вод
- 2 Пієзометричний рівень у водопроникному підстилаючому шарі
- 3 Ґрунт з низькою водопроникністю
- 4 Підстилаючий водопроникний шар
- 5 Можлива точка початку відступаючої ерозії
- 6 Тунель можливої відступаючої ерозії

- 1 free water table
- 2 piezometric level in the permeable subsoil
- 3 low permeability soil
- 4 permeable subsoil
- 5 possible well; starting point for pipe
- 6 possible pipe

Figure 10.3 — Example of conditions that may

Рисунок 10.3 - Приклад умов, які можуть викликати суфозію

**ПРИМІТКА** До конструктивних рішень можна віднести:

- влаштування берм з боку землі насипу, що утримуючих дамб; берма утримуватиме воду, віддаляючи від споруди точку можливого початку суфозії і зменшуючи гідравлічний градієнт у цій точці;

- влаштування під основою гідротехнічної споруди водонепроникного екрану, який блокує стік води або збільшує довжину шляху дренажу, зменшуючи гідравлічний градієнт до безпечної величини.

(2)P В період надзвичайних несприятливих водних умов, таких як паводки, ділянки, де може виникнути суфозія, повинні регулярно обстежуватися для негайного вживання відповідних заходів захисту. Матеріали, необхідні для цих заходів, повинні зберігатися недалеко від небезпечних ділянок.

(3)P Руйнування унаслідок суфозії можна уникнути, створюючи надійний захист від суфозії на тих ділянках, де вода може витікати з ґрунту.

(4) Таке руйнування можна попередити, забезпечуючи:

- достатню міру безпеки від руйнування при підйомі, коли ґрунт горизонтальний;

- достатню міру стійкості поверхневих шарів в разі ґрунтів, лежачих на схилі (локальна стійкість укосу).

(5)P При визначенні умов витікання води з ґрунту, щоб перевірити стійкість до руйнування в результаті усунення ефективного вертикального напруження або в результаті локальної нестійкості укосу, необхідно врахувати, що переважними дорогами для дренажу можуть бути шви або інтерфейси між спорудою і ґрунтом.

## **Розділ 11. Загальна стійкість**

### **11.1 Загальні положення**

(1)P Положення цього розділу застосовуються до загальної стійкості природних і насипних ґрунтів, засипок фундаментів, утримуючих споруд, природних укосів, насипів і виїмок.

(2) Необхідно враховувати вимоги, що стосуються загальної стійкості типів споруд, які розглянуті в Розділах 6 – 10 і 12.

### **11.2 Граничні стани**

(1)P Мають бути розглянуті всі можливі граничні стани даного ґрунту, щоб були задоволені принципові вимоги по стійкості, зменшенню деформацій, довговічності і обмеженню переміщень сусідніх будівель і мереж.

(2) Нижче приведені деякі можливі граничні стани:

- втрата загальної рівноваги ґрунту і пов'язаних з

cause piping

NOTE Suitable structural measures are:

- application of berms on the land side of a retaining embankment, thus displacing the possible starting point of piping farther away from the structure and decreasing the hydraulic gradient at this point;

- application of impermeable screens below the base of the hydraulic structure by which the groundwater

flow is either blocked or the seepage path is increased, thereby decreasing the hydraulic gradient to a safe value.

(2)P During periods of extremely unfavourable hydraulic conditions such as floods, areas susceptible to piping shall be inspected regularly so that necessary mitigating measures can be taken without delay. Materials for such measures shall be stored in the vicinity.

(3)P Failure by piping shall be prevented by providing sufficient resistance against internal soil erosion in the areas where water outflow may occur.

(4) Such failure can be prevented by providing:

- sufficient safety against failure by heave where the ground surface is horizontal;

- sufficient stability of the surface layers in sloping ground (local slope stability).

(5)P When determining the outflow hydraulic conditions for the verification of failure by heave or of local slope stability, account shall be taken of the fact that joints or interfaces between the structure and the ground can become preferred seepage paths.

## **Section 11 Overall stability**

### **11.1 General**

(1)P The provisions in this Section shall apply to the overall stability of and movements in the ground, whether natural or fill, around foundations, retaining structures, natural slopes, embankments or excavations.

(2) Account should be taken of overall stability clauses, related to specific structures, in Sections 6 to 10 and 12.

### **11.2 Limit states**

(1)P All possible limit states for the particular ground shall be considered in order to fulfil the fundamental requirements of stability, limited deformations, durability and limitations in movements of nearby structures or services.

(2) Some possible limit states are listed below:

- loss of overall stability of the ground and associated structures;

- excessive movements in the ground due to shear



ним споруд ;

- недопустимі переміщення ґрунту унаслідок деформацій зрушення, осідань, вібрацій або піднімання;

- пошкодження або втрата експлуатаційних якостей будь яких сусідніх споруд, доріг або інженерних мереж, викликані переміщеннями ґрунту.

### **11.3 Дії і проектні ситуації**

(1) При виборі дій для визначення граничних станів необхідно враховувати перелік, приведений в 2.4.2(4).

(2)P У кожному конкретному випадку необхідно аналізувати вплив таких обставин як:

- процес будівництва;

- нові укоси або конструкції на ділянці або поряд з ним;

- старі або нові переміщення ґрунту, викликані різними причинами;

- вібрації;

- зміни клімату, включаючи зміни температури (мороз і відлига), засухи і зливи;

- рослинність і її видалення;

- явища, пов'язані з життєдіяльністю людини або тварин;

- зміни вологості або порового тиску;

- хвилева дія.

(3)P В граничних станах за втратою несучої здатності проектні рівні мас вільної води і ґрунтових вод беруться з врахуванням гідрологічних даних і результатів польових спостережень, мають бути визначені найбільш несприятливі умови, які можуть мати місце в даній проектній ситуації. Має бути розглянута вірогідність руйнування дренажу, фільтрів і протифільтраційних пристроїв.

(4) Також необхідно розглянути можливість спорожнення каналу або резервуару для проведення ремонтно-профілактичних робіт. Для граничних станів за непридатністю до експлуатації можна брати типовіші і менш строгі вимоги по рівнях води і поровому тиску.

(5) Для укосів, дотичних з водою, найбільш несприятливими водними умовами зазвичай є безперервна течія при найвищому рівні води в ґрунті і швидке пониження рівня вільної води.

(6)P Встановлюючи проектний розподіл порового тиску, потрібно враховувати області можливих змін анізотропії, водопроникності і мінливості ґрунту.

### **11.4 Питання проектування і конструювання**

(1)P Загальна стійкість ділянки і переміщення ґрунтів природного або техногенного характеру перевіряється з врахуванням співставлюваного досвіду відповідно до 1.5.2.2.

(2)P Загальна стійкість і переміщення ґрунтів мають бути розглянуті там, де є існуючі будівлі, нові споруди, схили і виїмки.

deformations, settlement, vibration or heave;

— damage or loss of serviceability in neighbouring structures, roads or services due to movements in the ground.

### **11.3 Actions and design situations**

(1) The list in 2.4.2(4) should be taken into account when selecting the actions for calculation of limit states.

(2)P The effects of the following circumstances shall be taken into account, as appropriate:

— construction processes;

— new slopes or structures on or near the particular site;

— previous or continuing ground movements from different sources;

— vibrations;

— climatic variations, including temperature change (freezing and thawing), drought and heavy rain;

— vegetation or its removal;

— human or animal activities;

— variations in water content or pore-water pressure;

— wave action.

(3)P In ultimate limit states, design free water and ground-water levels, or their combination, shall be selected from available hydrological data and in situ observations to give the most unfavourable conditions that could occur in the design situation being considered. The possibility of failure of drains, filters or seals shall be considered.

(4) The possibility of emptying a canal or water reservoir for maintenance, or due to dam failure, should also be considered. For serviceability limit states, less severe, more typical water level or pore-water pressure may be used.

(5) For slopes along waterfronts, the most unfavourable hydraulic conditions are normally steady seepage for the highest possible ground-water level and rapid draw-down of the free water level.

(6)P In deriving design distributions of pore-water pressure, account shall be taken of the possible range of permeability anisotropy and variability of the ground.

### **11.4 Design and construction considerations**

(1)P The overall stability of a site and movements of natural or made ground shall be checked taking into account comparable experience, according to 1.5.2.2.

(2)P The overall stability and movement of ground supporting existing buildings, new structures, slopes or excavations shall be considered.

(3) In cases where the stability of the ground cannot be clearly verified prior to design, additional

(3) Там, де надійна перевірка стійкості ділянки до проектування споруди не може бути виконана, необхідно передбачити додаткові дослідження, виміри і лабораторні роботи у відповідності до вимог 11.7.

(4) Перелік типових споруд, для яких потрібний аналіз загальної стійкості, приведений нижче.

- утримуючі споруди;
- виїмки, укоси і насипи;
- фундаменти, що влаштовуються на укосах, природних схилах і в насипних ґрунтах;
- фундаменти, розташовані поряд з виїмкою, траншеєю, підземною спорудою або берегом.

**ПРИМІТКА** Проблеми стійкості або переміщення, пов'язані з повзучістю виникають частіше в зв'язних ґрунтах з похилою поверхнею. Проте нестійкими можуть також виявитися нескельні ґрунти без зчеплення і скельні тріщинуваті ґрунти в схилах, крутість яких може визначатися ерозією і бути близькою до величини кута внутрішнього тертя. Зростання переміщень часто спостерігається при підвищеному поровому тиску або близько до поверхні ґрунту при циклічному промерзанні і відтаванні.

(5)P Якщо стійкість ділянки не може бути легко перевірена або якщо переміщення виявляються недопустимими з точки зору її майбутнього використання, то таку ділянку без заходів щодо зміцнення потрібно вважати непридатною.

(6)P Розрахунок повинен гарантувати, що всі будівельні заходи на ділянці можна планувати і виконувати так, щоб граничний стан за втратою несучої здатності або придатності до експлуатації був практично виключений.

(7)P При необхідності поверхні укосів, схильні до ерозії, мають бути захищені, щоб забезпечити необхідний рівень безпеки.

(8) Укоси потрібно осушувати, засаджувати рослинами або укріплювати штучними способами. Для укосів з бермами необхідно передбачити можливість влаштування дренажу в бермі.

(9)P Процес будівництва повинен враховуватися в тій мірі, в якій він може вплинути на загальну стійкість або діапазон переміщень.

(10)P До способів зміцнення потенційно нестійких укосів відносяться наступні:

- бетонне покриття з анкерами або без них;
- габіоновий контрфорс з дротяними або геотекстильними каркасами;
- армування ґрунту нагельями;
- рослинність;
- дренажна система;
- поєднання цих методів.

(11) Проект повинен відповідати основним принципам Розділів 8 і 9.

### **11.5 Проектування за граничним станом за втратою несучої здатності**

investigations, monitoring and analysis should be specified according to the provisions of 11.7.

(4) Typical structures for which an analysis of overall stability should be performed are:

- ground retaining structures;
- excavations, slopes or embankments;
- foundations on sloping ground, natural slopes or embankments;
- foundations near an excavation, cut or buried structures, or shore.

**NOTE** Stability problems or creep movements occur primarily in cohesive soils with a sloping ground surface. However, instability can also occur in non-cohesive soils and fissured rocks in slopes where the inclination, which may be determined by erosion, is close to the angle of shearing resistance. Increased movements are often observed at elevated pore-water pressures or close to the ground surface during freezing and thawing cycles.

(5)P If the stability of a site cannot readily be verified or the movements are found to be not acceptable for the site's intended use, the site shall be judged to be unsuitable without stabilising measures.

(6)P The design shall ensure that all construction activities in and on the site can be planned and executed such that the occurrence of an ultimate or serviceability limit state is sufficiently improbable.

(7)P Slope surfaces exposed to potential erosion shall be protected if required, to ensure that the safety level is retained.

(8) Slopes should be sealed, planted or protected artificially. For slopes with berms, a drainage system within the berm should be considered.

(9)P Construction processes shall be taken into account as far as they might affect the overall stability or the magnitude of movement.

(10) Potentially unstable slopes may be stabilised by:

- a concrete cover with or without anchorage;
- an abutment of gabions, either of steel net or geotextile cages;
- ground nailing;
- vegetation;
- a drainage system;
- a combination of the above.

(11) The design should follow the general principles of Sections 8 and 9.

### **11.5 Ultimate limit state design**

#### **11.5.1 Stability analysis for slopes**

(1)P The overall stability of slopes including

### 11.5.1 Аналіз стійкості укосів

(1)P Перевірка загальної стійкості укосів з включенням існуючих, доторканих і запланованих споруд, виконується за граничними станами за втратою несучої здатності (типа GEO і STR) з використанням проектних величин дій, міцнісних властивостей і характеристик опору матеріалів, а також окремих коефіцієнтів, які визначені в А.3.1(1)Р, А.3.1(1)Р і А.3.3.6(1)Р.

ПРИМІТКА Величини окремих коефіцієнтів можуть бути надані в Національному додатку. Рекомендовані значення для постійних і проміжних ситуацій приведені в Таблицях А.3, А.4 і А.14.

(2)P При аналізі загальної стійкості ґрунту, нескельних і скельних порід необхідно розглянути всі можливі форми руйнування.

(3) При виборі методу визначення потрібно враховувати наступне:

- шаруватість ґрунту;
- наявність і кут нахилу порушень;
- фільтрацію і розподіл порового тиску;
- короткострокову і довгострокову стійкість;
- деформаціїповзучості, обумовлена зрушенням;
- тип руйнування (кругова або некругова поверхня; обвал; текучість);
- вживання числових методів.

(4) Як правило, масив нескельного або скельного ґрунту, обмежений поверхнею руйнування, необхідно розглядати, як тверде тіло або декілька твердих тіл, які рухаються одночасно. Поверхні руйнування або інтерфейси між твердими тілами можуть мати різні форми пласкуї кругові або складніші. Стійкість можна також перевірити за допомогою граничного аналізу або методом кінцевих елементів.

(5) Якщо ґрунт або матеріал насипу відносно однорідний і ізотропний, як правило, можна допустити кругові поверхні руйнування.

(6) Для укосів в шаруватих ґрунтах, характеристики опору яких сильно відрізняються залежно від шару, особлива увага має бути приділена шарам з найменшою міцністю. Для цього може потребуватись проведення аналізу некругових поверхонь руйнування.

(7) Для матеріалів з тріщинами і швами, зокрема, для твердих скельних ґрунтів і шаруватих або тріщинуватих нескельних ґрунтів форма поверхні руйнування може повністю або частково залежати від цих порушень. В цьому випадку аналіз стійкості, як правило, виконується тривимірними блоками.

(8) Для укосів, які раніше піддавалися руйнуванню і де є небезпека повторних руйнувань, аналіз проводиться, розглядаючи кругові і некругові поверхні руйнування. Інколи окремі коефіцієнти, які зазвичай застосовуються для аналізу загальної стійкості, можуть не підійти для конкретних

existing, affected or planned structures shall be verified in ultimate limit states (GEO and STR) with design values of actions, resistances and strengths, where the partial factors defined in A.3.1(1)P, A.3.2(1)P and A.3.3.6(1)P shall be used.

NOTE The values of the partial factors may be set by the National annex. The recommended values for persistent and transient situations are given in Tables A.3, A.4 and A.14.

(2)P In analysing the overall stability of the ground, of soil or rock, all relevant modes of failure shall be taken into account.

(3) When choosing a calculation method, the following should be considered:

- soil layering;
- occurrence and inclination of discontinuities;
- seepage and pore-water pressure distribution;
- short- and long-term stability;
- creep deformations due to shear;
- type of failure (circular or non-circular surface; toppling; flow);
- use of numerical methods.

(4) The mass of soil or rock bounded by the failure surface should normally be treated as a rigid body or as several rigid bodies moving simultaneously. Failure surfaces or interfaces between rigid bodies may have a variety of shapes including planar, circular and more complicated shapes. Alternatively, stability may be checked by limit analysis or using the finite element method.

(5) Where ground or embankment material is relatively homogeneous and isotropic, circular failure surfaces should normally be assumed.

(6) For slopes in layered soils with considerable variations of shear strength, special attention should be paid to the layers with lower shear strength. This may require analysis of noncircular failure surfaces.

(7) In jointed materials, including hard rock and layered or fissured soils, the shape of the failure surface can partly or fully be governed by discontinuities. In this case analysis of three-dimensional wedges should normally be made.

(8) Existing failed slopes, which can potentially be reactivated should be analysed, considering circular, as well as non-circular failure surfaces. Partial factors normally used for overall stability analyses then need not be appropriate.

(9) If the failure surface cannot be assumed to be

випадків.

(9) При неможливості прийняття гіпотези двовірної поверхні руйнування приймаються тривимірні поверхні руйнування.

(10) Потрібно, щоб аналіз стійкості включав перевірку стійкості при кутовому і вертикальному зсуві ковзаючого масиву. Якщо горизонтальна рівновага не перевіряється, слід передбачити, що сили між відсіками горизонтальні.

(11)P В тих випадках, коли може статися комбіноване руйнування частин конструкції і ґрунту, взаємодія в системі ґрунт – конструкція повинна розглядатися з врахуванням їх відносної жорсткості. Ці ситуації зустрічаються, коли поверхні руйнування розрізають такі елементи конструкції, як палі або стіни.

**ПРИМІТКА** При аналізі природних укосів є велика перевага можливості виконати попередній розрахунок з використанням характеристичних значень, що дає приблизне уявлення про величину загального коефіцієнта надійності до початку проектування.

(12) Оскільки при пошуку найбільш несприятливої поверхні ковзання навантаження сили тяжіння неможливо розділити на сприятливе і несприятливе, то погрішності відносно об'ємної ваги ґрунту повинні враховуватися введенням його найбільших і найменших характеристичних значень.

(13)P Проект повинен показати, що деформація ґрунту при проектній дії, обумовленій повзучістю або локальними осіданнями, не приведе до недопустимих пошкоджень конструкцій і підземних споруд, розташованих на ділянці або поряд з нею.

#### **11.5.2 Укоси і виїмки у скельних масивах**

(1)P Стійкість укосів і виїмок у скельних масивах повинна перевірятися на руйнування при поступальному і поворотному русі блоків або об'ємних частин скельного масиву, а також на обвал блоків. Особлива увага повинна бути приділена тиску води, замкненої в швах і тріщинах.

2)P В основу визначень стійкості мають бути покладені надійні дані про розподіл швів і тріщин, що розрізають скельний масив, і міцності на зрушення як міцної скелі, так і порушеної частини.

(3) Потрібно враховувати, що руйнування укосів і виїмок в масивах твердої скелі з добре вивченою мережею порушень, як правило, обумовлено наступними моментами:

- ковзанням блоків або скельних клинів;
- перекиданням блоків або плит;
- перекиданням у поєднанні з ковзанням в залежності від орієнтації передньої поверхні укосу по відношенню до порушення цілісності.

(4) Потрібно вважати, що руйнування укосів і виїмок в масивах сильно тріщинуватих скельних

two-dimensional, the use of threedimensional failure surfaces should be considered.

(10) A slope analysis should verify the overall moment and vertical stability of the sliding mass. If horizontal equilibrium is not checked, inter-slice forces should be assumed to be horizontal.

(11)P In cases where a combined failure of structural members and the ground could occur, ground-structure interaction shall be considered by allowing for the difference in their relative stiffnesses. Such cases include failure surfaces intersecting structural members such as piles and flexible walls.

**NOTE** In analysing natural slopes, it is generally an advantage to make a first calculation using characteristic values, to get an idea of the global factor of safety, before starting a design. Experiences with comparable cases including investigation procedures should be applied.

(12) Since a distinction between favourable and unfavourable gravity loads is not possible in assessing the most adverse slip surface, any uncertainty about weight density of the ground should be considered by applying upper and lower characteristic values of it.

(13)P The design shall show that the deformation of the ground under design actions due to creep or regional settlements will not cause unacceptable damage to structures or infrastructure sited on, in or near the particular ground.

#### **11.5.2 Slopes and cuts in rock masses**

(1)P The stability of slopes and cuts in rock masses shall be checked against translational and rotational modes of failure involving isolated rock blocks or large portions of the rock mass, and also against rock falls. Particular attention shall be given to the pressure caused by blocked seepage water in joints and fissures.

(2)P Stability analyses shall be based on reliable knowledge of the pattern of discontinuities intersecting the rock mass and of the shear strength of the intact rock and of the discontinuities.

(3) Account should be taken of the fact that failure of slopes and cuts in hard rock masses, with a well defined pattern of discontinuities, will generally involve:

- sliding of blocks or rock wedges;
- toppling of blocks or slabs;
- a combination of toppling and sliding.

depending on the orientation of the slope face in relation to that of the discontinuities.

(4) It should be considered that failure of slopes and cuts in highly fissured rock masses and in soft rocks and cemented soils may develop along circular or almost circular slip surfaces passing through



грунтів, в слабких скельних і зцементованих нескельних ґрунтів може розвиватися по кругових або квазікругових поверхнях ковзання, що проходять через ділянки непорушеної скелі.

(5) Зазвичай щоб уникнути ковзання окремих блоків і клинів, рекомендується зменшувати закладання укосу, уладнуючи берми, встановлюючи анкери, болти і виконуючи внутрішній дренаж. У укосах виїмки для запобігання ковзанню рекомендується вибирати такий напрям і закладання укосу, щоб переміщення окремих блоків було кінематично неможливим.

(6) Щоб не допустити руйнування перекиданням, зазвичай рекомендується застосовувати анкери, кріпити болтами або уладнувати внутрішній дренаж.

(7) При аналізі довгострокової стійкості укосів і виїмок необхідно враховувати, що рослинність і забруднюючі речовини негативно впливають на міцність при зрушенні порушеної частини, а також на міцність непорушеного скельного ґрунту.

(8) В разі сильно тріщинуватих скельних масивів, крутих укосів і схилів, схильних до перекидання, розшарування, руйнування захисного шару і каменепадів, слід завжди виконувати аналіз вірогідності падіння блоків.

(9) Якщо немає можливості провести надійні заходи щодо запобігання падінню скельних блоків, необхідно встановити сітки, обгороджування і пастки для падаючих блоків.

(10) Розрахунок пристроїв затримання скельних блоків і каменів, падаючих уздовж укосу, має бути заснований на детальному аналізі можливої траєкторії їх падіння.

### **11.5.3 Стійкість виїмок**

(1)P Загальна стійкість ґрунтів поряд з виїмкою, повинна перевірятися з врахуванням виїманих ґрунтів, а також існуючих споруд, доріг і інженерних мереж (дивись Розділ 9).

(2)P Стійкість дна виїмки повинна перевірятися з врахуванням проектного порового тиску в ґрунті. Для аналізів гідравлічних руйнувань (дивись раздел 10).

(3)P Необхідно розглядати підняття дна глибоких виїмок, обумовлене розвантаженням.

### **11.6 Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації**

(1)P Проект повинен забезпечувати, щоб деформація ґрунту не призвели до граничного стану за придатністю до експлуатації в конструкціях і комунікаціях на забудовуваній території і поряд з нею.

(2) Необхідно розглянути вірогідність просідання ґрунту, викликаного наступними причинами:

- зміною стану ґрунтових вод і порового тиску;
- довгостроковою повзучістю в дренажних умовах;

portions of intact rock.

(5) Sliding of isolated blocks and wedges should usually be prevented by reducing the inclination of the slope by providing berms, and installing anchors, bolts and internal drainage. In cutting slopes, sliding should be prevented by selecting the direction and orientation of the slope face so that movements of isolated blocks are kinematically impossible.

(6) To prevent toppling failures, anchoring or bolting and internal drainage should normally be applied.

(7) When considering the long-term stability of slopes and cuts, the detrimental effects of vegetation and environmental or polluting agents on the shear strength of discontinuities and on the strength of the intact rock should be taken into account.

(8) In highly fractured rock masses in steep slopes and slopes susceptible to toppling, spalling, raveling and slumping, the possibility of rock falls should always be analysed.

(9) In cases where reliable provisions to prevent rock falls are not feasible, rock falls should be allowed to occur with the provision of nets, barriers or other suitable provision to trap the falling rock.

(10) The design of provisions to trap rock blocks and debris falling down a rock slope should be based on a thorough investigation of the possible trajectories of the falling material.

### **11.5.3 Stability of excavations**

(1)P The overall stability of the ground close to an excavation, including excavation spoil and existing structures, roads and services shall be checked (see Section 9).

(2)P The stability of the bottom of an excavation shall be checked in relation to the design pore-water pressure in the ground. For the analysis of hydraulic failure (see Section 10).

(3)P Heave of the bottom of deep excavations due to unloading shall be considered.

### **11.6 Serviceability limit state design**

(1)P The design shall show that the deformation of the ground will not cause a serviceability limit state in structures and infrastructure on or near the particular ground.

(2) Subsidence of the ground due to the following causes should be considered:

- change in ground-water conditions and corresponding pore-water pressures;
- long-term creep under drained conditions;
- volume loss of deep soluble strata;
- mining or similar works such as gas extraction.

- втратою об'єму глибоких розчинних шарів;
- підземними виробками і тому подібними роботами, наприклад видобутком газу.

(3) Аналітичні і числові методи, що існують в даний час, як правило, не дають надійних прогнозів деформації природних схилів. Тому потрібно прагнути не допускати граничних станів за придатністю до експлуатації, застосовуючи один з наступних методів:

- обмежувати опір зрушенню, що розвивається;
- спостерігати за переміщеннями і при необхідності передбачати заходи щодо їх зменшення або припинення.

### **11.7 Моніторинг**

(1)P Моніторинг на ділянці проводяться в наступних випадках якщо:

- визначенням або передбаченими в контрактній документації способами не можна довести що настання граничних станів, вказаних в 11.2, повністю виключається;
- у основу прийнятих для визначення гіпотез були закладені ненадійні дані.

(2) Моніторинг повинен плануватись для встановлення:

- рівнів ґрунтових вод і порових тисків в ґрунті з метою проведення аналізу по ефективній напрузі або їх перевірки;
- бічних і вертикальних переміщень ґрунту з метою запобігання майбутнім деформаціям;
- глибини і форми поверхні ковзання активного зсуву з метою встановлення характеристик опору ґрунту і визначення об'ємів ремонтних робіт;
- швидкості переміщення з метою запобігання неминучої небезпеки; для цих цілей може бути застосована цифрова система прочитування і дистанційного сповіщення.

## **Розділ 12. Насипи**

### **12.1 Загальні відомості**

(1)P Положення цього розділу застосовні до насипів для невеликих гребель (дамб) і інфраструктури.

(2) Відносно укладання і ущільнення матеріалів насипу слід керуватися положеннями Розділу 5.

### **12.2 Граничні стани**

(1)P Необхідно мати перелік граничних станів, які мають бути перевірені при проектуванні насипу.

- (2) Потрібно перевіряти наступні граничні стани:
- втрата загальної стійкості ділянки;
  - руйнування в укосі або на гребені насипу;
  - руйнування, викликане ерозією;
  - руйнування, викликане поверхневою ерозією або розмивом;
  - деформації насипу, що роблять його непридатним до експлуатації, наприклад, недопустимі осідання або тріщини;
  - осідання або зміщення через повзучість, що викликає пошкодження або втрату експлуатаційних якостей будь яких сусідніх

(3) Since the analytical and numerical methods available at present do not usually provide reliable predictions of the deformation of a natural slope, the occurrence of serviceability limit states should be avoided by one of the following:

- limiting the mobilised shear strength;
- observing the movements and specifying actions to reduce or stop them, if necessary.

### **11.7 Monitoring**

(1)P The ground shall be monitored using appropriate equipment if:

- it is not possible to prove by calculation or by prescriptive measures that the occurrence of the limit states given in 11.2 is sufficiently unlikely;
- the assumptions made in the calculations are not based on reliable data.

(2) Monitoring should be planned to provide knowledge of:

- ground-water levels or pore-water pressures in the ground, so that effective stress analyses can be carried out or checked;
- lateral and vertical ground movements, in order to predict further deformations;
- the depth and shape of the moving surface in a developed slide, in order to derive the ground strength parameters for the design of remedial works;
- rates of movement, in order to give warning of impending danger; in such cases a remote digital readout for the instruments or a remote alarm system may be appropriate.

## **Section 12 Embankments**

### **12.1 General**

(1)P The provisions of this Section shall apply to embankments for small dams and for infrastructure.

(2) For placement and compaction of fill the provisions in Section 5 should be applied.

### **12.2 Limit states**

(1)P A list shall be compiled of limit states to be checked in the design of the embankment.

- (2) The following limit states should be checked:
- loss of overall site stability;
  - failure in the embankment slope or crest;
  - failure caused by internal erosion;
  - failure caused by surface erosion or scour;
  - deformations in the embankment leading to loss of serviceability, e.g. excessive settlements or cracks;
  - settlements and creep displacements leading to damages or loss of serviceability in nearby structures or utilities;
  - excessive deformations in transition zones, e.g. the access embankment of a bridge abutment;
  - loss of serviceability of traffic areas by climatic

споруд і мереж;

- недопустимі деформації в перехідних зонах, наприклад, в насипу, що забезпечує підхід до берегової опори моста;

- втрата експлуатаційної надійності ділянок для руху транспорту, викликаних кліматичними явищами такими, як мороз, відлига або надмірна жара;

- оповзання укосів при промерзанні і подальшій відлизі;

- руйнування матеріалів штучної основи доріг через великі транспортні навантаження.

- деформації, пов'язані згідравлічними діями;

- зміни умов довкілля, наприклад забруднення поверхневих або підземних вод, шум, вібрації.

### **12.3 Дії і проектні іситуації**

(1) При виборі дій для визначення граничних станів потрібно керуватися переліком указаним у 2.4.2(4).

(2) При визначенні дій, якими насип впливає на сусідні конструкції або на укріплену частину ґрунту, необхідно враховувати різницю в жорсткості.

(3)P Проектні ситуації повинні вибиратися у відповідності до 2.2.

(4)P Крім того, при необхідності слід розглядати наступні особливі проектні ситуації:

- вплив етапів виробництва робіт, наприклад, виїмки ґрунту в безпосередній близькості від насипу, вібрації, обумовлені вибуховими роботами, забиванням паль або рухом важкої техніки;

- вплив конструкцій, які будуть зведені на насипу або поряд з ним;

- ерозійні ефекти перелив, льод, хвилі і дощі, що діють на укоси і гребінь;

- температурні ефекти, такі як усадка.

(5)P Розрахунковий рівень вільної води на низовому укосі насипу і розрахунковий рівень води в ґрунті або їх комбінація слід встановлювати з наявних гідрологічних даних, щоб визначити найбільш несприятливі умови, які можна отримати в даній проектній ситуації. Необхідно враховувати вірогідність руйнування дрен, фільтрів і затворів (перемичок).

(6) Для берегових насипів потрібно розглядати найбільш несприятливі водні умови. Звичайно це безперервна течія при найвищому рівні ґрунтових вод і швидке пониження рівня вільної води.

(7)P Встановлюючи проектні величини порового тиску, слід враховувати інтервал можливих змін анізотропії і неоднорідності ґрунту.

(8)P При розрахунку осідань насипу має бути враховане зменшення ефективного напруження в ґрунті, пов'язане із зануренням у воду сухої кірки або насипу.

### **12.4 Питання проектування і конструювання**

(1)P Насип повинні проектуватись з врахуванням

influences such as freezing and thawing or extreme drying;

— creep in slopes during the freezing and thawing period;

— degradation of base course material due to high traffic loads;

— deformations caused by hydraulic actions;

— changes of environmental conditions such as pollution of surface or ground-water, noise or vibrations.

### **12.3 Actions and design situations**

(1) In selecting the actions for the calculation of limit states, the list in 2.4.2.(4) should be considered.

(2) When deriving the actions that embankments impose on adjacent structures or any reinforced parts of the ground, the differences in the stiffnesses should be considered.

(3)P Design situations shall be selected in accordance with 2.2.

(4)P In addition, the following special design situations shall be taken into account, if relevant:

— the effects of the construction process, such as excavations close to the embankment fill and vibrations caused by blasting, pile driving or heavy equipment;

— the effects of structures planned to be constructed on or close to the embankment;

— the erosion effects of overtopping, ice, waves and rain on the slopes and crest;

— temperature effects such as shrinkage.

(5)P The design free water level on the downstream embankment slope and the design ground-water level, or their combination, shall be based on available hydrological data to give the most unfavourable conditions that could occur in the design situation considered. The possibility of failure of drains, filters or seals shall be considered.

(6) For shore embankments, the most unfavourable hydraulic conditions should be considered.

These are normally steady seepage for the highest possible ground-water level and rapid draw-down of the free water level.

(7)P In deriving design distributions of pore-water pressure, account shall be taken of the possible range of anisotropy and heterogeneity of the soil.

(8)P When designing the embankment with respect to settlement, the effective stress decrease in the ground, due to submergence of the dry crust or the fill, shall be taken into account.

### **12.4 Design and construction considerations**

(1)P Embankments shall be designed taking into account experience with embankments on similar ground and made of similar fill material.

досвіду зведення насипів на таких же ґрунтах і з таких же матеріалів.

(2)P При визначенні позначки основи насипу для кожного конкретного випадку потрібно враховувати наступні моменти:

- досягнення відповідного несучого шару або, коли це неможливо, проведення заходів щодо зміцнення;
- забезпечення надійного захисту від негативних кліматичних дій на несучу здатність ґрунту;

- рівень ґрунтових вод по відношенню до дренажу насипу;

- запобігання негативній дії на сусідні конструкції і мережі;

- досягнення шарів з досить низькою водопроникністю.

(3) Проект насипу повинен доводити, що:

- несуча здатність підстялю чого ґрунту достатня;

- дренаж різних шарів насипу задовільний;

- водопроникність насипного матеріалу дамби в межах вимог;

- там де це необхідно, фільтри або геосинтетичні матеріали відповідають необхідними критеріям фільтрації;

- матеріал насипу точно визначений відповідно до критеріїв в 5.3.2.

(4)P Для насипів, які зводяться на сильно стискуваних ґрунтах, що мають невисоку міцність, порядок будівництва має бути визначений так, щоб не перевищити несучу здатність і уникнути недопустимих осідань або переміщень під час виробництва робіт (дивись 5.3.3(2) P).

(5) При пошаровому зведенні насипу на стискуваних ґрунтах потрібно передбачити виконання п'єзометричних вимірів, які дозволяють переконатися, що перед укладанням кожного подальшого шару поровий тиск розсіявся.

(6)P Для насипів, що утримують воду в різних рівнях, позначку основи слід вибирати з врахуванням коефіцієнта фільтрації ґрунту або передбачати заходи, що забезпечують водонепроникність конструкції.

(7) При плануванні поліпшення ґрунту його площа має бути таким, щоб не допустити шкідливих деформацій.

(8) Коли вага насипу визначається на основі об'ємної ваги матеріалу відсіпання (дивись 3.3.3), потрібно стежити за тим, щоб у випробуваннях щільності матеріалів брали участь частки, розміри яких більше 20 – 60 мм. Їх часто виключають і це може значно вплинути на величину об'ємної ваги.

(9)P Поверхня укосів насипу, схильних до ерозії, має бути захищена. Якщо насип має банкети, в них слід передбачити систему дренажів.

(10) При зведенні насипу укоси рекомендується

(2)P When assessing the foundation level for an embankment, the following shall be considered, when applicable:

- reaching an adequate bearing stratum, or applying stabilising measures where this is not practicable;

- providing sufficient protection against adverse climatic effects on the bearing capacity of the ground;

- the ground-water level with respect to the drainage of the embankment;

- avoiding adverse effects on adjacent structures and utilities;

- reaching layers with adequately low permeability.

(3) Design of embankments should ensure that:

- the bearing capacity of the subsoil is satisfactory;

- the drainage of the various fill layers is satisfactory;

- the permeability of the fill material in dams is as low as required;

- filters or geosynthetics are specified where necessary to fulfil filter criteria;

- the fill material is specified according to the criteria in 5.3.2.

(4)P For embankments on ground with low strength and high compressibility, the construction process shall be specified so as to ensure that the bearing capacity is not exceeded and that excessive settlements or movements do not occur during construction (see 5.3.3(2)P).

(5) When an embankment on compressible ground is raised in layers, piezometer measurements should be specified to ensure that pore-water pressures have dissipated to acceptably low values before the next fill layer is placed.

(6)P For embankments retaining water at different levels, the foundation level shall be chosen with respect to the permeability of the ground or measures shall be taken to make the structure watertight.

(7) If ground improvement is specified, the volume of ground to be improved should be designed with sufficient areal extent to avoid harmful deformations.

(8) When determining the weight of the embankment from the weight density of fill (see 3.3.3), care should be taken to include fill particles of size > 20 mm to 60 mm in the density tests. They are often not included but can have a considerable effect on the weight density.

(9)P Embankment slope surfaces exposed to erosion shall be protected. If berms are designed, a drainage facility shall be specified for the berm.

(10) The slopes should be sealed during embankment construction and planted thereafter, where appropriate.



захищати, а після закінчення закріпити рослинністю, якщо це можливо.

(11) Насипи, по яких рухається транспорт, слід захищати від льоду на проїжджій частині. Теплоємність проїжджої частини на ізолюючому шарі або на легкому насипу може бути достатньо великою, щоб уникнути цього явища.

(12) Слід зменшувати до відповідного рівня можливість промерзання на гребені земляної греблі.

(13) В проекті укосів насипу потрібно враховувати явища повзучості, яка може мати місце в укосах в період промерзання і відтавання, незалежно від стійкості укосів в сухих умовах. Це особливо важливо для перехідних зон, наприклад на рівні берегових опор моста.

### **12.5 Проектування за граничним станом за втратою несучої здатності**

1(P) При аналізі стійкості насипу або його частини необхідно враховувати всі можливі форми руйнування, які вказані в Розділі 11.

(2) Оскільки насипи часто зводяться у декілька етапів з різними умовами по навантаженнях, в Звіті з Геотехнічного Проектування повинен бути виконаний аналіз і надані відповідні вказівки по кожному етапу.

(3)P При використанні для насипів легких матеріалів, наприклад, полістирена, що розширюється, глини, що розширюється, або комірчастого бетону, потрібно враховувати можливість гідравлічного піднімання (дивись Розділ 10).

(4)P При будь-яких аналізах насипу, що складається з різних матеріалів, величини міцності повинні визначатись при співставлюваних деформаціях цих матеріалів.

(5) При пересіченні насипу з дорогою або водним об'єктом потрібно приділити особливу увагу взаємодії різних конструктивних елементів.

(6) Коли аналізується стійкість покращуваного ґрунту, потрібно розглядати результати процесу поліпшення, наприклад, перемішування м'яких чутливих глин. Оскільки процес поліпшення вимагає часу, його вплив може бути врахований лише після досягнення стабільного стану.

(7)P Для недопущення граничного стану за втратою несучої здатності, викликаного поверхневою ерозією, внутрішньою ерозією або гідравлічним тиском, повинні бути задоволені вимоги Розділів 10 і 11.

### **12.6 Проектування за граничним станом за придатністю до експлуатації**

(1)P Розрахунок повинен показати, що деформація насипу не викличе граничного стану за придатністю до експлуатації в насипу або в спорудах, дорожніх або інженерних спорудах, розташованих на, усередині або поряд з насипом.

(2) Розрахунок осідання насипу, розташованого на

(11) For embankments carrying traffic, icing on the surface of the pavement should be avoided. The thermal capacity of a pavement on an insulation layer or a lightweight fill may be high enough to avoid this.

(12) Frost penetration on the crest of an earth dam should be restricted to an appropriate level.

(13) Design of the embankment slope should consider that creep movements may occur in slopes during freezing and thawing irrespective of the slope stability under dry conditions. This is especially important in transition zones, e.g. at bridge abutments.

### **12.5 Ultimate limit state design**

(1)P In analysing the stability of part or all of an embankment, all possible failure modes shall be considered, as stated in Section 11.

(2) Since embankments are often constructed in different phases with different load conditions, the analysis should be done phase by phase and provisions specified accordingly in the Geotechnical Design Report.

(3)P Where lightweight fill materials such as expanded polystyrene, expanded clay or foamed concrete are used, the possibility of buoyancy effects shall be considered (see Section 10).

(4)P Any analysis of embankments containing different fill materials shall adopt strength values that have been determined at compatible strains in the materials.

(5) Where roads or watercourses cross an embankment, special attention should be paid to the spatial interaction of the various structural elements.

(6) When analysing the stability of improved ground, the effect of the improving process, e.g. the disturbance of soft sensitive clay, should be considered. As the effect of the improvement is time-dependent, it should not be taken into account until a steady state has been reached.

(7)P To avoid ultimate limit states caused by surface erosion, internal erosion or hydraulic pressure, the provisions in Sections 10 and 11 shall be fulfilled.

### **12.6 Serviceability limit state design**

(1)P The design shall show that the deformation of the embankment will not cause a serviceability limit state in the embankment or in structures, roads or services sited on, in or near the embankment.

(2) The settlement of an embankment on compressible ground should be calculated using the principles of 6.6.1. Special attention should be paid

стискуваних ґрунтах, повинен проводитися відповідно до принципів 6.6.1. Особливу увагу потрібно приділити розвитку осідань в часі під впливом ущільнення і вторинним осіданням.

(3) Потрібно брати до уваги можливість деформацій, обумовлених змінами режиму ґрунтових вод.

(4) У випадках, коли деформації важко передбачити, слід розглянути методи попередньої пригрузки або випробувань у натуральну величину, особливо у випадках, коли не допускається граничний стан за придатністю до експлуатації.

### **12.7 Спостереження і моніторинг**

(1) Спостереження і моніторинг насипів повинні виконуватися відповідно до положень Розділу 4.

(2) Моніторинг насипів повинен проводитися в одній чи більше наступних ситуацій:

- при використанні методу спостережень (дивись 2.7);

- коли стійкість насипу, що служить греблею, в значній мірі залежить від розподілу порового тиску в тілі і основі насипу;

- коли потрібно реєструвати забруднюючі ефекти насипу або транспорту;

- коли потрібно контролювати негативні дії на споруди або інженерні мережі;

- коли поверхнева ерозія представляє значну небезпеку.

(3) В тих випадках, коли потрібна програма спостережень і моніторингу, проектувальник повинен включити її в Звіт з Геотехнічного Проектування (дивись 2.8). У ньому повинно бути вказано, що за результатами спостережень повинен проводитися аналіз і при необхідності прийматися відповідні заходи.

(4) Програма моніторингу для насипу повинна включати наступні записи:

- вимірів порового тиску в тілі і основі насипу;

- вимірів осідань усього або частин насипу і споруд в зоні впливу;

- вимірів горизонтальних переміщень;

- характеристик опору матеріалу насипу при будівництві;

- хімічні аналізи до, під час і після будівництва, якщо потрібний контроль забруднення;

- нагляд за захистом від ерозії;

- результатів контролю водопроникності матеріалу насипу і ґрунту в процесі будівництва;

- глибини промерзання гребеня насипу.

(5) Моніторинг і контроль насипів, які зводяться на слабких ґрунтах з малою водопроникністю виконуються шляхом вимірів порового тиску в шарах слабого ґрунту, а також вимірів осідання насипу.

to the time dependency of the settlements due to both consolidation and secondary effects.

(3) The possibility of deformations due to changes in the ground-water conditions should be taken into account.

(4) In cases where the deformations are difficult to predict, the methods of pre-loading or trial embankments should be considered, especially in cases where serviceability limit states shall be prevented.

### **12.7 Supervision and monitoring**

(1) Supervision and monitoring of embankments shall follow the provisions in Section 4.

(2) Monitoring should be applied to embankments in one or more of the following situations:

— when using the observational method (see 2.7);

— where the stability of an embankment acting as a dam to a large degree depends on the pore-water pressure distribution in and beneath the embankment;

— where records of pollution effects of fill or traffic are required;

— where control of adverse effects on structures or utilities is required;

— where surface erosion is a considerable risk.

(3) In cases where a supervision and monitoring programme is required, the designer shall present it in the Geotechnical Design Report (see 2.8). It shall be specified that the monitoring records are to be evaluated and acted upon as necessary.

(4) A monitoring programme for an embankment should contain the following records:

— pore-water pressure measurements in and beneath the embankment;

— settlement measurements for the whole or parts of the embankment and influenced structures;

— measurements of horizontal displacements;

— checks on strength parameters of fill material during construction;

— chemical analyses before, during and after construction, if pollution control is required;

— observations of erosion protection;

— checks on permeability of fill material and of foundation soil during construction;

— depth of frost penetration in the crest of an embankment.

(5) The construction of embankments on soft soil with low permeability should be monitored and controlled by means of pore-water pressure measurements in the soft layers and settlement measurements of the fill.

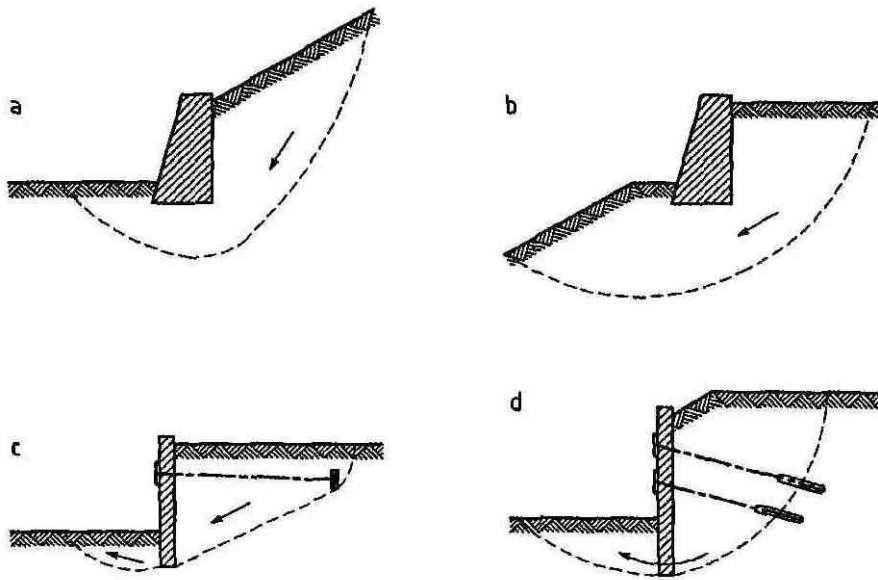


Рисунок 9.1 - Приклади граничних форм загальної стійкості утримуючих споруд

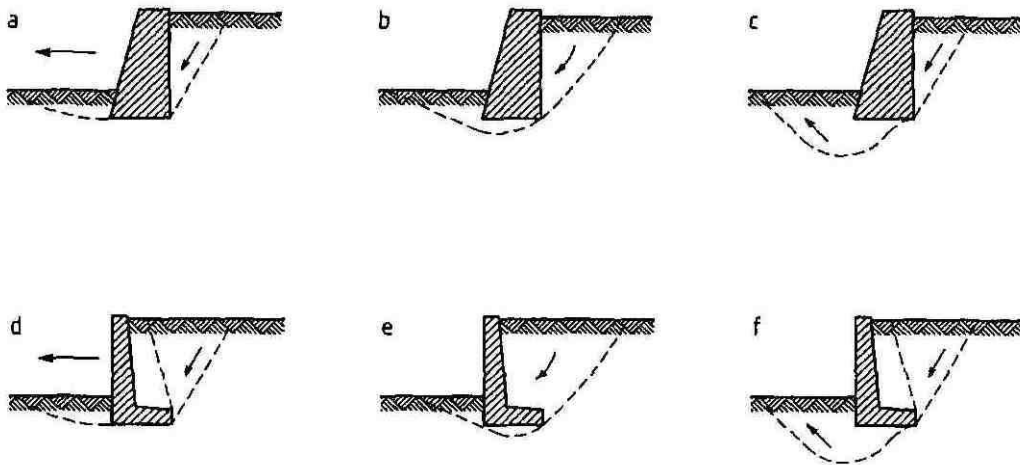


Рисунок 9.2 - Приклади граничних форм руйнування фундаменту гравітаційних стін

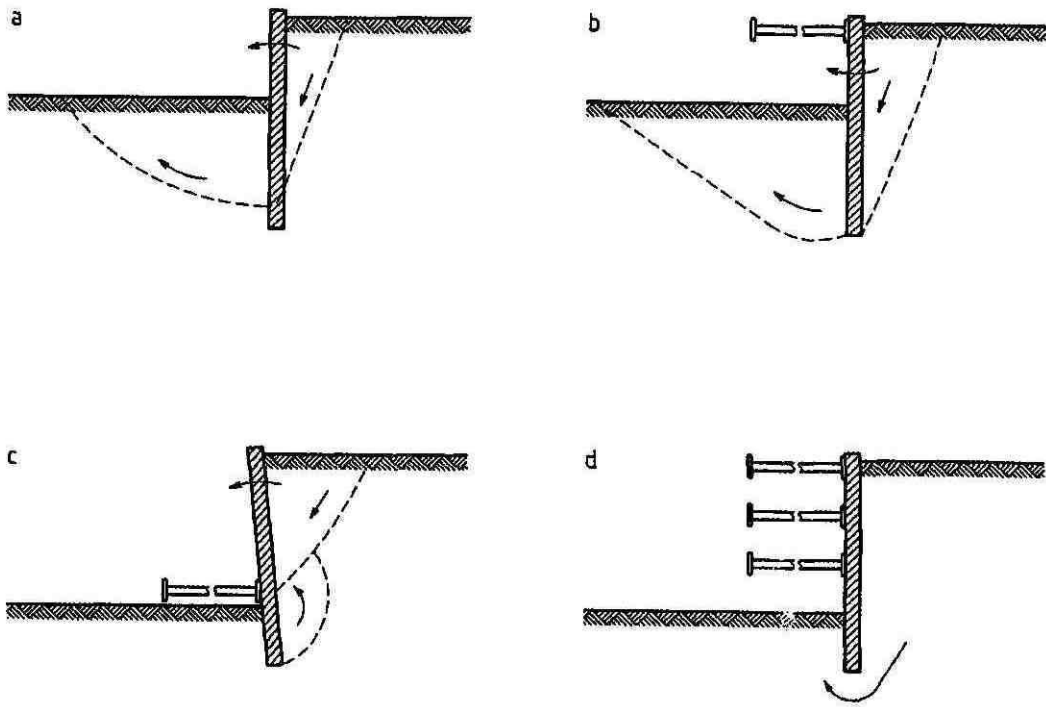


Рисунок.9.3 – Приклади граничних форм руйнування від повороту закладених стін

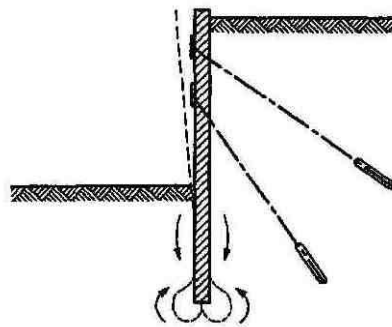


Рисунок 9.4 – Приклад граничної форми вертикального руйнування закладених стін



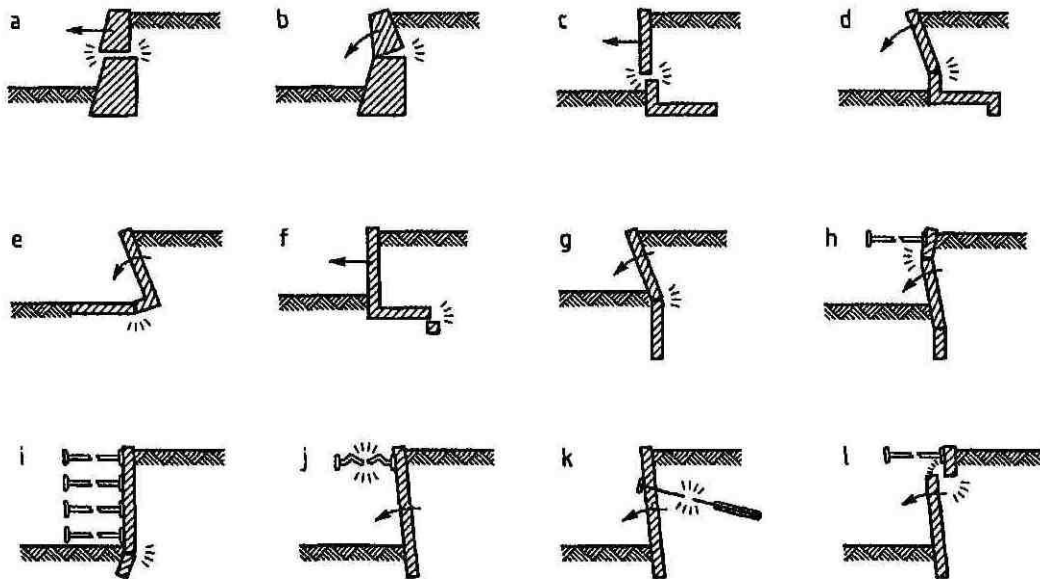


Рисунок 9.5 – Приклади граничних форм руйнування конструкції утримуючих споруд

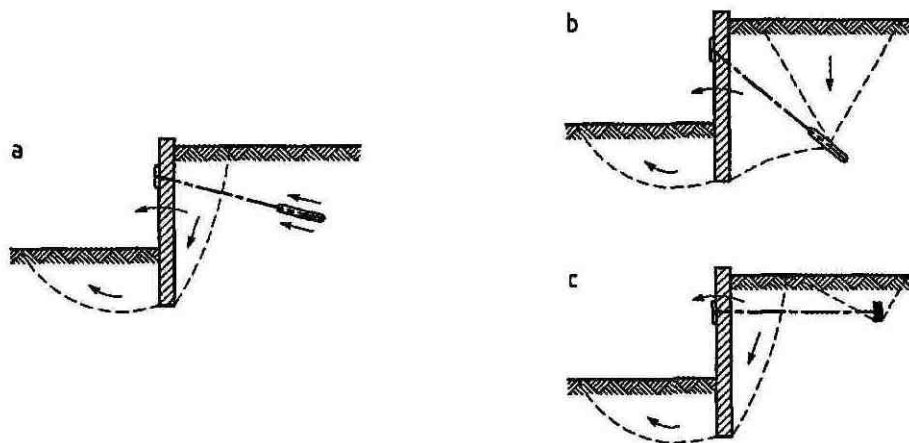
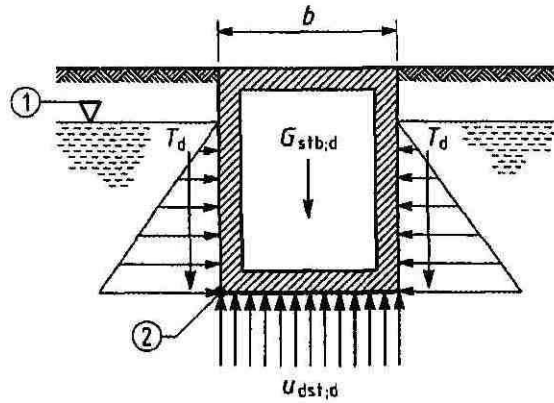
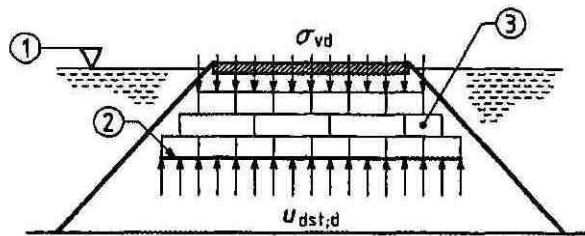


Рисунок 9.6 – Приклади граничних форм руйнування через висмикування анкерів



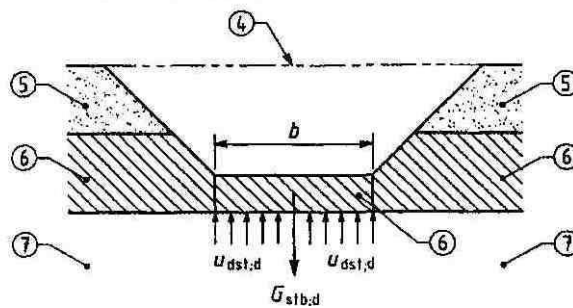
а) Поднятие полого заглубленного сооружения

- 1 Уровень грунтовых вод (в грунте)
- 2 Водонепроницаемая поверхность



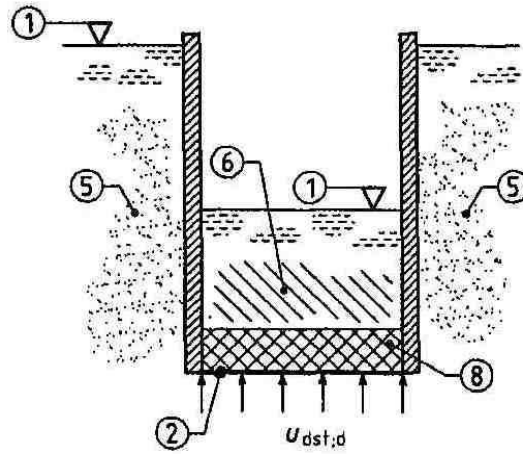
б) Поднятие легкой насыпи при затоплении

- 1 Уровень грунтовых вод (в грунте)
- 2 Водонепроницаемая поверхность
- 3 Легкий насыпной материал



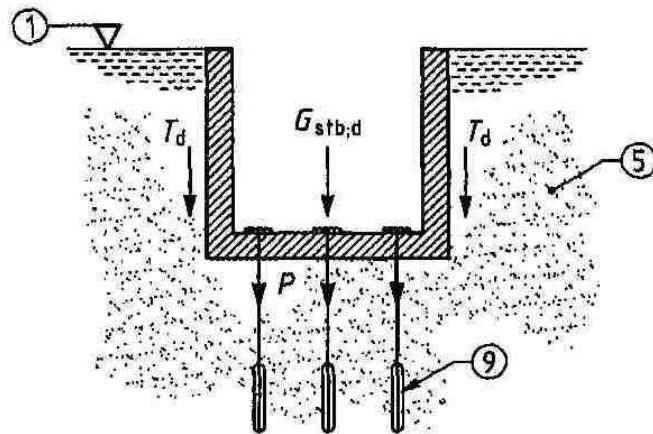
с) Поднятие дна выемки

- 4 Поверхность грунта до начала работ
- 5 Песок
- 6 Глина
- 7 Гравий



d) Устройство фундаментной плиты под водой

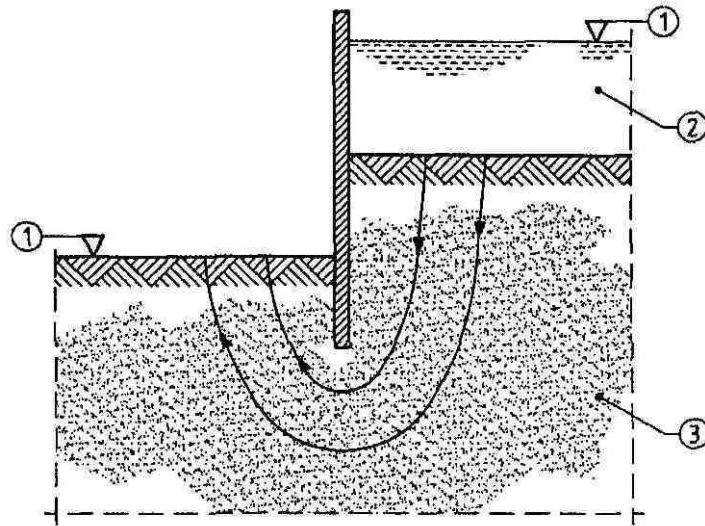
- 1 Уровень грунтовых вод (в грунте)
- 2 Водонепроницаемая поверхность
- 5 Песок
- 6 Песок
- 8 Инъектированный песок



e) Конструкция с анкером для противодействия поднятию

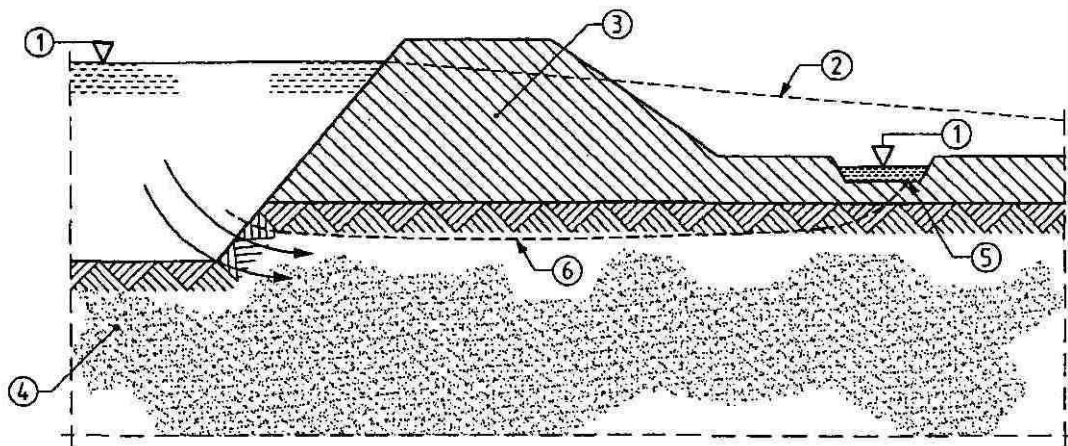
- 1 Уровень грунтовых вод (в грунте)
- 5 Песок
- 9 Анкер

Рисунок 10.1 - Приклады ситуацій, коли гідростатичний підйом може бути критичним



- 1 Уровень откопки (слева); уровень грунтовых вод (справа)
- 2 Вода
- 3 Песок

Рисунок 10.2 - Приклад ситуації, коли гідравлічне підняття може бути критичним



- 1 Наружный уровень грунтовых вод
- 2 Пьезометрический уровень в водопроницаемом подстилающем слое
- 3 Грунт с низкой водопроницаемостью
- 4 Подстилающий водопроницаемый слой
- 5 Возможная точка начала отступающей эрозии
- 6 Туннель возможной отступающей эрозии

Рисунок 10.3 - Приклад станів, які може спричинити суфозія



## Додаток А

(нормативний)

**Окремі і кореляційні коефіцієнти для граничного стану за втратою несучої здатності і рекомендовані величини**

### **А.1 Окремі коефіцієнти і коефіцієнти кореляції**

(1)Р Окремі коефіцієнти  $\gamma$  граничного стану за втратою несучої здатності для постійних або змінних розрахункових ситуацій, а також коефіцієнти кореляції  $\zeta$  для пальових фундаментів для всіх розрахункових ситуацій беруться у цьому додатку .

### **А.2 Окремі коефіцієнти для перевірки граничного стану за втратою рівноваги (EQU)**

(1)Р При перевірці граничного стану за втратою рівноваги (EQU) для дій  $\gamma_F$  слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{G;dst}$  для постійних несприятливих дестабілізуючих дій;
- $\gamma_{G;stb}$  для постійних сприятливих стабілізуючих дій;
- $\gamma_{Q;dst}$  для змінних несприятливих дестабілізуючих дій;
- $\gamma_{Q;stb}$  для змінних сприятливих стабілізуючих дій.

ПРИМІТКА. Величини  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$ ,  $\gamma_{Q;dst}$  і  $\gamma_{Q;stb}$  для конкретної країни можуть

## Annex A

(normative)

### **Partial and correlation factors for ultimate limit states and recommended values**

#### **A.1 Partial factors and correlation factors**

(1)P The partial factors  $\gamma$  for ultimate limit states in persistent and transient design situations, and the correlation factors  $\zeta$  for pile foundations in all design situations, shall be those mentioned in this annex.

#### **A.2 Partial factors for equilibrium limit state (EQU) verification**

(1)P For the verification of equilibrium limit state (EQU) the following partial factors on actions  $\gamma_F$  shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$  on destabilising unfavourable permanent actions;
- $\gamma_{G;stb}$  on stabilising favourable permanent actions;
- $\gamma_{Q;dst}$  on destabilising unfavourable variable actions;
- $\gamma_{Q;stb}$  on stabilising favourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$ ,  $\gamma_{Q;dst}$  and  $\gamma_{Q;stb}$  for use in a country may be found in its National annex to EN

бути надані в національному додатку до EN 1990:2002. Рекомендовані EN 1990:2002 величини для будівель надані в таблиці А.1.

1990:2002. The recommended values for buildings in EN 1990:2002 are given in Table A.1.

**Таблиця А.1 - Окремі коефіцієнти для дій ( $\gamma_F$ )**

Дія	Позначення	Величини
Постійна		
Несприятлива <sup>a)</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,1
Сприятлива <sup>b)</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,9
Змінна		
Несприятлива <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
Сприятлива <sup>b)</sup>	$\gamma_{Q;stb}$	0
<sup>a)</sup> Дестабілізуюча		
<sup>b)</sup> Стабілізуюча		

(2)P Для перевірки граничного стану за втратою рівноваги (EQU) для параметрів ґрунтів  $\gamma_M$  при невисоких величинах опору зрушенню потрібно брати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{\phi'}$  для тангенса кута внутрішнього тертя;
- $\gamma_{c'}$  для дренованого зчеплення;
- $\gamma_{cu}$  для недренованого зчеплення;
- $\gamma_{qu}$  для міцності при простому стискуванні;
- $\gamma_{\gamma}$  для об'ємної ваги

*ПРИМІТКА. Величини  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  і  $\gamma_{\gamma}$ , які застосовуються в конкретній країні, можуть бути надані в Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані величини надані в таблиці А.2.*

(2)P For the verification of equilibrium limit state (EQU) the following partial factors on soil

- parameters  $\gamma_M$  shall be applied, when including minor shearing resistances:
- $\gamma_{\phi'}$  on the tangent of the angle of shearing resistance;
  - $\gamma_{c'}$  on effective cohesion;
  - $\gamma_{cu}$  on undrained shear strength;
  - $\gamma_{qu}$  on unconfined strength;
  - $\gamma_{\gamma}$  on weight density.

NOTE. The values to be ascribed to  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$ , and  $\gamma_{\gamma}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.2.

**Таблиця А.2 – Окремі коефіцієнти для параметрів ґрунтів ( $\gamma_M$ )**

Параметри ґрунту	Позначення	Величини
Кут внутрішнього тертя <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Ефективне зчеплення	$\gamma_{c'}$	1,25
Недреноване зчеплення	$\gamma_{cu}$	1,4
Міцність при простому стискуванні	$\gamma_{qu}$	1,4
Об'ємна вага	$\gamma_{\gamma}$	1,0
<sup>a)</sup> Цей коефіцієнт вводиться для $\tan \phi'$		

### А.3 Окремі коефіцієнти для перевірки граничних станів конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO)

#### А.3.1 Окремі коефіцієнти для дій ( $\gamma_F$ ) чи результатів дій ( $\gamma_E$ )

(1)P Для перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для дій ( $\gamma_F$ ) або результатів дій ( $\gamma_E$ ) групи А1 або групи А2 слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_G$  для постійних несприятливих або сприятливих дій;
- $\gamma_Q$  для змінних несприятливих або сприятливих дій.

### A.3 Partial factors for structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states verification

#### A.3.1 Partial factors on actions ( $\gamma_F$ ) or the effects of actions ( $\gamma_E$ )

(1)P For the verification of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states set A1 or set A2 of the following partial factors on actions ( $\gamma_F$ ) or the effects of actions ( $\gamma_E$ ) shall be applied:

- $\gamma_G$  on permanent unfavourable or favourable actions;
- $\gamma_Q$  on variable unfavourable or favourable actions.

ПРИМІТКА. Значення  $\gamma_G$  і  $\gamma_Q$ , які застосовуються в конкретній країні, можуть бути надані в її національному додатку до EN 1990:2002. Рекомендовані EN 1990:2002 значення для будівель для двох груп A1 і A2 надані в таблиці A.3.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_G$  and  $\gamma_Q$  for use in a country may be found in its National annex to EN 1990:2002. The recommended values for buildings in EN 1990:2002 for the two sets A1 and A2 are given in Table A.3.

Таблиця А.3 – Окремі коефіцієнти для дій ( $\gamma_F$ ) і результатів дій ( $\gamma_E$ )

Дія		Позначення	Група	
			A1	A2
Постійна	Несприятлива	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Сприятлива		1,0	1,0
Змінна	Несприятлива	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Сприятлива		0	0

### А.3.2 Окремі коефіцієнти для параметрів ґрунту ( $\gamma_M$ )

(1)P Для перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для ґрунтових параметрів ( $\gamma_M$ ) групи M1 або групи M2 слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{\phi'}$  для тангенса кута внутрішнього тертя;
- $\gamma_{c'}$  для ефективного зчеплення;
- $\gamma_{cu}$  для недренованого зчеплення;
- $\gamma_{qu}$  для опору простому стискуванню;
- $\gamma_\gamma$  для об'ємної ваги.

ПРИМІТКА. Значення  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  і  $\gamma_\gamma$ , які застосовуються в конкретній країні, можуть бути надані в її національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення для двох груп M1 і M2 надані в таблиці А.4.

### А.3.2 Partial factors for soil parameters ( $\gamma_M$ )

(1)P For the verification of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states set M1 or set M2 of the following partial factors on soil parameters ( $\gamma_M$ ) shall be applied:

- $\gamma_{\phi'}$  on the tangent of the angle of shearing resistance;
- $\gamma_{c'}$  on effective cohesion;
- $\gamma_{cu}$  on undrained shear strength;
- $\gamma_{qu}$  on unconfined strength;
- $\gamma_\gamma$  on weight density.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{qu}$  і  $\gamma_\gamma$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the two sets M1 and M2 are given in Table A.4.

Таблиця А.4 – Окремі коефіцієнти для параметрів ґрунту ( $\gamma_M$ )

Параметри ґрунту	Позначення	Група	
		M1	M2
Кут внутрішнього тертя <sup>a)</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
Ефективне зчеплення	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Недреноване зчеплення	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Просте стискування	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Об'ємна вага	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

a) Цей фактор застосовується для  $\tan \phi'$

### А.3.3 Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ )

#### А.3.3.1 Окремі коефіцієнти опору для фундаментів неглибокого закладання

(1)P Для фундаментів неглибокого закладання і перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для коефіцієнта опору ( $\gamma_R$ ) груп R1, R2 і R3 слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{R,v}$  для опору стисканню;

### А.3.3 Partial resistance factors ( $\gamma_R$ )

#### А.3.3.1 Partial resistance factors for spread foundations

(1)P For spread foundations and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set R1, R2 or R3 of the following partial factors on resistance ( $\gamma_R$ ) shall be applied:

- $\gamma_{R,v}$  on bearing resistance;

-  $\gamma_{R;h}$  для опору ковзанню.

ПРИМІТКА. Значення  $\gamma_{R;v}$  і  $\gamma_{R;h}$ , які застосовуються в конкретній країні, можуть бути надані в національному додатку до цієї норми. Рекомендовані величини для трьох груп  $R1$ ,  $R2$  і  $R3$  надані в таблиці А.5.

—  $\gamma_{R;h}$  on sliding resistance.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{R;v}$ , and  $\gamma_{R;h}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the three sets  $R1$ ,  $R2$  and  $R3$  are given in Table A.5.

**Таблиця А.5 – Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для фундаментів неглибокого закладання**

Опір	Позначення	Група		
		R1	R2	R3
Стискання	$\gamma_{R;v}$	1,0	1,4	1,0
Ковзання	$\gamma_{R;h}$	1,0	1,1	1,0

### А.3.3.2 Окремі коефіцієнти опору для пальових фундаментів

(1)P Для пальових фундаментів і перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для коефіцієнта опору ( $\gamma_R$ ) груп  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  і  $R4$  слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_b$  для опору під вістря;
- $\gamma_s$  для опору від тертя об ствол палі при стискуванні;
- $\gamma_t$  для повного/комбінованого опору паль при стискуванні;
- $\gamma_{s;t}$  для опору від тертя об ствол палі при розтягуванні.

ПРИМІТКА. Величини  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_t$  і  $\gamma_{s;t}$ , які застосовуються в конкретній країні, можуть бути надані в національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення для чотирьох груп  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  і  $R4$  надані в таблиці А.6 для задавлюваних паль, в таблиці А.7 для бурових паль і в таблиці А.8 для буроін'єкційних (CFA) паль.

### А.3.3.2 Partial resistance factors for pile foundations

(1)P For pile foundations and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  or  $R4$  of the following partial factors on resistance ( $\gamma_R$ ) shall be applied:

- $\gamma_b$  on base resistance;
- $\gamma_s$  on shaft resistance for piles in compression;
- $\gamma_t$  on total/combined resistance for piles in compression;
- $\gamma_{s;t}$  on shaft resistance for piles in tension.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_b$ ,  $\gamma_s$ ,  $\gamma_t$  і  $\gamma_{s;t}$ , for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the four sets  $R1$ ,  $R2$ ,  $R3$  and  $R4$  are given in Table A.6 for driven piles, in Table A.7 for bored piles and in Table A.8 for continuous flight auger (CFA) piles.



**Таблиця А.6 – Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для задавлених паль**

Опір	Позначення	Група			
		R1	R2	R3	R4
Вістря	$\gamma_b$	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола (стискування)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Повний/комбінований (стискування)	$\gamma_t$	1,0	1,1	1,0	1,3
Ствола при розтягуванні	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

**Таблиця А.7 – Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для бурових паль**

Опір	Позначення	Група			
		R1	R2	R3	R4
Вістря	$\gamma_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Ствола (стискування)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Повний / комбінований (стискування)	$\gamma_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Ствола при розтягуванні	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

**Таблиця А.8 – Окремі коефіцієнти ( $\gamma_R$ ) для буроін'єкційних (СФА) паль**

Опір	Позначення	Група			
		R1	R2	R3	R4
Вістря	$\gamma_b$	1,1	1,1	1,0	1,45
Ствола (стискування)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Повний / комбінований (стискування)	$\gamma_t$	1,1	1,1	1,0	1,4
Ствола при розтягуванні	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6

### А.3.3.3 Коефіцієнти кореляції для пальових фундаментів

(1)P Для перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів коефіцієнти кореляції  $\zeta$  для розрахунків характеристик опору паль з осьовими навантаженнями слід застосовувати наступні:

- $\zeta_1$  для середніх величин опору, заміряних в процесі випробувань статичними навантаженнями;
- $\zeta_2$  для мінімальних величин опору, заміряних в процесі випробувань статичними навантаженнями;
- $\zeta_3$  для середніх величин опору, заміряних в процесі випробувань ґрунтів;
- $\zeta_4$  для мінімальних величин опору, заміряних в процесі випробувань ґрунтів;
- $\zeta_5$  для середніх величин опору, заміряних в процесі випробувань динамічними навантаженнями;
- $\zeta_6$  для мінімальних величин опору, заміряних в процесі випробувань динамічними навантаженнями.

### А.3.3.3 Correlation factors for pile foundations

(1)P For verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, the following correlation factors  $\zeta$  shall be applied to derive the characteristic resistance of axially loaded piles:

- $\zeta_1$  on the mean values of the measured resistances in static load tests;
- $\zeta_2$  on the minimum value of the measured resistances in static load tests;
- $\zeta_3$  on the mean values of the calculated resistances from ground test results;
- $\zeta_4$  on the minimum value of the calculated resistances from ground test results;
- $\zeta_5$  on the mean values of the measured resistances in dynamic load tests;
- $\zeta_6$  on the minimum value of the measured resistances in dynamic load tests.

NOTE The values to be ascribed to  $\zeta_1$ ,  $\zeta_3$ ,

ПРИМІТКА. Величини  $\zeta_1$ ,  $\zeta_2$ ,  $\zeta_3$ ,  $\zeta_4$ ,  $\zeta_5$  і  $\zeta_6$  для конкретної країни можуть бути надані в її національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення надані в таблицях А.9, А.10 і А.11.

$\zeta_3$ ,  $\zeta_4$ ,  $\zeta_5$  and  $\zeta_6$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.9, in Table A.10 and in Table A.11.

**Таблиця А.9 – Коефіцієнти кореляції  $\zeta$  для отримання характеристичних величин з випробувань паль статичними навантаженнями ( $n$  – кількість випробовуваних паль)**

$\zeta$ для $n =$	1	2	3	4	$\geq 5$
$\zeta_1$	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00
$\zeta_2$	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00

**Таблиця А.10 – Коефіцієнти кореляції  $\zeta$  для отримання характеристичних величин з результатів випробувань ґрунтів ( $n$  – кількість випробувальних перерізів)**

$\zeta$ для $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\zeta_3$	1,40	1,35	1,33	1,34	1,29	1,27	1,25
$\zeta_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

**Таблиця А.11 Коефіцієнти кореляції  $\zeta$  для отримання характеристичних величин з випробувань динамічними ударними навантаженнями <sup>a, b, c, d, e</sup> ( $n$  – кількість випробовуваних паль)**

$\zeta$ для $n =$	$\geq 2$	$\geq 5$	$\geq 10$	$\geq 15$	$\geq 20$
$\zeta_5$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40
$\zeta_6$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25

<sup>a</sup> Значення  $\zeta$  в таблиці дійсні для випробувань на динамічні впливи.

<sup>b</sup> Величини  $\zeta$  можуть умножитися на коефіцієнт моделі, рівний 0,85, якщо випробування на динамічні впливи проводяться із співпадаючими сигналами.

<sup>c</sup> Величини  $\zeta$  повинні умножитися на коефіцієнт моделі 1,10, якщо використовується схема забивання з виміром квазіпружного переміщення голови палі при ударі.

<sup>d</sup> Величини  $\zeta$  повинні умножитися на коефіцієнт моделі 1,20, якщо використовується схема забивання паль без виміру квазіпружного переміщення голови палі при ударі.

<sup>e</sup> Якщо фундамент включає палі різних типів, при виборі кількості паль для випробувань ( $n$ ) кожену групу однакових паль слід розглядати окремо.

#### А.3.3.4 Окремі коефіцієнти опору для попередньо напружених анкерів

(1)P Для попередньо напружених анкерів і перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для коефіцієнту опору ( $\gamma_R$ ) груп R1, R2, R3 і R4 слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти опору:

- $\gamma_{a,t}$  для тимчасових анкерів;
- $\gamma_{a,p}$  для постійних анкерів.

ПРИМІТКА. Значення  $\gamma_{a,t}$  і  $\gamma_{a,p}$  для конкретної країни можуть бути надані в її Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення для чотирьох груп R1, R2, R3 і R4 надані в таблиці А.12.

#### А.3.3.4 Partial resistance factors for pre-stressed anchorages

(1)P For pre-stressed anchorages and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set R1, R2, R3 or R4 of the following partial factors on resistance ( $\gamma_R$ ) shall be applied:

- $\gamma_{a,t}$  on temporary anchorages;
- $\gamma_{a,p}$  on permanent anchorages.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{a,t}$  and  $\gamma_{a,p}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the four sets R1, R2, R3 and R4 are given in Table A.12.

**Таблиця А.12 – Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для попередньо напружених анкерів**

Опір	Позначення	Група			
		R1	R2	R3	R4
Тимчасовий	$\gamma_{a,t}$	1,1	1,1	1,0	1,1
Постійний	$\gamma_{a,p}$	1,1	1,1	1,0	1,1

**А.3.3.5 Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для утримуючих (підпірних) споруд**

(1)P Для утримуючих споруд і перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для груп R1, R2 і R3 для коефіцієнтів опору ( $\gamma_R$ ) слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{R,v}$  для несучої здатності;
- $\gamma_{R,h}$  для опору ковзанню;
- $\gamma_{R,e}$  для опору ґрунту

ПРИМІТКА Значення  $\gamma_{R,v}$ ,  $\gamma_{R,h}$  і  $\gamma_{R,e}$  для конкретної країни, можуть бути надані в її Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення для трьох груп параметрів R1, R2 і R3 надані в таблиці А.13.

**А.3.3.5 Partial resistance factors ( $\gamma_{R}$ ) for retaining structures**

(1)P For retaining structure and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states, set R1, R2 or R3 of the following partial factors on resistance ( $\gamma_R$ ) shall be applied :

- $\gamma_{R,v}$  on bearing capacity;
- $\gamma_{R,h}$  on sliding resistance;
- $\gamma_{R,e}$  on earth resistance.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{R,v}$ ,  $\gamma_{R,h}$  and  $\gamma_{R,e}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values for the three sets R1, R2 and R3 are given in Table A.13.

**Таблиця А.13 – Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для утримуючих (підпірних) споруд**

Опір	Позначення	Група		
		R1	R2	R3
Несуча здатність	$\gamma_{R,v}$	1,0	1,4	1,0
Опір ковзанню	$\gamma_{R,h}$	1,0	1,1	1,0
Опір ґрунту	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,4	1,0

**А.3.3.6 Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для укосів і загальної стійкості**

(1)P Для укосів і загальної стійкості та перевірки конструктивних (STR) і геотехнічних (GEO) граничних станів для опору ґрунту слід застосовувати окремий коефіцієнт ( $\gamma_{R,e}$ ).

ПРИМІТКА. Величина  $\gamma_{R,e}$  для конкретної країни може бути надана в її Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані величини для трьох груп R1, R2 і R3 надані в таблиці А.14.

**А.3.3.6 Partial resistance factors ( $\gamma_R$ ) for slopes and overall stability**

(1)P For slopes and overall stability and verifications of structural (STR) and geotechnical (GEO) limit states a partial factor on ground resistance ( $\gamma_{R,e}$ ) shall be applied.

NOTE The value to be ascribed to  $\gamma_{R,e}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended value for the three sets R1, R2 and R3 is given in Table A.14.

**Таблиця А.14 Окремі коефіцієнти опору ( $\gamma_R$ ) для укосів і загальної стійкості**

Опір	Позначення	Група		
		R1	R2	R3
Опір ґрунту	$\gamma_{R,e}$	1,0	1,1	1,0

**А.4 Окремі коефіцієнти для перевірки граничного стану за гідравлічною підйомною силою (UPL)**

(1)P Для перевірки граничного стану за гідравлічною підйомною силою (UPL) для коефіцієнтів дій ( $\gamma_F$ ) слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

**А.4 Partial factors for uplift limit state (UPL) verifications**

(1)P For the verification of uplift limit state (UPL) the following partial factors on actions ( $\gamma_F$ ) shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$  для дестабілізуючих несприятливих постійних дій;
- $\gamma_{G;stb}$  для стабілізуючих несприятливих постійних дій;
- $\gamma_{Q;dst}$  для дестабілізуючих несприятливих тимчасових дій.

ПРИМІТКА. Величини  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  і  $\gamma_{Q;dst}$  для конкретної країни можуть бути надані в її Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані величини надані в таблиці А.15.

- $\gamma_{G;dst}$  on destabilising unfavourable permanent actions;
- $\gamma_{G;stb}$  on stabilising favourable permanent actions;
- $\gamma_{Q;dst}$  on destabilising unfavourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  and  $\gamma_{Q;dst}$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.15.

Таблиця А.15 – Окремі коефіцієнти для дій ( $\gamma_F$ )

Дія	Позначення	Величина
Постійна Несприятлива <sup>a</sup> Сприятлива <sup>b</sup>	$\gamma_{G;dst}$ $\gamma_{G;stb}$	1,0 0,9
Змінна Несприятлива <sup>a</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,5
<sup>a</sup> Дестабілізуюча <sup>b</sup> Стабілізуюча		

(2)P Для перевірки граничного стану за гідравлічною підйомною силою (UPL), коли враховується опір підйому, слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

- $\gamma_{\phi'}$  для тангенса кута внутрішнього тертя;
- $\gamma_{c'}$  для ефективного зчеплення;
- $\gamma_{cu}$  для недренованого зчеплення;
- $\gamma_{s;t}$  для опору палі на розтягування;
- $\gamma_a$  для опору анкерів.

ПРИМІТКА. Величини  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{s;t}$  і  $\gamma_a$  для конкретної країни можуть бути надані в її Національному додатку до цієї норми. Рекомендовані значення надані в Таблиці А.16.

(2)P For the verification of uplift limit state (UPL) the following partial factors shall be applied when including resistances:

- $\gamma_{\phi'}$  on the tangent of the angle of shearing resistance;
- $\gamma_{c'}$  on effective cohesion;
- $\gamma_{cu}$  on undrained shear strength;
- $\gamma_{s;t}$  on tensile pile resistance;
- $\gamma_a$  on anchorage resistance.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{\phi'}$ ,  $\gamma_{c'}$ ,  $\gamma_{cu}$ ,  $\gamma_{s;t}$ , and  $\gamma_a$  for use in a country may be found in its National annex to this standard. The recommended values are given in Table A.16.

Таблиця А.16 – Окремі коефіцієнти для параметрів ґрунту і опору

Параметр ґрунту	Позначення	Величина
Кут внутрішнього тертя <sup>a</sup>	$\gamma_{\phi'}$	1,25
Ефективне зчеплення	$\gamma_{c'}$	1,25
Недреноване зчеплення	$\gamma_{cu}$	1,40
Опір палі розтягуванню	$\gamma_{s;t}$	1,40
Опір анкера	$\gamma_a$	1,40
<sup>a</sup> Цей фактор застосовується для $\tan \phi'$		

#### А.5 Окремі коефіцієнти для перевірки граничного стану при гідравлічному підйомі (HYD)

(1)P Для перевірки граничного стану при гідравлічному підйомі (HYD) для коефіцієнтів дій ( $\gamma_F$ ), слід застосовувати наступні окремі коефіцієнти:

#### А.5 Partial factors for hydraulic heave limit state (HYD) verification

(1)P For the verification of hydraulic heave limit state (HYD) the following partial factors on actions ( $\gamma_F$ ) shall be applied:

- $\gamma_{G;dst}$  on destabilising unfavourable permanent actions;



- $\gamma_{G;dst}$  для дестабілізуючих несприятливих постійних дій;
- $\gamma_{G;stb}$  для стабілізуючих сприятливих постійних дій;
- $\gamma_{Q;dst}$  для дестабілізуючих несприятливих змінних дій.

ПРИМІТКА Величини  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  і  $\gamma_{Q;dst}$  для застосування в країні можуть бути закладені в Національному додатку до EN 1990:2002. Рекомендовані величини надані в таблиці А.17.

—  $\gamma_{G;stb}$  on stabilising favourable permanent actions;

—  $\gamma_{Q;dst}$  on destabilising unfavourable variable actions.

NOTE The values to be ascribed to  $\gamma_{G;dst}$ ,  $\gamma_{G;stb}$  and  $\gamma_{Q;dst}$  for use in a country may be found in its National annex to EN 1990:2002. The recommended values are given in Table A.17.

Таблиця А.17. Окремі коефіцієнти для дій ( $\gamma_F$ )

Дія	Позначення	Величина
Постійна Несприятлива <sup>a</sup>	$\gamma_{G;dst}$	1,35
Сприятлива <sup>b</sup>	$\gamma_{G;stb}$	0,90
Змінна Несприятлива <sup>a)</sup>	$\gamma_{Q;dst}$	1,50
<sup>a</sup> Дестабілізуюча <sup>b</sup> Стабілізуюча		

## Додаток В

(інформативний)

### Довідка щодо окремих коефіцієнтів для Проектних Підходів 1, 2 і 3

#### В.1 Загальні положення

(1) У 2.4.7.3.4 надані основи трьох Проектних Підходів для граничних станів типів STR і GEO для постійних і змінних ситуацій. Вони відрізняються способом розподілу окремих коефіцієнтів між діями, результатами дій, властивостями матеріалів і опором. Частково це обумовлено різними способами врахування погрешностей при моделюванні результатів дій і опору.

(2) У Проектному Підході 1 для усіх проектів потребуються, в принципі, перевірки для двох груп коефіцієнтів, застосованих у двох окремих визначеннях. Якщо ясно, що одна з цих груп є головною для проекту, то не обов'язково виконувати визначення для іншої групи.

В основному, коефіцієнти застосовуються до дій, а не для результатів дій, за виключенням одного з випадків, наведеного у (2.4.7.3.4.2(2)). У багатьох випадках коефіцієнти застосовуються до параметрів ґрунту, але для проектування паль і анкерів вони використовуються для опору.

(3) У Проектних Підходах 2 і 3 необхідне (обов'язкове) єдине визначення для кожної частини проекту, і спосіб, в який коефіцієнти застосовуються змінюється у відповідності з визначенням, що розглядається.

## Annex B

(informative)

### Background information on partial factors for Design Approaches 1, 2 and 3

#### B.1 General

(1) For limit state types STR and GEO in persistent and transient situations, three Design Approaches are outlined in 2.4.7.3.4. They differ in the way they distribute partial factors between actions, the effects of actions, material properties and resistances. In part, this is due to differing approaches to the way in which allowance is made for uncertainties in modeling the effects of actions and resistances.

(2) In Design Approach 1, for all designs, checks are, in principle, required for two sets of factors, applied in two separate calculations. Where it is obvious that one of these sets governs the design, it will not be necessary to carry out calculations for the other set.

Generally, factors are applied to actions, rather than to the effects of actions, though with one noted exception (2.4.7.3.2(2)). In many cases, factors are applied to ground parameters, but for the design of piles and anchors they are applied to resistances.

(3) In Design Approaches 2 and 3, a single calculation is required for each part of a design, and the way in which the factors are applied is varied according to the calculation considered.

(4) У Проектному Підході 2 коефіцієнти застосовуються або до дій чи результатів дій і до опору.

(5) У Проектному Підході 3 коефіцієнти застосовуються до дій чи результатів дій від споруди і до параметрів опору ґрунту (матеріалу).

## **В.2 Коефіцієнти дій і результатів дій**

(1) EN 1990:2002 вказують, що  $\gamma_f$  це окремий коефіцієнт для дій і береться з врахуванням можливості несприятливих відхилень величини дії від її характеристичної величини. Так само  $\gamma_{S;d}$  це окремий коефіцієнт, що береться з врахуванням невизначеності в моделюванні дій і в моделюванні результатів дій.

(2) EN 1990:2002 дозволяють  $\gamma_{S;d}$  і  $\gamma_f$  сполучати множенням в один коефіцієнт  $F_k$

$$\gamma_F = \gamma_{S;d} \gamma_f$$

(B.1)

(3) Різні підходи у EN 1997 потребують, щоб коефіцієнти застосовувалися або до дій, або до результатів дій. Оскільки вживання коефіцієнтів моделі  $\gamma_{S;d}$  для дій від ґрунту залишається виключенням і тому передане до національного рішення, то в геотехнічному проектуванні  $\gamma_F$  застосовується повсюди для простоти для дій і  $\gamma_E$  для результатів дій (дивись додаток А, таблиці А.1 і А.3).

*Це дозволяє національним організаціям вибирати альтернативні величини сполучення  $\gamma_{S;d}$  x  $\gamma_f$ .*

(4) Рівняння (2.6) включає  $X_k/\gamma_M$  у визначення дій оскільки властивості матеріалу ґрунту в деяких випадках можуть впливати на величини геотехнічних дій.

(5) У Проектному Підході 1 необхідні перевірки для двох сполучень груп коефіцієнтів, застосовуваних в двох окремих визначеннях.

У Сполученні 1 коефіцієнти не рівні 1 в основному застосовуються для дій, з коефіцієнтами рівними 1 до результатів дій. Так, в рівнянні (2.6) застосовується  $\gamma_F \neq 1$  і  $\gamma_E = 1$ .

Виключення з цього вказане у 2.4.7.3.2(2): у випадках, коли це буде фізично не обґрунтовано використання  $\gamma_F \neq 1$  (наприклад, резервуар з постійним рівнем рідини), тоді використовується  $\gamma_F = 1$  і  $\gamma_E \neq 1$ .

У Сполученні 2  $\gamma_E = 1$  використовується завжди, з  $\gamma_F \neq 1$  лише для змінних дій.

Так, виключаючи як вказано у 2.4.7.3.2(2),

(4) In Design Approach 2, factors are applied either to actions or the effects of actions and to resistances.

(5) In Design Approach 3, factors are applied to actions or the effects of actions from the structure and to ground strength (material) parameters.

## **B.2 Factors on actions and the effects of actions**

(1) EN 1990:2002 states that  $\gamma_f$  is a partial factor for an action and takes account of the possibility of unfavourable deviations of the action value from its characteristic value. Likewise  $\gamma_{S;d}$  is a partial factor taking account of uncertainties in modeling the actions and in modeling the effects of actions.

(2) EN 1990:2002 allows  $\gamma_{S;d}$  and  $\gamma_f$  to be combined into one factor multiplying  $F_k$ :

(3) The various approaches in EN 1997-1 require that factors be applied either to actions or the effects of actions. Since the use of model factors  $\gamma_{S;d}$  for actions from the ground will remain exceptional and is therefore left to national determination,  $\gamma_F$  is used throughout for simplicity for actions and  $\gamma_E$  for the effects of actions in geotechnical design (see Annex A, Tables A.1 and A.3).

This enables national authorities to select alternative values of the combination  $\gamma_{S;d}$  x  $\gamma_f$

(4) Equation (2.6) includes  $X_k / \gamma_M$  in the calculation of actions because ground material properties may affect the values of geotechnical actions in some cases.

(5) In Design Approach 1, checks are required for two combinations of sets of factors, applied in two separate calculations.

In Combination 1, factors unequal to 1 are generally applied to actions, with factors equal to 1 on the effects of actions. Thus  $\gamma_F \neq 1$  and  $\gamma_E = 1$  are applied in equation (2.6).

An exception to this is noted in 2.4.7.3.2(2): in cases where it would be physically unreasonable to apply  $\gamma_F \neq 1$  (example: tank with fixed fluid level), then  $\gamma_F = 1$  and  $\gamma_E \neq 1$  are used.

In Combination 2,  $\gamma_E = 1$  is always used, with  $\gamma_F \neq 1$  only for variable actions.

Thus, except as noted in 2.4.7.3.2(2), for

для Проектного Підходу 1, рівняння 2.6 приводиться до:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \lambda_M; a_d \right\} \quad (B.2)$$

Design Approach 1 equation (2.6) reduces to

(6) У Проектному Підході 2 необхідне (обов'язкове) єдине визначення для кожної частини проекту, і спосіб, в який коефіцієнти застосовуються або для дій або для результатів дій змінюється в залежності від визначення, що розглядається, і вибирається у відповідності до національних особливостей.

(6) In Design Approach 2, a single calculation is required for each part of a design, and the way in which the factors are applied either to actions or the effects of actions is varied according to the calculation considered and chosen according to national determination.

Застосовують або  $\gamma_E \neq 1$  і  $\gamma_F = 1$ , або  $\gamma_F \neq 1$  і  $\gamma_E = 1$ . Оскільки застосовується  $\gamma_M = 1$ , рівняння (2.6) зводиться до:

Either  $\gamma_E \neq 1$  and  $\gamma_F = 1$ , or  $\gamma_F \neq 1$  and  $\gamma_E = 1$  are applied. Since  $\gamma_M = 1$  is used, equation (2.6) reduces to:

$$E_d = \gamma_E \cdot E \left\{ F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (B.3.1)$$

або

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \right\} \quad (B.3.2)$$

(7) У Проектному Підході 3 необхідне (обов'язкове) єдине визначення. Проте в цьому Проектному Підході робиться відмінність між діями  $F_{rep}$  від конструкції і діями від або через ґрунт, які визначаються від  $X_k$ . Застосовують або  $\gamma_E \neq 1$  і  $\gamma_F = 1$  або  $\gamma_E = 1$  і  $\gamma_F \neq 1$ . Таким чином рівняння (2.6) стає:

(7) In Design Approach 3, a single calculation is required. However, in this Design Approach a difference is made between actions  $F_{rep}$  from the structure and actions from or through the ground calculated from  $X_k$ . Either  $\gamma_E \neq 1$  and  $\gamma_F = 1$  or  $\gamma_E = 1$  and  $\gamma_F \neq 1$  are applied. Thus equation (2.6) remains:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep} / \gamma_M; a_d \right\} \quad (B.4.1)$$

або

$$E_d = \gamma_E E \left\{ F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \right\} \quad (B.4.2)$$

### B.3 Коефіцієнти для опору матеріалу і опору

(1) Рівняння (6.6) EN 1990:2002 і рівняння (2.7) EN 1990 рівнозначні:

### B.3 Factors on material strengths and resistances

(1) Equation (6.6) of EN 1990:2002 and equation (2.7) of EN 1997-1 are equivalent:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \left\{ X_{id}; a_d \right\} = \frac{1}{\gamma_{R;d}} R \left\{ \eta_i \frac{X_{i;k}}{\gamma_{m;i}}; a_d \right\} \quad (\text{EN 1990:2002, рівняння 6.6}) \quad (B.5.1)$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\}, \quad (\text{EN 1997-1, рівняння 2.7}) \quad (B.5.2)$$

(2) Слід зазначити, що рівняння (2.7) EN 1997-1 включає  $\gamma_F F_{rep}$ , у визначення проектного опору оскільки амплітуди дій

(2) Note that EN 1997-1, equation (2.7), includes  $\gamma_F F_{rep}$  in the calculation of design resistances because the magnitudes of actions

можуть впливати на величини геотехнічного опору в деяких випадках, наприклад, несучу здатність фундаменту мілкого закладання.

(3) У EN 1997-1 величина коефіцієнта перетворення  $\eta$  береться рівною 1,0 оскільки характеристики опору матеріалу визначені як відповідні конкретним умовам, тому включають  $\eta$  в характеристичну величину.

(4) Різні підходи цієї норми вимагають, щоб коефіцієнти застосовувались або для опору (міцності) матеріалів ( $X$ ) або для опору ( $R$ ). Ці коефіцієнти у різний спосіб комбінують функції коефіцієнтів матеріалів  $\gamma_m$ , і коефіцієнтів моделі опору (міцності) ( $\gamma_{R;d}$ ). Для спрощення коефіцієнти застосовувані для опору матеріалів ( $X$ ) позначаються ( $\gamma_M$ ) і коефіцієнти застосовувані для опору ( $R$ ) позначаються ( $\gamma_R$ ).

(5) У Проектному Підході 1 перевірки потрібні для сполучень груп коефіцієнтів для двох окремих визначень.

У Сполученні 1 коефіцієнти рівні 1 застосовують для опору (міцності) матеріалу і опорів. Тому в рівнянні (2.7)  $\gamma_M = \gamma_R = 1$ .

У Сполученні 2 за винятком паль і анкерів  $\gamma_M > 1$ ,  $\gamma_R = 1$ .

Тому у більшості випадків Проектний Підхід 1 сприймає (адаптований до) рівняння (2.7a).

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (B.6.1.1)$$

Проте, в Сполученні 2 для паль і анкерів в рівнянні (2.7) застосовуються  $\gamma_M = 1$  і  $\gamma_R > 1$ :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.1.2)$$

(6) У Проектному Підході 2 коефіцієнти, рівні 1, зазвичай застосовуються для опорів (міцності) матеріалу з коефіцієнтами більше 1 застосовуваних до опорів. Тому в рівнянні (2.7b) застосовуються  $\gamma_M = 1$ ;  $\gamma_R > 1$ :

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.2.1)$$

Коли  $\gamma_F = 1$  також використовується, рівняння (2.7b) застосовується у формі:

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \{ F_{rep}; X_k; a_d \} \quad (B.6.2.2)$$

(7) У Проектному Підході 3 зазвичай застосовується  $\gamma_M > 1$  і  $\gamma_R = 1$ . Рівняння (2.7a) застосовується таким чином:

may affect the values of geotechnical resistances in some cases, e.g. bearing capacity of a shallow foundation.

(3) The value of the conversion factor  $\eta$  is taken to be 1,0 in EN 1997-1 because the characteristic material strengths are defined to be those relevant to the field situation, thereby including  $\eta$  in the characteristic value.

(4) The various approaches in this standard require that factors be applied either to material strengths ( $X$ ) or to resistances ( $R$ ). These factors combine the roles of the material factors  $\gamma_m$  and the resistance model factors ( $\gamma_{R;d}$ ) in various ways. For simplicity, the factors applied to material strengths ( $X$ ) are denoted ( $\gamma_M$ ), and the factors applied to resistances ( $R$ ) are denoted  $\gamma_R$ .

(5) In Design Approach 1, checks are required for combinations of sets of factors for two separate calculations.

In Combination 1, factors equal to 1 are applied to material strength and resistances. Thus  $\gamma_M = \gamma_R = 1$  in equation (2.7).

In Combination 2, except for piles and anchorages,  $\gamma_M > 1$ ,  $\gamma_R = 1$ .

Thus in most cases Design Approach 1 adopts Equation (2.7a):

But, in Combination 2 for piles and anchors,  $\gamma_M = 1$  and  $\gamma_R > 1$  are used in equation (2.7b):

(6) In Design Approach 2, factors equal to 1 are generally applied to material strengths, with factors greater than 1 applied to resistances.

Thus  $\gamma_M = 1$ ;  $\gamma_R > 1$  are used in equation (2.7b):

When  $\gamma_F = 1$  is also used, equation (2.7b) is used under the form:

(7) In Design Approach 3,  $\gamma_M > 1$  and  $\gamma_R = 1$  are generally applied. Equation (2.7a) is used thus:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} \quad (B.6.3.1)$$

Але вказано, що інколи є також необхідність узяти  $\gamma_R > 1$  (наприклад, для розтягваних палей), тоді рівняння (2.7a) застосовується таким чином:

$$R_d = R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \} / \gamma_R \quad (B.6.3.2)$$

But, note that sometimes there is also a need to have  $\gamma_R > 1$  (piles in tension, for example), so that equation. (2.7a) is used thus:

## Додаток С

(інформативний)

**Зразки методик для визначення граничних величин тиску ґрунту на вертикальні стіни**

### С.1 Граничні величини тиску ґрунту

(1) Граничні величини тиску ґрунту на вертикальну стіну викликані об'ємною вагою ґрунту  $\gamma$ , постійним (однорідним) вертикальним навантаженням поверхні ( $q$ ) і зчеплення ґрунту ( $c$ ) повинні визначатись таким чином:  
- активний граничний стан:

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q] - 2c \sqrt{K_a}$$

$$\tau_a(z) = \sigma_a \operatorname{tg} \delta + a \text{ (позитивне в разі переміщення ґрунту вниз)} \quad (C.1)$$

- пасивний граничний стан:

$$\sigma_p(z) = K_p [\gamma \cdot z + q] + 2c \sqrt{K_p}$$

$$\tau_p(z) = \sigma_p \operatorname{tg} \delta + a \text{ (позитивне в разі переміщення ґрунту вгору)} \quad (C.2)$$

де:

$a$  зчеплення (між ґрунтом і стіною)  
 $c$  зчеплення ґрунту  
 $K_a$  коефіцієнт горизонтального активного тиску ґрунту  
 $K_p$  коефіцієнт горизонтального пасивного тиску ґрунту  
 $q$  вертикальне навантаження на поверхні

$z$  відстань униз лицьової поверхні стіни  
 $\beta$  кут нахилу ґрунту за стіною (вгору позитивний)  
 $\delta$  кут опору тертю між ґрунтом і стіною

$\gamma$  об'ємна вага утримуваного ґрунту  
 $\sigma_a(z)$  напруження, нормальне до стіни на глибині  $z$  (активний граничний стан)  
 $\sigma_p(z)$  напруження, нормальне до стіни на глибині  $z$  (пасивний граничний стан)  
 $\tau_a(z)$  напруження дотичне до стіни на глибині  $z$  (активний граничний стан)  
 $\tau_p(z)$  напруження дотичне до стіни на глибині  $z$  (пасивний граничний стан).

(2) Рівняння (C.1) і (C.2) можуть бути застосовані у відповідних випадках як для повного так і для ефективного напруження, як підходить.

## Annex C

(informative)

**Sample procedures to determine limit values of earth pressures on vertical walls**

### C.1 Limit values of earth pressure

(1) The limit values of earth pressure on a vertical wall, caused by weight density  $\gamma$ , uniform vertical surface load ( $q$ ) and ground cohesion ( $c$ ) should be calculated as follows:  
— active limit state:

— passive limit state:

where:

$a$  is the adhesion (between ground and wall)  
 $c$  is the ground cohesion  
 $K_a$  the coefficient of horizontal active earth pressure  
 $K_p$  the coefficient of horizontal passive earth pressure  
 $q$  the vertical surface load  
 $z$  the distance down the face of the wall  
 $\beta$  the slope angle of the ground behind the wall (upward positive)  
 $\delta$  the angle of shearing resistance between ground and wall  
 $\gamma$  weight density of retained ground  
 $\sigma_a(z)$  the stress normal to the wall at depth  $z$  (active limit state)  
 $\sigma_p(z)$  the stress normal to the wall at depth  $z$  (passive limit state)  
 $\tau_a(z)$  the stress tangential to the wall at depth  $z$  (active limit state)  
 $\tau_p(z)$  the stress tangential to the wall at depth  $z$  (passive limit state)

(2) Equations (C.1) and (C.2) may be applied, either in terms of total or effective stress, as appropriate.



(3) Величини коефіцієнтів тиску ґрунту можуть бути взяті з рисунків С.1.1 до С.1.4 для  $K_a$  і С.2.1 по С.2.4 для  $K_p$ . Вони приймаються з наближеннями в сторону безпеки.

(4) Як альтернативна, може бути застосована числова методика, описана в С.2.

(5) Для шаруватих ґрунтів коефіцієнти  $K$ , як правило, визначається параметрами опору зсуву тільки на глибині  $z$  незалежно від величин на інших глибинах.

(6) Проміжні величини активного тиску ґрунту між станом спокою і граничним станом можуть бути отримані лінійною інтерполяцією.

(7) Проміжні величини пасивного тиску ґрунту між станом спокою і граничним станом можуть бути отримані параболічною інтерполяцією, як показано на рисунку С. 3.

(3) Values of the earth pressure coefficients may be taken from figures C.1.1 to C.1.4 for  $K_a$  and C.2.1 to C.2.4 for  $K_p$ . They are approximately on the safe side.

(4) Alternatively, the numerical procedure described in C.2 may be used.

(5) In layered soils, the coefficients  $K$  should normally be determined by the shear strength parameters at depth  $z$  only, independent of the values at other depths.

(6) Intermediate values of active earth pressure between the rest state and the limit state may be obtained by linear interpolation.

(7) Intermediate values of passive earth pressure between the rest state and the limit state may be obtained by parabolic interpolation as shown in figure C.3.

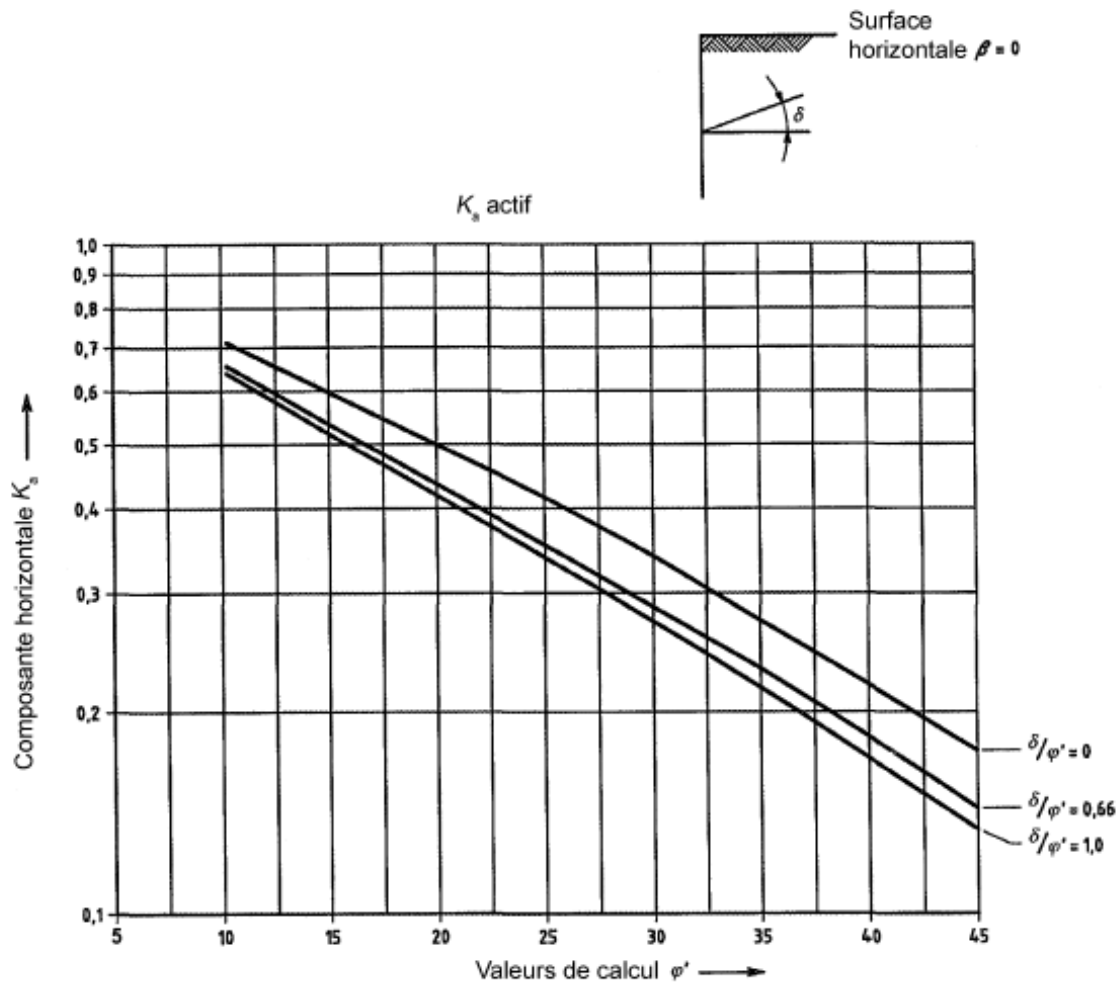


Рисунок С.1.1 – Коефіцієнт  $K_a$  активного тиску ґрунту з горизонтальною утримуваною поверхнею ( $\beta = 0$ )

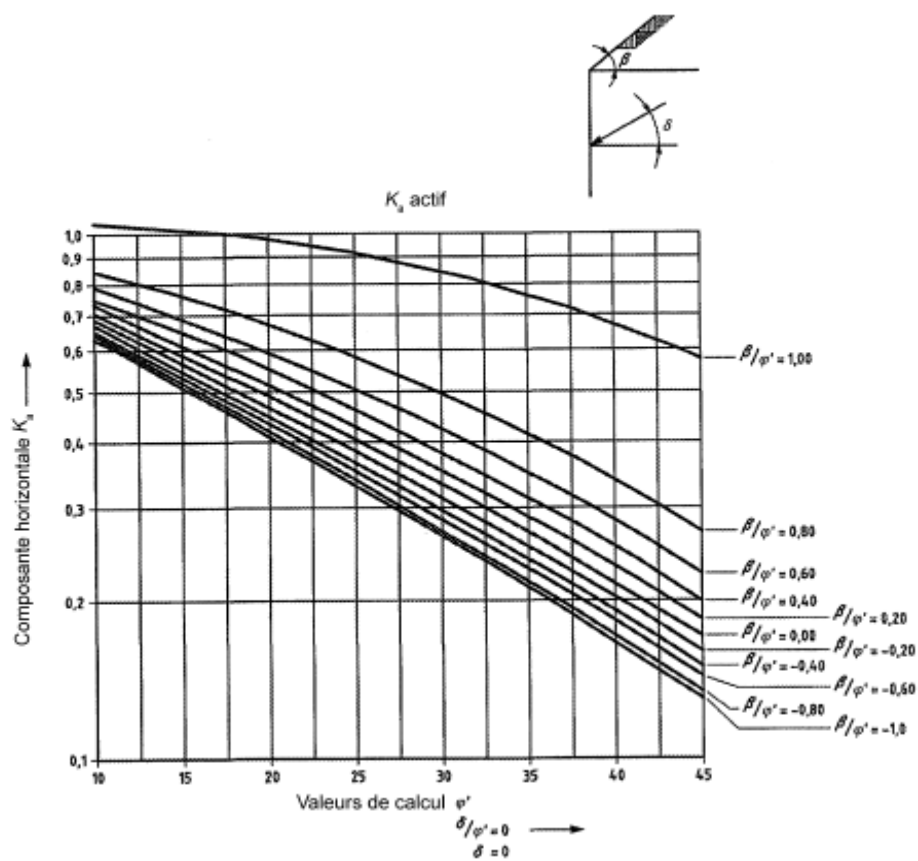


Рисунок С.1.2 – Коефіцієнт  $K_a$  активного тиску ґрунту: з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\varphi' = 0$  і  $\delta = 0$ )

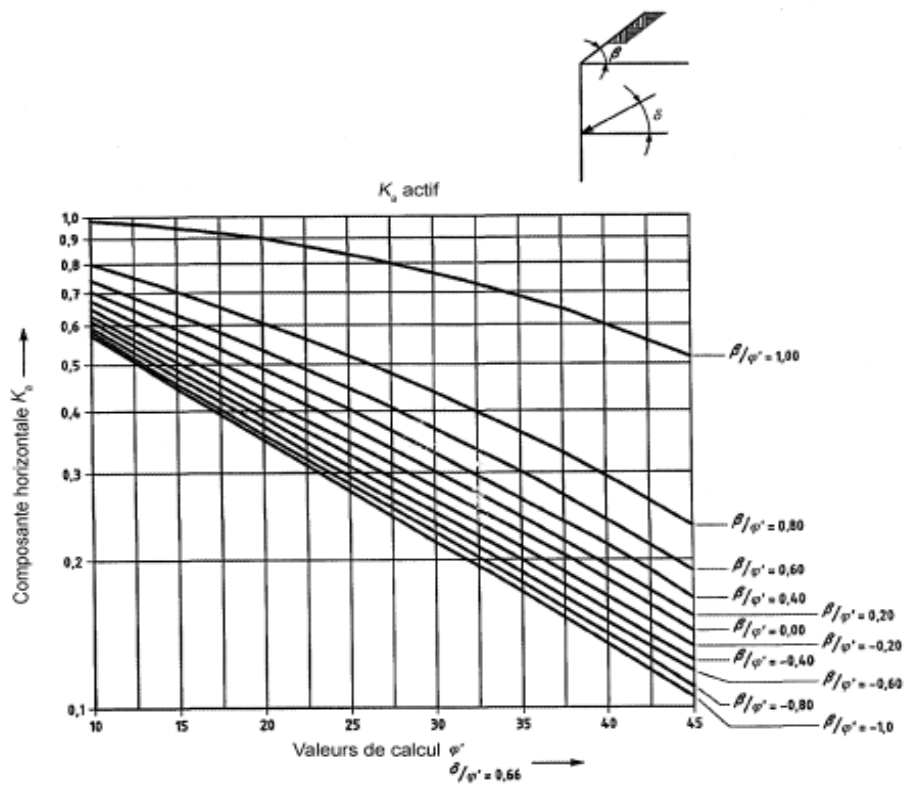


Рисунок С.1.3 – Коефіцієнт  $K_a$  активного тиску: з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\varphi' = 0,66$ )

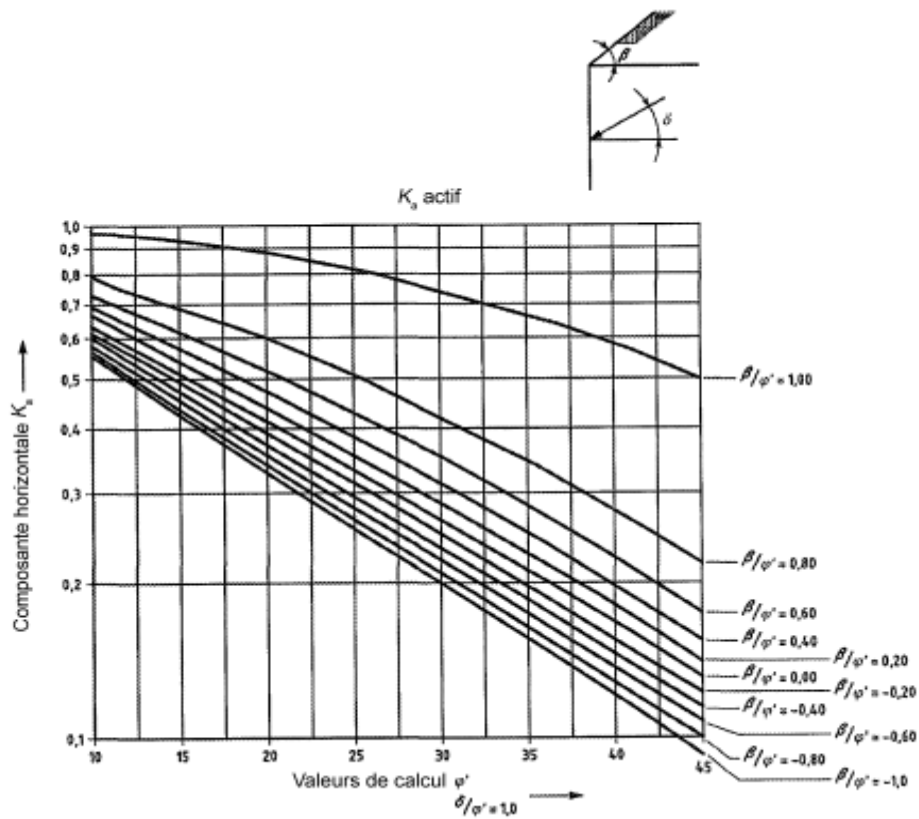


Рисунок С.1.4 – Коефіцієнт  $K_a$  активного тиску ґрунту: з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\varphi' = 1$ )

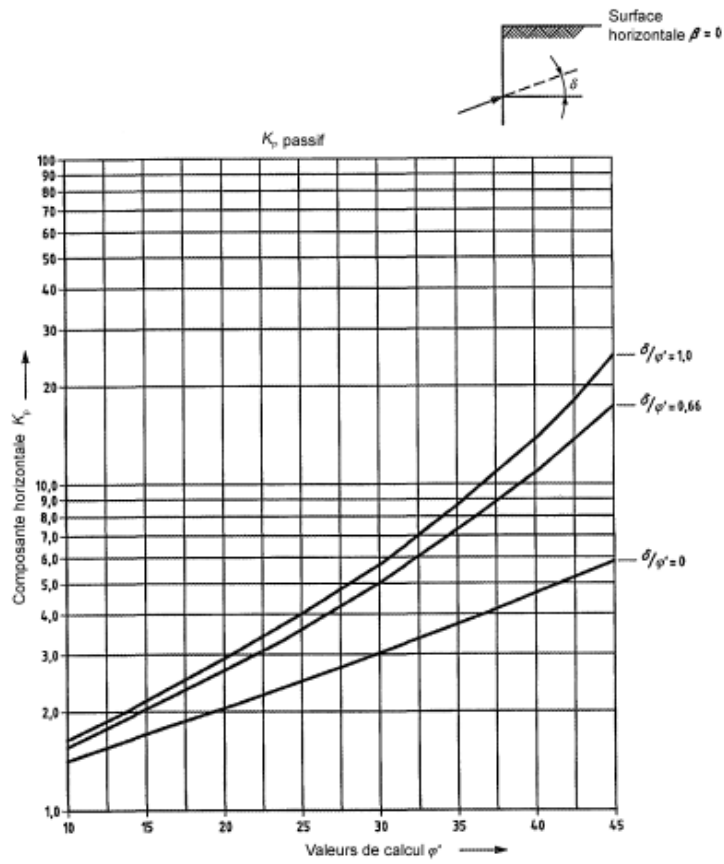


Рисунок С.2.1 – Коэффициент  $K_p$  пассивного тиску ґрунту: з горизонтальною утримуваною поверхнею ( $\beta = 0$ )

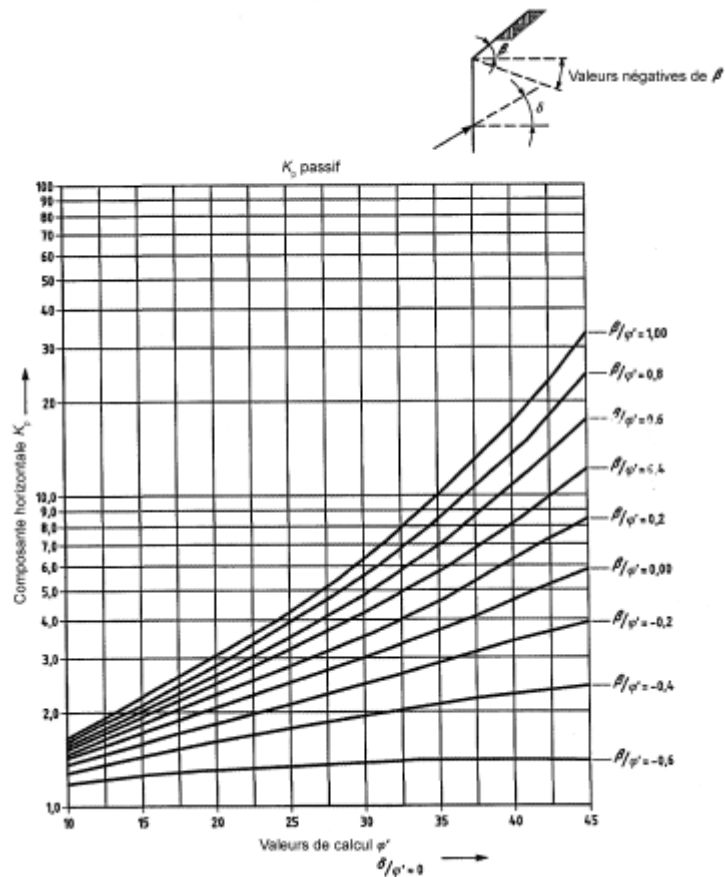


Рисунок С.2.2 – Коэффициент  $K_p$  пассивного тиску ґрунту:  
з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\varphi' = 0$  і  $\delta = 0$ )

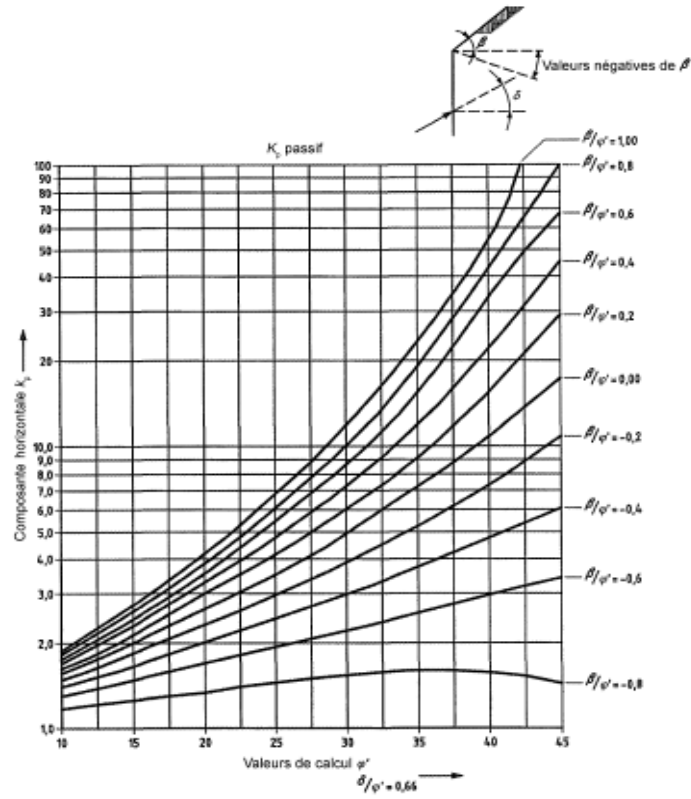


Рисунок С.2.3 – Коэффициент  $K_p$  пассивного тиску ґрунту:  
з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\varphi' = 0,66$ )



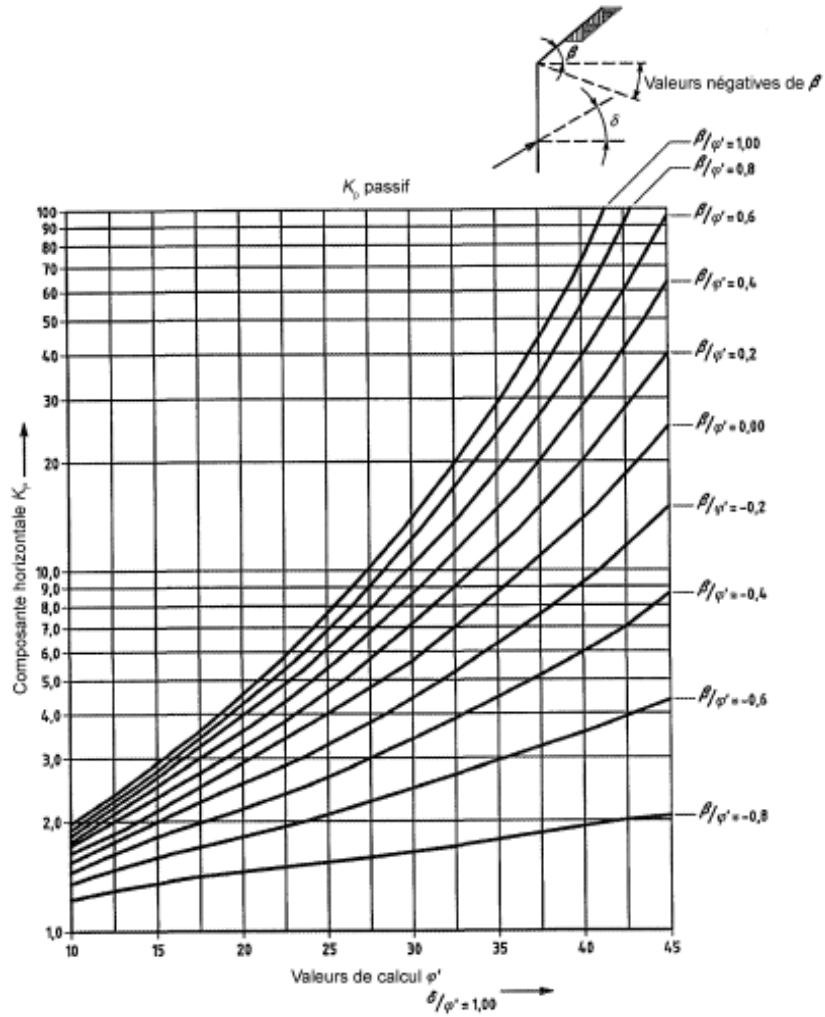


Рисунок С.2.4 – Коефіцієнт  $K_p$  пасивного тиску ґрунту: з нахилом утримуваної поверхні ( $\delta/\phi' = 1$ )

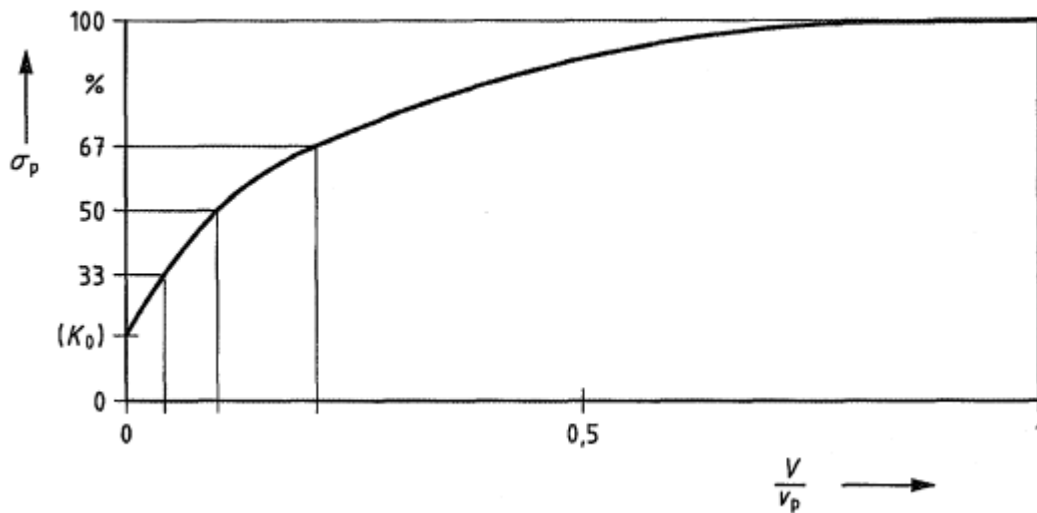


Рисунок С.3 – Розвиток пасивного тиску незв'язного ґрунту у залежності від відносних переміщення стіни  $v/v_p$  ( $v_p$ : зміщення при повній мобілізації пасивного тиску ґрунту)

## C.2 Числова методика для отримання пасивного тиску

(1) Наступна методика, яка включає надійне наближення у бік безпеки, може бути застосовна в усіх випадках.

(2) Методика сформульована для пасивного тиску з параметрами опору (представленими позначеннями  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$ ,  $a$ ), що вставляються як позитивні величини, дивись Рисунок C.4.

(3) Наступні позначення застосовуються у доповнення до вказаних в 1.6:

$K_c$  коефіцієнт зчеплення

$K_n$  коефіцієнт для нормального навантаження на поверхні

$K_q$  коефіцієнт для вертикального навантаження

$K_\gamma$  коефіцієнт для ваги ґрунту

$m_t$  кут між лінією поверхні ґрунту, направленою від стіни, і дотичною до лінії ковзання, яка обмежує зміщувану ґрунтову масу направлену за межі поверхні ґрунту

$m_w$  кут між нормаллю (перпендикуляром) до стіни і дотичною до лінії ковзання направленою від задньої поверхні стіни; позитивний, коли дотична направлена вгору позаду стіни

$\beta$  кут між горизонталлю і лінією поверхні ґрунту; позитивний, коли поверхня ґрунту направлена уверх від стіни;

$\theta$  кут між вертикаллю і поверхнею стіни; позитивний, коли ґрунт налягає на стіну

$\nu$  кручення (кут повороту) уздовж зовнішньої лінії ковзання, позитивне, коли масив ґрунту над цією лінією ковзання має опуклу форму

$q$  загальний рівномірний додатковий (тимчасовий) тиск на одиницю фактично існуючої поверхні

$p$  вертикальний рівномірний додатковий (тимчасовий) тиск на одиницю горизонтальної проекції.

## C.2 Numerical procedure for obtaining passive pressures

(1) The following procedure, which includes certain approximations on the safe side, may be used in all cases.

(2) The procedure is stated for passive pressures with the strength parameters (represented in the following by  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$ ,  $a$ ) inserted as positive values, see Figure C.4.

(3) The following symbols are used in addition to those in 1.6.

$K_c$  coefficient for cohesion

$K_n$  coefficient for normal loading on the surface

$K_q$  coefficient for vertical loading

$K_\gamma$  coefficient for the soil weight

$m_t$  is the angle from the soil surface direction, pointing away from the wall, to the tangent direction of the intersecting slip line that bounds the moving soil mass, pointing out from the soil surface

$m_w$  is the angle from the wall normal to the tangent direction at the wall of the exterior slip line, positive when the tangent points upwards behind the wall

$\beta$  is the angle from the horizontal to the soil surface direction, positive when the soil surface rises away from the wall

$\theta$  is the angle between the vertical and the wall direction, positive when the soil overhangs the wall.

$\nu$  is the tangent rotation along the exterior slip line, positive when the soil mass above this slip line is of a convex shape

$q$  is a general uniform surcharge pressure, per area unit of the actual surface

$p$  is a vertical uniform surcharge pressure, per area unit in a horizontal projection

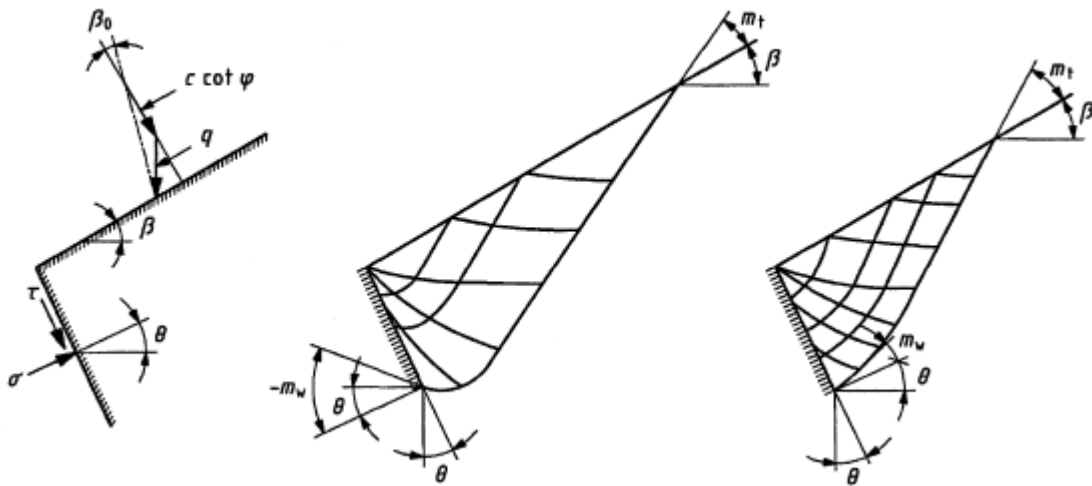


Рисунок С.4 – Визначення стосовно стіни і засипки укосу підпірної стіни, тимчасові навантаження і геометрія поверхні ковзання

(4) Інтерфейс (співвідношення) параметрів  $\delta$  і  $a$  вибирається так, щоб:

$$\frac{a}{c} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \varphi}$$

(5) Погранична умова на поверхні ґрунту включає  $\beta_0$ , який є кутом падіння еквівалентного поверхневого навантаження. З цієї концепції кут визначається з векторної суми двох складових:

- фактичного розподілення поверхневого навантаження  $q$ , рівномірно розподіленого, постійного але не обов'язково вертикального, і;
- $c \operatorname{ctg} \varphi$ , діючого як нормальне навантаження.

Кут  $\beta_0$  позитивний, коли дотична складова  $q$  направлена до стінки, тоді як нормальна (перпендикулярна) складова направлена до ґрунту. Якщо  $c = 0$ , тоді як поверхневе навантаження вертикальне або нульове і для всіх активних тисків взагалі  $\beta_0 = \beta$ .

(6) Кут  $m_t$  визначається пограничною умовою на поверхні ґрунту:

(4) The interface parameters  $\delta$  and  $a$  must be chosen so that:

(5) The boundary condition at the soil surface involves  $\beta_0$ , which is the angle of incidence of an equivalent surface load. With this concept the angle is defined from the vectorial sum of two terms:

- the actual distributed surface loading  $q$ , per unit of surface area, uniform but not necessarily vertical, and;
- $c \operatorname{ctg} \varphi$  acting as normal load.

The angle  $\beta_0$  is positive when the tangential component of  $q$  points toward the wall while the normal component is directed toward the soil. If  $c = 0$  while the surface load is vertical or zero, and for active pressures generally,  $\beta_0 = \beta$ .

(6) The angle  $m_t$  is determined by the boundary condition at the soil surface:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -\frac{\sin \beta_0}{\sin \varphi} \quad (\text{C.3})$$

(7) Погранична умова у стіни визначається  $m_w$  з:

(7) The boundary condition at the wall determines  $m_w$  by:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \quad (C.4)$$

Кут  $m_w$  негативний для пасивних тисків ( $\varphi > 0$ ), якщо відношення  $\sin \delta / \sin \varphi$  достатньо велике.

(8) Повне кручення (кут повороту) уздовж зовнішньої лінії ковзання зміщеної ґрунтової маси, визначається кутом  $\nu$ , який отримують з вираження:

The angle  $m_w$  is negative for passive pressures ( $\varphi > 0$ ) if the ratio  $\sin \delta / \sin \varphi$  is sufficiently large.

(8) The total tangent rotation along the exterior slip line of the moving soil mass, is determined by the angle  $\nu$  to be computed by the expression:

$$\nu = m_t + \beta - m_w - \theta \quad (C.5)$$

(9) Коефіцієнт  $K_n$  для нормального (перпендикулярного) навантаження на поверхні (тобто нормального тиску ґрунту на стіну від одиничного тиску нормального до поверхні) в такому випадку визначається за наступним вираженням, в якому  $\nu$  включається в радіанах:

(9) The coefficient  $K_n$  for normal loading on the surface (i.e. the normal earth pressure on the wall from a unit pressure normal to the surface) is then determined by the following expression in which  $\nu$  is to be inserted in radians:

$$K_n = \frac{1 + \sin \varphi \sin(2m_w + \varphi)}{1 - \sin \varphi \sin(2m_t + \varphi)} \exp(2\nu \tan \varphi) \quad (C.6)$$

(10) Коефіцієнт для вертикального навантаження на поверхні силою, що приходить на одиницю проекції горизонтальної площини,  $\epsilon$ :

10) The coefficient for a vertical loading on the surface force per unit of horizontal area projection, is:

$$K_q = K_n \cos^2 \beta \quad (C.7)$$

$i$  коефіцієнт для вираження зчеплення  $\epsilon$ :

and the coefficient for the cohesion term is:

$$K_c = (K_n - 1) \operatorname{ctg} \varphi \quad (C.8)$$

(11) Для ваги ґрунту наближене вираження  $\epsilon$ :

11) For the soil weight an approximate expression is:

$$K_y = K_n \cos \beta \cos(\beta - \theta) \quad (C.9)$$

Цей вираз  $\epsilon$  з боку безпеки. Тоді як погрішність не дуже велика для величин активного тиску, вона може бути значною для пасивного тиску з позитивною величиною  $\beta$ .

Для  $\varphi = 0$  наступні граничні величини знаходяться:

This expression is on the safe side. While the error is unimportant for active pressures it may be considerable for passive pressures with positive values of  $\beta$ .

For  $\varphi = 0$  the following limit values are found:

$$\cos 2m_t = - (p/c) \sin \beta \cos \beta$$

$$\cos 2m_w = \frac{a}{c};$$

$$K_q = \cos^2 \beta;$$

$$K_c = 2\nu + \sin 2m_t + \sin 2m_w;$$

(з  $v$  в радіанах), тоді як для  $K_\gamma$  ( $\varphi=0$ ) краще наближення є:

$$K_\gamma = \cos\theta + \frac{\sin\beta \cos m_w}{\sin m_i} \quad (\text{C.10})$$

(12) Для активного тиску цей алгоритм використовується з наступними змінами:

- параметри опору  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$  і  $a$  вводяться як негативні величини;

- величина кута падіння еквівалентного поверхневого навантаження  $\beta_0$  є  $\beta$ , в основному, через наближення, що використовуються для  $K_\gamma$ .

(13) Як для пасивного так і для активного тисків метод допускає, що кут опуклості буде позитивний ( $v \geq 0$ ).

(14) Якщо ця умова не виконується (навіть приблизно), наприклад, для гладкої стіни і достатньо нахилена поверхня ґрунту, коли  $\beta$  і  $\vartheta$  мають протилежні знаки, може бути необхідним розглянути застосування інших методів. Те ж може бути також у випадку, коли розглядаються не регулярні поверхневі навантаження.

### C.3 Переміщення, що мобілізують граничні тиски ґрунту

(1) Повинно бути розглянуте переміщення, необхідне для розвитку активного граничного стану в незв'язному ґрунті за вертикальною стіною, що утримує (зберігає) горизонталь ґрунту. Діапазон цього переміщення залежить від типу переміщення стіни і щільності ґрунту. Таблиця C.1 дає порядок діапазону відношення  $v_a/h$ .

(2) Слід брати до уваги той факт, що переміщення необхідні для розвитку пасивного граничного стану тиску ґрунту в незв'язному ґрунті за вертикальною стіною, що утримує (зберігає) горизонталь ґрунту, набагато більше чим для активного граничного стану тиску ґрунту. Таблиці C.2 дає порядок діапазону відношення  $v_p/h$  для повного пасивного тиску ґрунту, в дужках для половини граничної величини.

(3) Переміщення, приведені в таблиці C.2 повинні бути помножені на коефіцієнти від 1,5 до 2,0, якщо розглядається ґрунт нижче за рівень води.

(with  $v$  in radians, while for  $K_\gamma$  ( $\varphi=0$ ), a better approximation is:

(12) For active pressures the same algorithm is used, with the following changes:

— The strength parameters  $\varphi$ ,  $c$ ,  $\delta$  and  $a$  are inserted as negative values;

— The value of the angle of incidence of the equivalent surface load  $\beta_0$  is  $\beta$ , mainly because

of the approximations used for  $K_\gamma$ .

(13) Both for passive and active pressures, the procedure assumes the angle of convexity to be positive ( $v \geq 0$ ).

(14) If this condition is not (even approximately) fulfilled, e.g. for a smooth wall and a sufficiently sloping soil surface when  $\beta$  and  $\vartheta$  have opposite signs, it may be necessary to consider using other methods. This may also be the case when irregular surface loads are considered.

### C.3 Movements to mobilise limit earth pressures


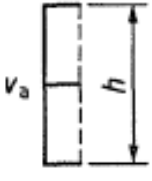

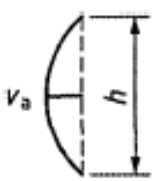
(1) The movement needed for development of an active limit state in non-cohesive soil behind a vertical wall retaining horizontal ground should be considered. The magnitude of this movement depends on the kind of wall movement and the density of the soil. Table C.1 gives the order of magnitude of the ratio  $v_a/h$ .

(2) Account should be taken of the fact that movement needed for development of a passive limit state earth pressure in non-cohesive soil behind a vertical wall retaining horizontal ground is much larger than for the active limit state earth pressure. Table C.2 gives the order of magnitude of the ratio  $v_p/h$  for the full passive earth pressure and, in brackets, for half of the limit value.

(3) The movement ratios in Table C.2 should be increased by a factor of 1,5 to 2,0 if ground below the water table is considered.



Tableau C.1 — Rapport  $v_a/h$

Type de mouvement du mur		$v_a/h$ sol lâche %	$v_a/h$ sol dense %
a)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2
b)		0,2	0,05 à 0,1
c)		0,8 à 1,0	0,2 à 0,5
d)		0,4 à 0,5	0,1 à 0,2
<p>Définitions</p> <p><math>v_a</math> est le mouvement du mur nécessaire pour mobiliser la poussée des terres ;</p> <p><math>h</math> est la hauteur du mur.</p>			

Надписи до таблиці С.1

Таблиця С.1 - Відношення  $v_a/h$

**ЗВЕРХУ**

Вид переміщення стіни

$v_a/h$

пухкого ґрунту

$v_a/h$

щільного ґрунту


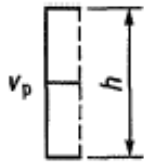

**ВНИЗУ**

де:

$v_a$  рух стіни, що мобілізує активний тиск ґрунту;

$h$  висота стіни.

Tableau C.2 — Valeurs du rapport  $v_p/h$

Type de mouvement du mur		$v_p/h$ sol lâche %	$v_p/h$ sol dense %
a)		7 (1,5) à 25 (4,0)	5 (1,1) à 10 (2,0)
b)		5 (0,9) à 10 (1,5)	3 (0,5) à 6 (1,0)
c)		6 (1,0) à 15 (1,5)	5 (0,5) à 6 (1,3)
<p>Définitions</p> <p><math>V_p</math> est le mouvement du mur nécessaire pour mobiliser la butée des terres ;  <math>h</math> est la hauteur du mur.</p>			

Надписи до таблиці С.2.

Таблиця С.2 - Величини відношення  $v_p/h$

Вверху:

Вид переміщення стінки  $v_p/h$   $v_p/h$   
 пухкого ґрунту щільного ґрунту

Внизу:

Де

$v_p$  рух стіни, що мобілізує пасивний тиск ґрунту;

$h$  висота стіни

## Додаток D

(інформативний)

### Приклад аналітичного методу для визначення несучої здатності ґрунту

#### D.1 Позначення, вживані в Додатку D

(1) У додатку D використовуються наступні позначення:

$A' = B' \cdot L'$  проектна (розрахункова) ефективна площа фундаменту;

$b$  проектні (розрахункові) величини коефіцієнтів для нахиленої основи (фундаменту) з нижніми індексами  $c$ ,  $q$  і  $\gamma$ ;

$B$  ширина фундаменту;

$B'$  ефективна ширина фундаменту;

$D$  глибина закладання;

$e$  ексцентриситет результуючої дії з нижніми індексами  $B$  і  $L$ ;

$I$  коефіцієнти нахилу навантаження з нижніми індексами: зчеплення  $c$ , тимчасового навантаження  $q$ , об'ємної ваги  $\gamma$ ;

$L$  довжина фундаменту;

$L'$  ефективна довжина фундаменту;

$m$  показник ступеню у формулах для коефіцієнта нахилу  $i$ ;

$N$  коефіцієнти несучої здатності з нижніми індексами для  $c$ ,  $q$  і  $\gamma$ ;

$q$  тиск додаткового (пригрузки) або тимчасового навантаження на рівні основи фундаменту;

$q'$  проектний (розрахунковий) ефективний тиск пригрузки на рівні основи фундаменту;

$s$  коефіцієнти форми основи фундаменту з нижніми індексами для  $c$ ,  $q$  і  $\gamma$ ;

$V$  вертикальне навантаження;

$\alpha$  нахил основи фундаменту до горизонталі;

$\gamma'$  проектна (розрахункова) ефективна об'ємної ваги ґрунту нижче рівня фундаменту

$\theta$  кут наряду  $H$ .

(2) Умовні позначення, застосовувані в цьому методі, надані на Рисунку D.1.

#### D.2 Загальні положення

(1) Можуть бути використані апроксимуючі (наближені) рівняння для проектної вертикальної несучої здатності, виведені з теорії пластичності і результатів експериментів. Необхідно враховувати (приймати до уваги) для дій наступне:

- міцність ґрунту, зазвичай представлену проектними величинами  $c_u$ ,  $c'$  і  $\varphi'$ ;
- ексцентриситет і нахил проектних навантажень;
- форму, глибину і нахил фундаменту;
- кут нахилу поверхні ґрунту;
- тиск ґрунтових вод і гідравлічні градієнти;
- неоднорідність ґрунту, особливо

## Annex D

(informative)

### A sample analytical method for bearing resistance calculation

#### D.1 Symbols used in Annex D

(1) The following symbols are used in Annex D

$A' = B' \cdot L'$  the design effective foundation area  $b$  the design values of the factors for the inclination of the base, with subscripts  $c$ ,  $q$  and  $\gamma$

$B$  the foundation width

$B'$  the effective foundation width

$D$  the embedment depth

$e$  the eccentricity of the resultant action, with subscripts  $B$  and  $L$

$I$  the inclination factors of the load, with subscripts cohesion  $c$ , surcharge  $q$  weight density  $\gamma$

$L$  the foundation length

$L'$  the effective foundation length

$m$  exponent in formulas for the inclination factor  $i$

$N$  the bearing capacity factors, with subscripts for  $c$ ,  $q$  and  $\gamma$

$q$  overburden or surcharge pressure at the level of the foundation base

$q'$  the design effective overburden pressure at the level of the foundation base

$s$  the shape factors of the foundation base, with subscripts for  $c$ ,  $q$  and  $\gamma$

$V$  the vertical load

$\alpha$  the inclination of the foundation base to the horizontal

$\gamma'$  the design effective weight density of the soil below the foundation level

$\theta$  direction angle of  $H$

(2) The notations used in this method are given in Figure D.1.

#### D.2 General

(1) Approximate equations for the design vertical bearing resistance, derived from plasticity theory and experimental results, may be used. Allowance should be made for the effects of the following:

- the strength of the ground, generally represented by the design values of  $c_u$ ,  $c'$  and  $\varphi'$ ;
- eccentricity and inclination of design loads;
- the shape, depth and inclination of the foundation;
- the inclination of the ground surface;
- ground-water pressures and hydraulic gradients;

шаруватість.

— the variability of the ground, especially layering.

### D.3 Недренвані умови

(1) Проектна (розрахункова) несуча здатність може бути виведена з:

### D.3 UNDRAINED CONDITIONS

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q \quad (D.1)$$

з безрозмірними коефіцієнтами для:

- нахилу основи фундаменту:  
 $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$
- форми фундаменту:  
 $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$  для прямокутної форми;  
 $s_c = 1,2$  для квадратної або круглої форми;
- нахилу навантаження, викликаного горизонтальним навантаженням  $H$ :

with the dimensionless factors for:

- the inclination of the foundation base:  
 $b_c = 1 - 2\alpha / (\pi + 2)$
- the shape of the foundation:  
 $s_c = 1 + 0,2 (B'/L')$ , for a rectangular shape;  
 $s_c = 1,2$ , for a square or circular shape.
- the inclination of the load, caused by a horizontal load  $H$ :

$$i_c = \frac{1}{2} \left( 1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A' c_u}} \right),$$

з  $H \leq A' c_u$ .

### D.4 Дреновані умови

(1) Проектна (розрахункова) несуча здатність визначається з:

### D.4 Drained conditions

(1) The design bearing resistance may be calculated from:

$$R/A' = c' N_c b_c s_c i_c + q' N_q b_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \quad (D.2)$$

з проектними (розрахунковими) величини безрозмірних коефіцієнтів для:

- несучої здатності:  
 $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \operatorname{tg}^2(45 + \varphi'/2)$   
 $N_c = (N_q - 1) \operatorname{ctg} \varphi'$   
 $N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \varphi'$ , де  $\delta \geq \varphi'/2$  (нерівна, шорстка основа)
- нахилу основи фундаменту:  
 $b_c = b_q (1 - b_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi')$   
 $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \operatorname{tg} \varphi')^2$
- форми фундаменту:  
 $s_q = 1 + (B'/L') \sin \varphi'$  для прямокутної форми;  
 $s_q = 1 + \sin \varphi'$  для квадратної або круглої форми;
- $s_\gamma = 1 - 0,3 (B'/L')$  для прямокутної форми;  
 $s_\gamma = 0,7$  для квадратної або круглої форми;
- $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$  для прямокутної, квадратної або круглої форми;
- нахилу навантаження, викликаного горизонтальним навантаженням  $H$ :

with the design values of dimensionless factors for:

- the bearing resistance:  
 $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2 (45 + \varphi'/2)$   
 $N_c = (N_q - 1) \cot \varphi'$   
 $N_\gamma = 2 (N_q - 1) \tan \varphi'$ , where  $\delta \geq \varphi'/2$  (rough base)
- the inclination of the foundation base:  
 $b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$   
 $b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi')^2$
- the shape of foundation:  
 $s_q = 1 + (B' / L') \sin \varphi'$ , for a rectangular shape;  
 $s_q = 1 + \sin \varphi'$ , for a square or circular shape;
- $s_\gamma = 1 - 0,3 (B' / L')$ , for a rectangular shape;
- $s_\gamma = 0,7$ , for a square or circular shape
- $s_c = (s_q N_q - 1) / (N_q - 1)$  for rectangular, square or circular shape;
- the inclination of the load, caused by a horizontal load  $H$ :

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \operatorname{tg} \varphi');$$
$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^m;$$
$$i_\gamma = [1 - H / (V + A' c' \operatorname{ctg} \varphi')]^{m+1}.$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) / (N_c \tan \varphi');$$
$$i_q = [1 - H / (V + A' c' \cot \varphi')]^m;$$

Де:

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$  якщо  $H$  діє в напрямі  $B'$ ;

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$  якщо  $H$  діє у напрямі  $L'$ .

У випадках, де горизонтальна складова навантаження діє в напрямі, що формує кут  $\theta$  з напрямом  $L'$ ,  $m$  може бути визначена за:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta$$

$$i_\gamma = [1 - H/(V + A'c'\cot \varphi')]^{m+1}.$$

where:

$m = m_B = [2 + (B'/L')]/[1 + (B'/L')]$  when  $H$  acts in the direction of  $B'$ ;

$m = m_L = [2 + (L'/B')]/[1 + (L'/B')]$  when  $H$  acts in the direction of  $L'$ .

In cases where the horizontal load component acts in a direction forming an angle  $\theta$  with the direction of  $L'$ ,  $m$  may be calculated by:

$$m = m_\theta = m_L \cos^2 \theta + m_B \sin^2 \theta.$$

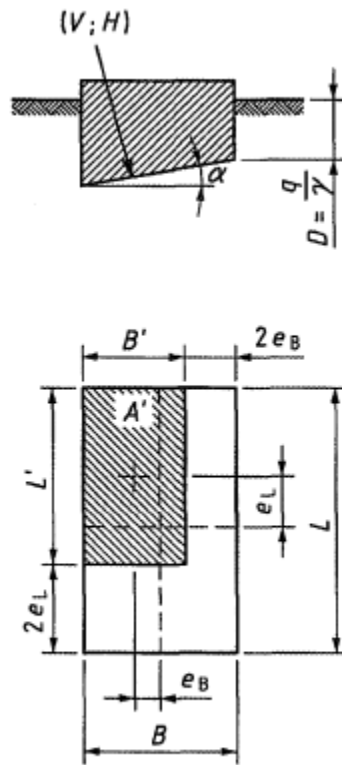


Figure D.1 — Notations

Рисунок D.1 — Рисунок умовних позначень

#### Додаток Е

(інформативний)

#### Приклад напівемпіричного методу для визначення несучої здатності

(1) Для оцінки проектної (розрахункової) несучої здатності фундаменту на нескельному ґрунті, можуть бути використані польові випробування, такі як пресіометричне випробування.

(2) Коли використовується пресіометрія проектна несуча здатність  $R_d$  фундаменту під дією вертикального навантаження пов'язана з граничним тиском на ґрунт

#### Annex E

(informative)

#### A sample semi-empirical method for bearing resistance estimation

(1) To estimate the design bearing resistance of a foundation on soil, field tests such as the pressuremeter test may be used.

(2) When using the pressuremeter, the design bearing resistance,  $R_d$ , of a foundation subjected to a vertical load is related to the limit pressure of the soil by the linear function:



лінійною функцією:

$$R_d / A' = \sigma_{v;0} + \partial \sigma p^*_{le} \quad (\text{E.1})$$

де:

$k$  коефіцієнт несучої здатності;  
 $\sigma_{v;0}$  початкове повне вертикальне напруження;  
 $p^*_{le}$  проектний (розрахунковий) чистий (нетто) еквівалент граничного тиску (з пресіометричного випробування) і інші позначення визначені в 1.6.

(3) Числові величини коефіцієнта несучої здатності  $k$  в межах від 0,8 до 3 залежно від типу ґрунту, глибини закладання і форми фундаменту.

(4) Проектний (розрахункова) чистий (нетто) еквівалент граничного тиску ( $p^*_{le}$ ) виводиться з чистого граничного тиску ( $p^*_l$ ), який визначається для пресіометричного випробування як різниця ( $p_l - p_0$ ) між граничним тиском  $p_l$  і горизонтальним тиском ґрунту спокою  $p_0$  на рівні випробування;  $p_0$  може визначатися з розрахункового коефіцієнта тиску ґрунту спокою  $K_0$  і з величин ефективного вертикального напруження  $q'$  і порового тиску  $u$ , як  $p_0 = K_0 q' + u$ .

## Додаток F

(інформативний)

### Приклади методів для оцінки осідання

#### F.1 Метод напруження - деформація

(1) Загальне осідання фундаменту на зв'язних або незв'язних ґрунтах може бути оцінене з використанням методу визначення напруження – деформація, як вказано нижче:

- обраховується розподіл напруження в ґрунті, обумовлений навантаженнями від фундаменту; це може бути встановлено на базі теорії пружності, зазвичай з допущенням, що ґрунт однорідний і ізотропний, а розподіл контактного тиску лінійний;

- обраховується деформація в ґрунті від напружень використовуючи величин модуля жорсткості або інших залежностей напруження – деформація, визначених за результатами лабораторних випробувань (бажано узгоджених з польовими випробуваннями) або польовими випробуваннями ;

- інтегруються вертикальні деформації для отримання осідань; для використання методу напруження – деформація, у ґрунті під фундаментом вибирається достатня кількість точок і обраховуються напруження і деформації в цих точках.

where:

$k$  is the bearing resistance factor  
 $\sigma_{v;0}$  is the initial total vertical stress  
 $p^*_{le}$  is the design net equivalent limit pressure (from the pressuremeter test) and the other symbols defined in 1.6.

(3) Numerical values of the bearing resistance factor  $k$  are in the range of 0,8 to 3,0 depending

on the type of soil, the embedment depth and the shape of the foundation.

(4) The design net equivalent limit pressure ( $p^*_{le}$ ) is derived from the net limit pressure ( $p^*_l$ ), which is defined for a pressuremeter test as the difference ( $p_l - p_0$ ) between the limit pressure  $p_l$  and the at rest horizontal earth pressure  $p_0$  at the level of the test;  $p_0$  may be determined, from an estimate of the at rest earth pressure coefficient  $K_0$  and from the values of the effective overburden pressure  $q'$  and the pore-water pressure  $u$ , as  $p_0 = K_0 q' + u$ .

## ANNEX F

(informative)

### Sample methods for settlement evaluation

#### F.1 Stress-strain method

(1) The total settlement of a foundation on cohesive or non-cohesive soil may be evaluated using the stress-strain calculation method as follows:

— computing the stress distribution in the ground due to the loading from the foundation; this may be derived on the basis of elasticity theory, generally assuming homogeneous isotropic soil and a linear distribution of bearing pressure;

— computing the strain in the ground from the stresses using stiffness moduli values or other stress-strain relationships determined from laboratory tests (preferably calibrated against field tests), or field tests;

— integrating the vertical strains to find the settlements; to use the stress-strain method a sufficient number of points within the ground beneath the foundation should be selected and the stresses and strains computed at these points.

## F.2 Скоригований пружний метод

(1) Загальне осідання фундаменту на зв'язному або незв'язному ґрунті, може бути обраховане з використанням теорії пружності і рівняння виду:

$$s = p \cdot b \cdot f / E_m \quad (\text{F.1})$$

де:

$E_m$  проектна величина модуля пружності;

$f$  коефіцієнт осідання;

$p$  реактивний тиск, лінійно розподілений по основі фундаменту, і інші позначення надані в 1.6.

(2) Величина коефіцієнта осідання  $f$  залежить від форми і розмірів опорної поверхні фундаменту, змін жорсткості з глибиною, товщини стискуваного шару, коефіцієнта Пуассона, розподілу реактивного тиску і точки, для якої визначається осідання.

(3) За відсутності прийнятного з результатів обрахування осідання, вимірювань на аналогічних сусідніх спорудах в подібних умовах, проектний дренажний модуль  $E_m$  деформованого шару для дренажних умов, може бути отриманий з результатів лабораторних або польових випробувань.

(4) Скоригований пружний метод слід використовувати лише, якщо напруження в ґрунті таке, що ні за яких умов не може привести до переходу через границю текучості і якщо напруження – осідання поведінки ґрунту можна вважати лінійним. Велика обережність обов'язкова, коли застосовують скоригований пружний метод у випадку неоднорідного ґрунту.

## F.3 Осідання без дренажу

(1) Короткострокові складові осідання фундаменту, яке відбувається без дренажу, можуть бути обраховані з використанням або метода напруження – деформація або скоригованого пружного метода. Величини прийняті для параметрів жорсткості (такі як  $E_m$  і коефіцієнт Пуассона) повинні в цьому випадку представляти недреновану поведінку.

## F.4 Осідання унаслідок консолідації

(1) Для визначення осідання унаслідок консолідації може бути прийняте обмеження одномірної деформації ґрунту і потім використана крива консолідації. Складання осідань недренованих і унаслідок консолідації часто веде до завищення загального осідання і тоді можуть бути

## F.2 Adjusted elasticity method

(1) The total settlement of a foundation on cohesive or non-cohesive soil may be evaluated

using elasticity theory and an equation of the form:

where:

$E_m$  is the design value of the modulus of elasticity

$f$  is the settlement coefficient

$p$  is the bearing pressure, linearly distributed on the base of the foundation and the other symbols defined in 1.6

(2) The value of the settlement coefficient  $f$  depends on the shape and dimensions of the foundation area, the variation of stiffness with depth, the thickness of the compressible formation, Poisson's ratio, the distribution of the bearing pressure and the point for which the settlement is calculated.

(3) If no useful settlement results, measured on neighbouring similar structures in similar conditions are available, the design drained modulus  $E_m$  of the deforming stratum for drained conditions may be estimated from the results of laboratory or in-situ tests.

(4) The adjusted elasticity method should only be used if the stresses in the ground are such that no significant yielding occurs and if the stress-strain behaviour of the ground may be considered to be linear. Great caution is required when using the adjusted elasticity method in the case of non-homogeneous ground.

## F.3 Settlements without drainage

(1) The short-term components of settlement of a foundation, which occur without drainage, may be evaluated using either the stress-strain method or the adjusted elasticity method. The values adopted for the stiffness parameters (such as  $E_m$  and Poisson's ratio) should in this case represent the undrained behaviour.

## F.4 Settlements caused by consolidation

(1) To calculate the settlement caused by consolidation, a confined one-dimensional deformation of the soil may be assumed and the consolidation test curve is then used. Addition of settlements in the undrained and consolidation state often leads to an overestimate of the total settlement, and

застосовані емпіричні корегування.

#### **F.5 Режим час - осідання**

(1) Для зв'язних ґрунтів швидкість осідання консолідації до закінчення первинної консолідації може бути приблизно обрахована з використанням параметрів консолідації, отриманих з компресійного випробування. Проте, швидкість осідання консолідації слід визначати переважно із застосуванням величин коефіцієнтів фільтрації, отриманих з польових випробувань.

#### **Додаток G**

(інформативний)

#### **Приклад методу визначення передбачуваної несучої здатності фундаментів неглибокого закладання на скелі**

(1) Для слабких і тріщинуватих (щербенистих) скельних ґрунтів із щільними з'єднаннями, що включають крейду з пористістю нижче 35%, передбачувана несуча здатність може бути виведене з рисунка G.1. Це базується на класифікації, наданій в таблиці G.1 з передумовою, що споруда може витримувати осідання рівні 0,5% ширини фундаменту. Величини передбачуваної несучої здатності для інших осідань можуть бути визначені прямою пропорційністю. Для слабких і тріщинуватих скельних порід з відкритими або незаповненими з'єднаннями необхідно використовувати нижчі величини передбачуваної несучої здатності.

empirical corrections may be applied.

#### **F.5 Time-settlement behaviour**

(1) With cohesive soils the rate of consolidation settlement before the end of the primary consolidation may be estimated approximately using consolidation parameters obtained from a compression test. However, the rate of consolidation settlement should preferably be obtained using permeability values obtained from in-situ tests.

#### **Annex G**

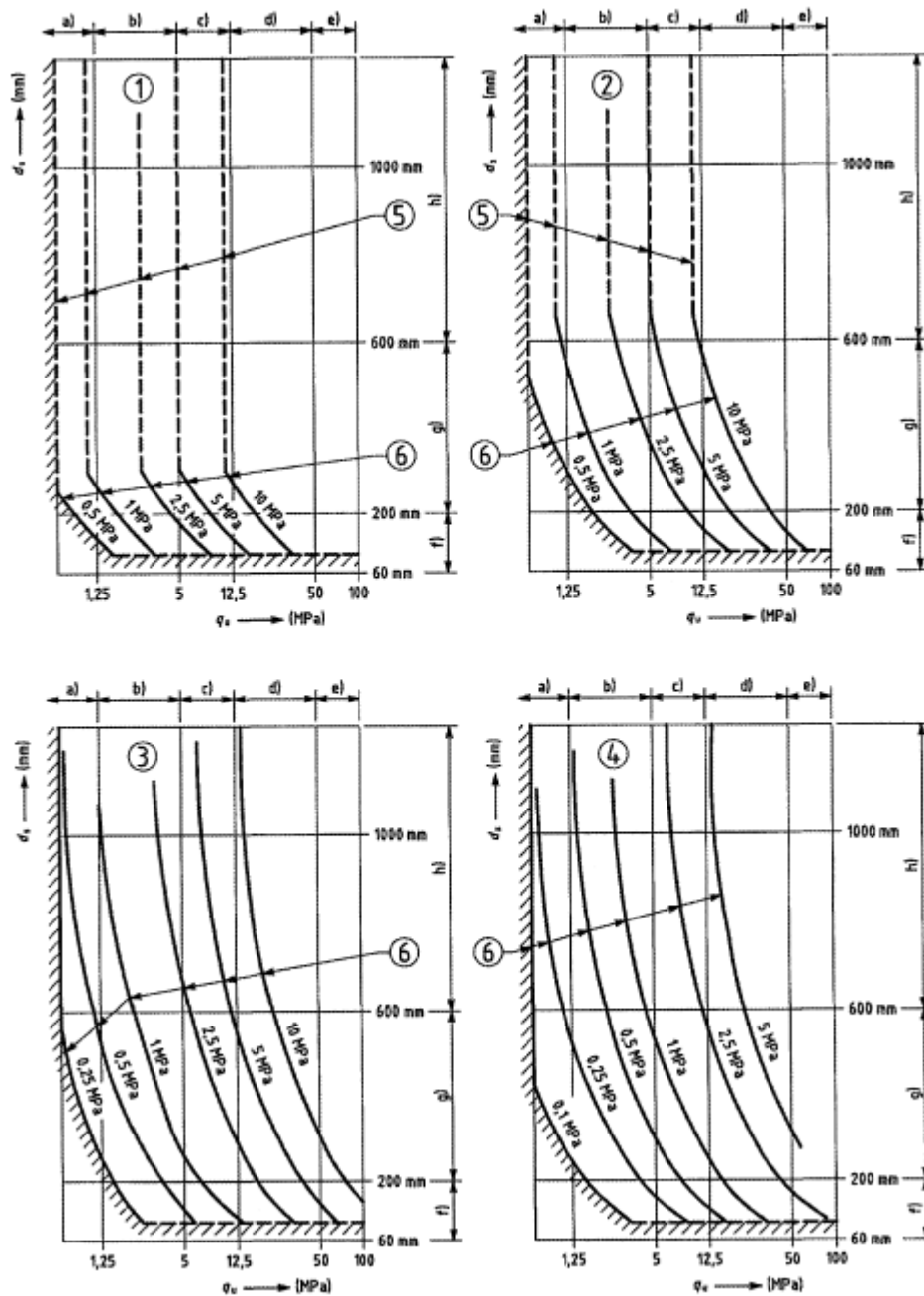
(informative)

#### **A sample method for deriving presumed bearing resistance for spread foundations on rock**

(1) For weak and broken rocks with tight joints, including chalk with porosity less than 35 %, the presumed bearing resistance may be derived from figure G.1. This is based on the grouping given in Table G.1 with the assumption that the structure can tolerate settlements equal to 0,5 % of the foundation width. Values of presumed bearing resistance for other settlements may be derived by direct proportion. For weak and broken rocks with open or infilled joints, reduced values of presumed bearing pressure should be used.

**Таблиця G.1 – Класифікація слабких і тріщинуватих скельних ґрунтів**

<b>Група</b>	<b>Тип скельного ґрунту (породи)</b>
1	Чисті вапняки і доломіти Карбонатні піщаники з низькою пористістю
2	Вулканічні породи Оолитові і мергелісті вапняки Добре зцементовані піщаники Затверділі карбонатні аргіліти Метаморфічні породи, включаючи сланці (slates and schist) (горизонтальна сланцеватість / шаруватість)
3	Сильно мергелісті вапняки Слабо зцементовані піщаники Сланці (похила сланцеватість / шаруватість)
4	Незцементовані глинисті сланці (mudstones and shales)



### Умовні позначення

Абсциса:  $q_u$  (МПа) – міцність при одновісному стискуванні    Ордината:  $d_s$  (мм) – відстань між з'єднаннями

- 1 Група 1 скельного ґрунту (скельної породи)
- 2 Група 2 скельного ґрунту (скельної породи)
- 3 Група 3 скельного ґрунту (скельної породи)
- 4 Група 4 скельного ґрунту (скельної породи)
- 5 Допустимий реактивний тиск, що не перевищує міцності при одновісному стискуванні породи, якщо з'єднання щільні, або 50% цієї величини, якщо з'єднання відкриті
- 6 Допустимий реактивний тиск: а) дуже слабка порода, б) слабка порода с) помірно слабка порода, д) порода середньої твердості, е) порода тверда

Відстані:  
 f) мала відстань між з'єднаннями  
 g) середня відстань між з'єднаннями  
 h) велика відстань між з'єднаннями

Типа порід у кожній з чотирьох груп дивись таблицю G.1. Оцінка несучої здатності у заштрихованих ділянках виконується після огляду і/чи випробувань порід (за BS 8004).

**Рисунок G.1 – Оцінка несучої здатності одиночного квадратного фундаменту (що покоїться) на скелі (при осіданнях, що не перевищують 0,5% ширина фундаменту)**

## Додаток Н

(інформативний)

### Граничні величини деформацій конструкцій і переміщень фундаментів

(1) Складові переміщень фундаментів, які повинні розглядатись, включають: осідання, відносне (нерівномірне) осідання, поворот, крен, відносний прогин, відносний поворот, горизонтальне переміщення і амплітуда вібрацій. Визначення деяких параметрів, що відносяться до переміщень і деформацій фундаментів, надані на рисунку Н.1.

(2) Максимально допустимі відносні повороти для відкритих рамних (каркасних) споруд, рам (каркасів) із заповненням і несучих чи суцільних цегляних стін навряд чи будуть однаковими, але найімовірніше вони мають бути в діапазоні від 1/2000 до 1/300, щоб виключити виникнення граничного стану за непридатністю до експлуатації у споруді. Для багатьох споруд допускається максимальний відносний поворот 1/500. Відносний поворот, при якому можливий граничний стан за втратою несучої здатності, становить біля 1/150.

(3) Значення, надані у (2), відносяться до прогину вниз, як показано на рисунку Н.1. Для вигину вверх (краї осідають більше, ніж середина), величини зменшуються наполовину.

(4) Для звичайних споруд з одиночними фундаментами допустиме загальне осідання до 50 мм. Більші осідання можуть бути допустимі, якщо відносні повороти при цьому залишаються в допустимих межах і загальні осідання не спричиняють проблем з обслуговуванням зовнішніх мереж чи не ведуть до кренів і т. ін.

(5) Ці вказівки відносно граничних осідань стосуються звичайних типових споруд. Вони не відносяться до будівель чи споруд унікальних чи з суттєво нерівномірним розподілом навантажень.

## Annex H

(informative)

### Limiting values of structural deformation and foundation movement

(1) The components of foundation movement, which should be considered include settlement, relative (or differential) settlement, rotation, tilt, relative deflection, relative rotation, horizontal displacement and vibration amplitude. Definitions of some terms for foundation movement and deformation are given in figure H.1.

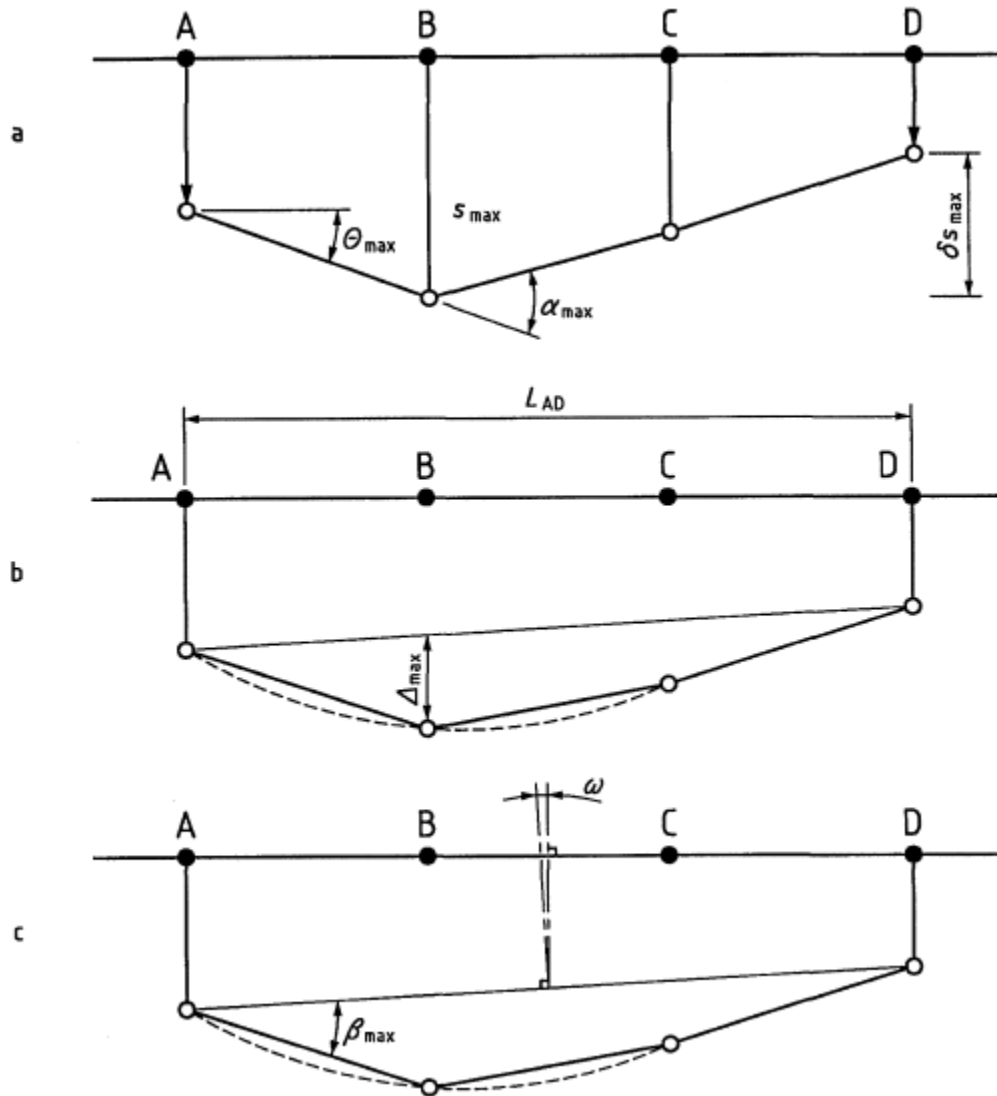
(2) The maximum acceptable relative rotations for open framed structures, infilled frames and load bearing or continuous brick walls are unlikely to be the same but are likely to range from about 1/2000 to about 1/300, to prevent the occurrence of a serviceability limit state in the structure. A maximum relative rotation of 1/500 is acceptable for many structures. The relative rotation likely to cause an ultimate limit state is about 1/150.

(3) The ratios given in (2) apply to a sagging mode, as illustrated in figure H.1. For a hogging mode (edge settling more than part between), the value should be halved.

(4) For normal structures with isolated foundations, total settlements up to 50 mm are often acceptable. Larger settlements may be acceptable provided the relative rotations remain within acceptable limits and provided the total settlements do not cause problems with the services entering the structure, or cause tilting etc.

(5) These guidelines concerning limiting settlements apply to normal, routine structures. They should not be applied to buildings or structures, which are out of the ordinary or for which the loading intensity is markedly non-uniform.





- a) definitions of settlement  $s$ , differential settlement  $\delta s$ , rotation  $\theta$  and angular strain  $\alpha$   
 b) definitions of relative deflection  $\Delta$  and deflection ratio  $\Delta/L$   
 c) definitions of tilt  $\omega$  and relative rotation (angular distortion)  $\beta$

- a      Визначення осідання  $s$ , нерівномірного осідання  $\delta s$ , повороту  $\theta$   
 і кутової деформації  $\alpha$   
 b      Визначення відносного прогину  $\Delta$  і відносного співвідношення  $\Delta/L$   
 з      Визначення крену  $\omega$  і відносного повороту (кутового викривлення)  $\beta$

**Рисунок Н.1 – Визначення переміщень фундаменту**

## **Додаток J**

(інформативний)

### **Інструкція для технічного нагляду за будівництвом і проведення моніторингу**

#### **J.1 Загальні відомості**

(1) Наведений перелік містить найбільш значні питання, які необхідно враховувати при виконанні технічного нагляду за будівництвом чи проведенні моніторингу експлуатаційних якостей закінченої споруди. Важливість цих питань буде різною від проекту до проекту. Перелік не є вичерпаним. Питання, що стосуються спеціальних аспектів інженерної геотехніки чи спеціальних видів робіт, були розглянуті у Розділах цієї норми.

#### **J.2 Технічний нагляд за будівництвом**

##### **J.2.1 Загальні питання, які підлягають контролю**

(1) Перевірка ґрунтових умов та розташування і генерального плану споруди.

(2) Стік підземних вод і режим тиску порової води; вплив операцій по водозниженню на рівень ґрунтових вод; ефективність заходів контролю інфільтраційного притоку; внутрішні ерозійні процеси і підґрунтова ерозія; хімічний склад ґрунтових вод; вірогідність корозії.

(3) Переміщення, пластичність (текучість), стійкість стін і дна виїмки; системи тимчасового кріплення; вплив на сусідні будівлі і мережі; вимір тиску ґрунту на утримуючі споруди; вимір змін тиску порової води внаслідок відкопування або навантаження.

(4) Безпека робітників з врахуванням геотехнічних граничних станів.

##### **J.2.2 Зтік води і тиски порової води**

(1) Відповідність систем забезпечувати контроль тисків порової води у всіх водоносних шарах де надлишковий тиск може вплинути на стійкість укосів або основи виїмки включаючи артезіанські тиски у водоносному шарі нижче котловану; відведення води з систем водозниження; пониження рівня ґрунтової води впродовж всієї виїмки з метою не допустити розрідження (зважування) чи осипання (розм'якшення), вимивання (суфозії) і порушення форми (перемішування) ґрунтів будівельною технікою; відведення і скидання дощових і інших поверхневих вод.

(2) Дійова і ефективна робота систем водозниження протягом всього періоду

## **Annex J**

(informative)

### **Checklist for construction supervision and performance monitoring**

#### **J.1 General**

(1) The list that follows contains the more important items that should be considered when supervising construction or monitoring the performance of the completed structure. The importance of the items will vary from project to project. The list is not exhaustive. Items that refer to specific aspects of geotechnical engineering or to specific types of works have been reported in the Sections of this standard.

#### **J.2 Construction supervision**

##### **J.2.1 General items to be checked**

(1) Verification of ground conditions and of the location and general lay-out of the structure.

(2) Ground-water flow and pore-water pressure regime; effects of dewatering operations on ground-water table; effectiveness of measures taken to control seepage inflow; internal erosion processes and piping; chemical composition of ground-water; corrosion potential.

(3) Movements, yielding, stability of excavation walls and base; temporary support systems; effects on nearby buildings and utilities; measurement of soil pressures on retaining structures; measurement of pore-water pressure variations resulting from excavation or loading.

(4) Safety of workmen with due consideration of geotechnical limit states.

##### **J.2.2 Water flow and pore-water pressures**

(1) Adequacy of systems to ensure control of pore-water pressures in all aquifers where excess pressure could affect stability of slopes or base of excavation, including artesian pressures in an aquifer beneath the excavation; disposal of water from dewatering systems; depression of ground-water table throughout entire excavation to prevent boiling or quick conditions, piping and disturbance of formation by construction equipment; diversion and removal of rainfall or other surface water.

(2) Efficient and effective operation of dewatering systems throughout the entire construction period, considering encrusting of well screens, silting of wells or sumps; wear in

будівництва включаючи запобігання засміченню (кольтації) фільтрів водозабірних свердловин, замулюванню свердловин чи дренажних (водоприймальних) колодязів; зносу насосів; засміченню ( замулюванню) насосів.

(3) Контроль водозниження для недопущення порушень сусідніх споруд або прилеглих територій; спостереження за п'єзометричними рівнями; ефективність, експлуатація і техобслуговування систем підживлення (водозабору) за необхідності.

(4) Осідання прилеглих споруд або ділянок.

(5) Ефективність водовідведення (дренажу) горизонтальними шпурами (буровими свердловинами).

### **J.3 Виконання моніторингу**

(1) Осідання через встановлені проміжки часу будівель і інших споруд, у тому числі під впливом дії вібрацій на нестабільні ґрунти.

(2) Бічні (горизонтальні) деформації і викривлення (перекоси), особливо пов'язані з насипами і відвалами; зведені на ґрунті споруди, такі як будівлі або крупні резервуари; глибокі траншеї (канали).

(3) П'єзометричні рівні під будівлями або прилеглими територіями, особливо, за наявності глибокого дренажу або постійних систем водозниження або глибоких підвалів.

(4) Вигин або переміщення утримуючих споруд з врахуванням нормальних навантажень від насипу; дії відвалів; засипок і інших поверхневих навантажень; тиск води.

(5) Вимірювання стоку з дренажу.

(6) Особливі проблеми:

- високі температури споруд, таких як котли, гарячі трубопроводи: обезводнення глинистих чи суглинних ґрунтів; моніторинг температур; переміщення;

- низькі температури споруд, таких як криогенні установки або холодильні ділянки: моніторинг температур; промерзання ґрунту; морозне здимання; вплив подальшого відтаювання.

(7) Водонепроникність.

(8) Виміри вібрацій.

pumps; clogging of pumps.

(3) Control of dewatering to avoid disturbance of adjoining structures or areas; observations of piezometric levels; effectiveness, operation and maintenance of water recharge systems, if installed.

(4) Settlement of adjoining structures or areas.

(5) Effectiveness of sub-horizontal borehole drains.

### **J.3 Performance monitoring**

(1) Settlement at established time intervals of buildings and other structures including those due to effects of vibrations on metastable soils.

(2) Lateral displacement and distortions, especially those related to fills and stockpiles; soil supported structures, such as buildings or large tanks; deep trenches.

(3) Piezometric levels under buildings or in adjoining areas, especially if deep drainage or permanent dewatering systems are installed or if deep basements are constructed.

(4) Deflection or displacement of retaining structures considering: normal backfill loadings; effects of stockpiles; fills or other surface loadings; water pressures.

(5) Flow measurements from drains.

(6) Special problems:

– High temperature structures such as boilers, hot ducts: desiccation of clay or silt soils; monitoring of temperatures; movements;

– Low temperature structures, such as cryogenic installations or refrigerated areas: monitoring of temperature; ground freezing; frost heave; effects of subsequent thawing.

(7) Water tightness.

(8) Vibration measurements.

**Додаток НА  
(довідковий)**

**Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС,  
посилання на які є в EN 1997-1:2004**

Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)
EN 1990:2002 Єврокод: Основи проектування конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б В.1.2-13:2008 Система надійності та безпеки у будівництві. Настанова. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)
EN 1991 Єврокод 1: Дії на конструкції	IDT	<p>ДСТУ – Н Б EN 1991-1-1:2010 “Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-1. Загальні дії. Питома вага, власна вага, експлуатаційні навантаження для споруд (EN 1991-1-1:2002, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1991-1-2:2010 “Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-2. Загальні дії. Дії на конструкції під час пожежі (EN 1991-1-2:2002, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1991-1-3:2010 “Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-3. Загальні дії. Снігові навантаження (EN 1991-1-3:2003, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1991-1-4:2010 “Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-4. Загальні дії. Вітрові навантаження (EN 1991-1-4:2005, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1991-1-7:2010 “Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 1-7. Загальні дії. Особливі динамічні впливи (EN 1991-1-7:2006, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1991-2:2010 ”Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003, IDT)</p>
EN 1992 Єврокод 2: Проектування залізобетонних конструкцій	IDT	ДСТУ – Н EN 1992-1-1: 2010 “Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)
EN 1993 Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій	IDT	<p>ДСТУ – Н Б 1993-1-1: 2010 “Євро код 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT)</p> <p>ДСТУ – Н Б EN 1993-1-2:2010 “Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-2. Загальні положення. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1993-1-2:2005, IDT)</p>
EN 1994 Єврокод 4: Проектування комбінованих сталезалізо- бетонних конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б EN 1994-1-1:2010 “Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1994-1-1:2004, IDT)
EN 1995 Єврокод 5: Проектування дерев’яних конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б EN 1995-1-1:2010 “Єврокод 5. Проектування дерев’яних конструкцій.. Частина 1-1. Загальні правила пі правила для споруд (EN 1995-1-1:2004, IDT)
EN 1996 Єврокод 6:	IDT	ДСТУ – Н Б EN 1996-1-1:2010 “Єврокод 6.

Проектування кам'яних конструкцій		Проектування кам'яних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для армованих і неармованих кам'яних конструкцій (EN 1996-1-1:2005, IDT)
EN 1997-2 Єврокод 7: Геотехнічне проектування. Частина 2: Дослідження і випробування ґрунту		ДСТУ – Н Б EN 1997-2:2010 “Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунту (EN 1997-2:2007, IDT)
EN 1998 Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б EN 1998-1:2010 “Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмичні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT)
EN 1999 Єврокод 9: Проектування алюмінієвих конструкцій	IDT	ДСТУ – Н Б EN 1999-1-1:2010 “Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила для конструкцій (EN 1999-1-1:2007, IDT) ДСТУ – Н Б EN 1999-1-2:2010 “Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій. Частина 1-2. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість (EN 1999-1-2:2007, IDT)



Технічна поправка EN 1997-1:2004/AC:2009 її переклад

Єврокод 7: Геотехнічне проектування - Частина 1: Загальні правила

Данні виправлення набирають чинності 18 Лютого 2009 для внесення в EN трьома офіційними мовами документу.

## 1 Зміни до Передмови

Остання частина «**Національного додатку до EN 1997-1**», останній абзац включаючи список національного вибору, додати між «2.4.7.1(3)» та «2.4.7.2(2)P»:

«2.4.7.1(4), 2.4.7.1(5), 2.4.7.1(6)»

та між «8.6(4)» та «11.5.1(1)P»:

«10.2 (3)».

## 2 Зміни до Підпункту 1.1.2

Частина (3), перший абзац, замінити «частковий коефіцієнт безпеки» на «частковий коефіцієнт».

## 3 Зміни до Підпункту 1.6

Частина «**Латинські літери**»:

Трактувати наступні символи таким чином:

« $A'$  ефективна площа основи ( $A'=B \times L'$ )»

« $q_{b,k}$  характеристичне значення питомого опору основи»

« $q_{s,i,k}$  характеристичне значення осьового опору в шарі I».

Замінити символ для «ширина фундаменту»: « $b$ » на « $B$ ».

Замінити в поясненні « $C_d$ »: «ефект впливів» на «відносний критерій експлуатаційної придатності».

Замінити символ для «довжина фундаменту»: « $I$ » на « $L$ ».

Вставити наступний символ в списку після « $q_{s,r,k}$ »:

« $q_u$  необмежена міцність на стискання»

Частина «**Грецькі літери**»:

Трактувати наступні символи таким чином:

« $\gamma_{R,e}$  частковий коефіцієнт пасивного опору ґрунту».

« $\gamma_{Q,dst}$  частковий коефіцієнт для змінних дестабілізуючих впливів»

« $\gamma_{Q,stab}$  частковий коефіцієнт для змінних стабілізуючих впливів».

## 4 Зміни до Підпункту 2.1

Частина (17), замінити «земля» на «ґрунт».

## 5 Зміни до Підпункту 2.4.2

Частина (4), третє тире, видалити: «та тиск ґрунтових вод».

#### **6 Зміни до Підпункту 2.4.7.1**

Частина (4), додати наступну примітку:

«ПРИМІТКА                    Значення часткових коефіцієнтів можуть визначатися Національним Додатком.»

Частина (5), додати наступну примітку:

«ПРИМІТКА                    Значення часткових коефіцієнтів можуть визначатися Національним Додатком.»

Частина (6), додати наступну примітку:

«ПРИМІТКА                    Значення типових коефіцієнтів можуть визначатися Національним Додатком.»

#### **7 Зміни до Підпункту 6.5.3**

Частина (11), в формулах (6.4a) та (6.4b) замінити: « $A_c$ » на « $A'$ ».

#### **8 Зміни до Підпункту 7.1**

Частина (3)P, видалити «ПРИМІТКА» та додати: « – EN 14199:2005, для мікропаль».

#### **9 Зміни до Підпункту 7.6.2.1**

Частина (13), друге тире, замінити: «перехресний розріз» на «перехресний розріз брутто».

#### **10 Зміни до Підпункту 7.6.3.3**

Частина (6), «ПРИМІТКА», замінити: «з» на «в».

#### **11 Зміни до Підпункту 7.6.4.2**

Частина (1)P, замінити: «часткові коефіцієнти безпеки» на «часткові коефіцієнти».

Частина (4), замінити: «оцінені» на «оцінені на основі».

#### **12 Зміни до Підпункту 7.8**

Частина (4)P, замінити: «дуже слабкий» на «з надзвичайно низькою якістю міцності».

Частина (5), замінити: «середньостатистичний, невиснажений» на «характеристичний».

#### **13 Зміни до Підпункту 7.9**

Частина (4), додати після «EN 12699:2000,»: «EN 14199:2005,»; та видалити останню «ПРИМІТКА».

#### **14 Зміни до Підпункту 8.1.1**

Частина (3):

Замінити: «(3)» на «(3)P».

Замінити речення:

«Даний Розділ не має застосовуватись до ґрунтових цвяхів.»

на наступне:

«Даний Розділ не застосовується до ґрунтових цвяхів.»

### **15 Зміни до Підпункту 8.1.2**

«8.2.1.7 Довільна довжина попередньо напруженої арматури», перенумерувати «8.2.1.7» в «8.1.2.7».

### **16 Зміни до Підпункту 8.8**

Частина (1)Р, замінити: «В проектуванні має бути точно визначено, що всі...» на «Всі».

### **17 Зміни до Підпункту 9.3.1.5**

Частина (1)Р, видалити: «сили» після «льодові».

### **18 Зміни до Підпункту 9.3.2.2**

Частина (3)Р, замінити: «період виконання» на «проектна ситуація».

### **19 Зміни до Підпункту 9.5.3**

Частина (2), замінити: «високі кути внутрішнього тертя» на «високі кути спротиву зсуву».

### **20 Зміни до Підпункту 9.6**

Частина (3)Р:

Замінити: «(3)Р» на «(3)».

Замінити два випадки використання: «мають» на «зазвичай повинні»ю

### **21 Зміни до Підпункту 9.7.5**

Частина (5)Р, замінити: «Розділ 6» на «Розділ 7».

### **22 Зміни до Підпункту 9.8.1**

Повністю видалити текст частин (2)Р та (3)Р.

Перенумерувати частину (4) в (2) та частину (5) в (3).

В параграфі (3) (перенумерованому), замінити: «може» на «потребує».

### **23 Зміни до Підпункту 10.2**

Частина (2)Р:

Вставити: «в той час як» між «шари землі,» та «проектний спротив».

Частина (3):

Замінити весь перший параграф наступним:

«

Спротив підйому силами тертя або анкерними силами також може розглядатися як постійний стабілізуючий вертикальний вплив ( $G_{stb,d}$ ), якщо це дозволено Національним Додатком.

ПРИМІТКА Значення часткових факторів можуть встановлюватись Національним Додатком.

»

Рисунок 10.1 з а) по е), ключовий елемент 1, чотири рази замінити: «таблиця води (грунтової)» на таблиця «таблиця ґрунтових вод»,

Замінити Рисунок 10.1 с), 10.1 d) та 10.1 е) на наступні нові РИСУНОК 10.1 с), 10.1 d) та 10.1 е):

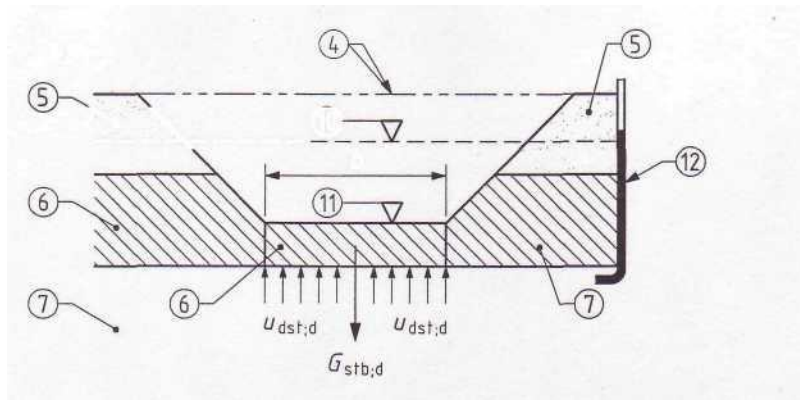


Рисунок 10.1 с)

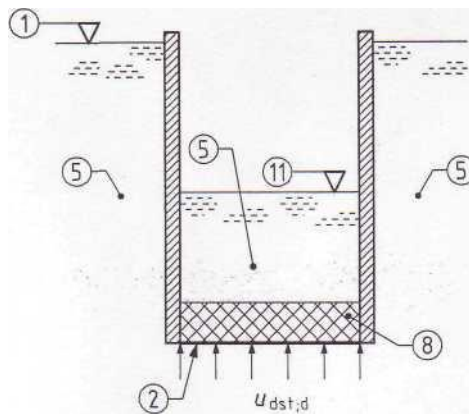
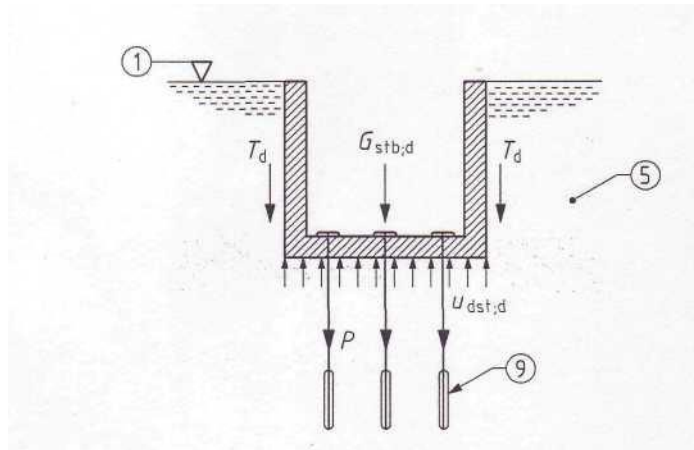


Рисунок 10.1 d)





**Рисунок 10.1 е)**

Рисунок 10.1 с), додати ключовий елемент:

«10 рівень ґрунтових вод перед екскавацією».

Рисунок 10.1 с) та d), додати ключовий елемент:

«11 рівень ґрунтових вод під час екскавації».

Рисунок 10.1 с), додати ключовий елемент:

«12 п'єзометричний рівень в основі глиняного шару».

В зображенні 10.1 d) видалити ключовий елемент:

«6 пісок».

### **24 Зміни до Підпункту 10.3**

Рисунок 10.2, замінити ключовий елемент 1: «рівень екскавації (лівий); таблиця води (права)» на «рівень екскавації (лівий); рівень незв'язаної води (правий)».

### **25 Зміни до Підпункту 10.4**

Частина (5)Р, замінити даний параграф на:

« Якщо критерій фільтрації є невиконаним, необхідно буде проконтролювати, що проектне значення гідравлічного градієнту є значно нижчим за значення критичного гідравлічного градієнту, при якому починається рух часток ґрунту.»

### **26 Зміни до Підпункту 10.5**

Частина (1)Р:

Рисунок 10.3, замінити ключовий елемент 1: «таблиця незв'язаних вод» на «рівень незв'язаних вод».

«ПРИМІТКА», друге тире, видалити підкреслення.

### **27 Зміни до Підпункту 11.5.1**

Частина (10), замінити друге речення на: «Якщо використовується метод шарів без перевірки горизонтального балансу, то сили між шарами мають вважатися горизонтальними.»

Частина (11)Р, видалити останню «ПРИМІТКА».

### **28 Зміни до Підпункту А.5**

Частина (1)Р, ПРИМІТКА, замінити: «EN 1990:2002» на «даний стандарт».

### **29 Зміни до Підпункту В.2**

Частина (4):

Замінити: «Рівняння (2.6) включає» на «Рівняння (2.6a) та (2.6b) включають».

Частина (5):

Другий параграф, замінити: «рівняння (2.6)» на «рівняння (2.6a) та (2.6b)».

П'ятий параграф, замінити: «рівняння (2.6) зводиться до» на «рівняння (2.6a) застосовується».

Частина (6):

Другий параграф, замінити: «рівняння (2.6) зводиться до:» на «рівняння (2.6a) та (2.6b) зводяться до:».

Частина (7):

Замінити: «рівняння (2.6) залишається:» на «рівняння (2.6a) та (2.6b) залишаються:».

### **30 Зміни до Підпункту В.3**

Частина (1):

Перший рядок, замінити: «рівняння (2.7)» на «рівняння (2.7с)».

Рівняння (В.5.2), замінити: «рівняння (2.7)» на «рівняння (2.7с)».

Частина (2):

Замінити: «рівняння (2.7)» на «рівняння (2.7a), (2.7b) та (2.7с)».

Частина (5):

Другий параграф, замінити: «рівняння (2.7)» на «рівняння (2.7с)».

### **31 Зміни до Підпункту F.2**

Рівняння (F.1), замінити: «f» на «В».

### **32 Зміни до Додатку С**

Повністю замінити Додаток С наступним новим Додатком С:

**Додаток С**  
**(інформаційний)**

**Приклади процедур для визначення тиску ґрунту**

**С.1 Гранична величина тиску ґрунту**

(1) Граничні значення тиску ґрунту на вертикальні стіни, спричинені ваговою щільністю ( $\gamma$ ), незмінним вертикальним навантаженням поверхні ( $q$ ), кутом опору зсуву( $\phi$ ) та когезією ( $c$ ) мають бути підраховані наступним чином:

– активна межа стану:

Формула (С.1)

де інтеграція взята від поверхні ґрунту до глибини  $z$

Формула

–пасивна межа стану:

Формула (С.2)

де інтеграція взята від поверхні ґрунту до глибини  $z$

Формула

де:

$a$	адгезія (між ґрунтом та стінами)
$c$	когезія
$K_a$	коефіцієнт ефективного горизонтального активного тиску ґрунту
$K_p$	коефіцієнт ефективного горизонтального пасивного тиску ґрунту
$q$	вертикальне навантаження поверхні
$z$	відстань до зовнішньої поверхні стіни
$\beta$	кут нахилу ґрунту за стіною (направлений вгору, позитивний)
$\delta$	кут опору зсуву між ґрунтом та стіною
$\gamma$	загальна вагова щільність збереженого ґрунту
$\delta_a(z)$	загальний звичайний тиск на стіну на глибині $z$ (активна межа стану)
$\delta_p(z)$	загальний звичайний тиск на стіну на глибині $z$ (пасивна межа стану)

(2) Для висохлого ґрунту,  $K_a$  та  $K_p$  є функціями кута опору зсуву  $\phi'$  та  $c = c'$ , ефективною когезією. Для невисохлого ґрунту,  $K_a = K_p = 1$  та  $c = c_u$ , невисохла межа міцності на зсув.

(3) Значення коефіцієнту ефективного тиску ґрунту може бути взято з зображень з С.1.1 по С.1.4 для  $K_a$ , та з С.2.1 по С.2.4 для  $K_p$ .

(4) В якості альтернативи можуть бути використані аналітичні процедури описані в С.2

(5) В розшарованих ґрунтах коефіцієнт  $K$  зазвичай має визначатися параметрами межі міцності на зсув лише на глибині  $z$ , незалежно від значень на інших глибинах.

### Рисунок

Рисунок С.1.1 – Коефіцієнт  $K_a$  ефективного активного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з горизонтальною утримуваною поверхнею ( $\beta=0$ )

### Рисунок

Рисунок С.1.2 – Коефіцієнт  $K_a$  ефективного активного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=0$  та  $\delta=0$ )

### Рисунок

Рисунок С.1.3 – Коефіцієнт  $K_a$  ефективного активного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=0,66$ )

### Рисунок

Рисунок С.1.4 – Коефіцієнт  $K_a$  ефективного активного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=1$ )

### Рисунок

Рисунок С.2.1 – Коефіцієнт  $K_p$  ефективного пасивного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з горизонтальною утримуваною поверхнею ( $\beta=0$ )

### Рисунок

Рисунок С.2.2 – Коефіцієнт  $K_p$  ефективного пасивного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=0$  та  $\delta=0$ )

### Рисунок

Рисунок С.2.3 – Коефіцієнт  $K_p$  ефективного пасивного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=0,66$ )

### Рисунок

Рисунок С.2.4 – Коефіцієнт  $K_p$  ефективного пасивного тиску ґрунту (горизонтальна складова): з похилою утримуваною поверхнею ( $\delta/\varphi'=1$ )

## С.2 Аналітичні процедури для отримання обмежувального активного та пасивного тиску ґрунту

(1) Наступні процедури, які включають деякі приблизні значення, можуть бути використані в усіх випадках.

(2) Дана процедура встановлена для пасивних видів тиску з силовими параметрами (представленими далі як  $\phi$ ,  $c$ ,  $\delta$ ,  $a$ ) введеними як позитивні значення, дивись Рисунок С.3.

(3) Для активних видів тиску використовуються ті самі алгоритми, з наступними змінами:

– силові параметри  $\phi$ ,  $c$ ,  $\delta$  та  $a$  вводяться як негативні значення;

– значення кута нахилу еквівалентного навантаження поверхні  $\beta_0 \in \beta$ , здебільшого із-за приблизних значень використаних для  $K_\gamma$ .

(4) Використовуються наступні символи (деякі також подані в 1.6):

$a$	адгезія між стіною та ґрунтом
$c$	когезія
$K_c$	коефіцієнт когезії
$K_n$	коефіцієнт для нормального навантаження на поверхню
$K_q$	коефіцієнт для вертикального навантаження
$K_\gamma$	коефіцієнт для маси ґрунту
$m_t$	кут від напрямку поверхні ґрунту, який вказує від стіни на дотичне направлення лінії перехресного зсуву, яке межує з рухомою масою ґрунту, вказує з поверхні ґрунту
$m_w$	кут між нормальним/дотичним напрямком стіни та стіною зовнішньої смуги ковзання, позитивний, коли точки дотику знаходяться зверху позаду стіни
$\beta$	кут між горизонталлю та поверхнею ґрунту, позитивний, коли поверхня ґрунту підіймається від стіни
$\delta$	кут тертя стіни, з правилом знаків визначеним на зображенні С.4 при підрахунку пасивного опору
$\phi$	кут опору зсуву
$\theta$	кут між вертикаллю та напрямком стіни, позитивний, коли ґрунт виступає над стіною
$v$	дотичне обертання вздовж зовнішньої лінії ковзання, позитивне, коли маса ґрунту над лінією ковзання має випуклу форму
$q$	тиск від тимчасового загального уніфікованого навантаження, на одиницю площі реальної поверхні
$p$	вертикальний тиск від тимчасового уніфікованого навантаження, на одиницю площі в горизонтальній проекції



## Рисунок

Рисунок С.3 – Визначення стосовно стін та заповнення схилів, додаткових навантажень та геометрії лінії ковзання

(5) Стикувальні параметри  $\varphi$  та  $a$  мають обиратися таким чином, щоб:

$$a/c = \tan\delta / \tan\varphi$$

(6) Граничні умови на поверхні ґрунту включають  $\beta_0$ , що є кутом падіння еквівалентного навантаження поверхні. В даному концепті цей кут визначається як векторна сума двох членів:

- фактичне розподілене навантаження поверхні  $q$ , на одиницю поверхні, уніфіковане, але необов'язково вертикальне, та;
- $c \cot\varphi$  представлено як нормальне навантаження.

Кут  $\beta_0$  є позитивним, коли тангенціальна складова  $q$  вказує в напрямку стіни, а звичайна складова направлена в напрямку ґрунту. Якщо  $c = 0$ , а навантаження поверхні є вертикальним або нульовим, та загалом для активного тиску  $\beta_0 = \beta$ .

(7) Кут  $m_t$  визначається граничними умовами поверхні ґрунту:

$$\cos(2m_t + \varphi + \beta_0) = -(\sin\beta_0 / \sin\varphi)$$

(8) Граничні умови для стіни  $m_w$  визначаються:

$$\cos(2m_w + \varphi + \delta) = \sin\delta / \sin\varphi$$

Кут  $m_w$  є негативним для пасивних тисків ( $\varphi > 0$ ) якщо пропорція  $\sin\delta / \sin\varphi$  є достатньо Великою.

(9) Загальне дотичне обертання вздовж зовнішньої лінії ковзання рухомої маси ґрунту

Визначається кутом  $v$ , який вираховується за допомогою виразу:

$$v = m_t + \beta - m_w - \theta$$

(10) Коефіцієнт  $K_n$  нормального навантаження на поверхню (тобто, нормальний тиск ґрунту на стіні від питомого тиску звичайного для поверхні) визначається наступним виразом, в якому  $v$  має вставлятися в радіани:

$$K_n = (1 + \sin\varphi \sin(2m_w + \varphi)) / ((1 - \sin\varphi \sin(2m_t + \varphi)) \exp(2v \tan\varphi))$$

(11) Коефіцієнт для вертикального навантаження на поверхню (сила на одиницю площі горизонтальної проекції):

$$K_q = K_n \cos^2\beta$$

та коефіцієнт для строку когезії:

$$K_c = (K_n - 1) \cot\varphi$$

(12) Приблизний вираз для маси ґрунту:

$$K_\gamma = K_n \cos\beta \cos(\beta - \theta)$$

Даний вираз має велику надійність. В той час як похибка є неважливою для активного тиску, вона може бути значною для пасивного тиску з позитивним значенням  $\beta$ .

Для  $\varphi = 0$  затверджені наступні граничні величини:

$$\cos 2m_t = -(p/c) \sin\beta \cos\beta;$$

$$\cos 2m_w = a/c;$$

$$K_q = \cos^2\beta;$$

$$K_c = 2v + \sin 2m_t + \sin 2m_w;$$

(з  $v$  в радіанах), в той час як для  $K_\gamma$  ( $\varphi = 0$ ), кращою апроксимацією є:

$$K_\gamma = \cos\theta + (\sin\beta \cos m_w / \sin m_t)$$

(13) Для пасивного та активного тиску процедура передбачає позитивний кут випуклості ( $v \geq 0$ ).

(14) Якщо умови не виконуються (навіть приблизно), тобто, коли для гладкої стіни та достатньо похилої поверхні ґрунту  $\beta$  та  $\varphi$  мають протилежні значення, слід розглянути можливість використання інших методів. Так само, як і у випадку розгляду навантажень нерегулярної поверхні.

### **С.3 Рухи для мобілізації ґрунтового тиску**

(1) Співвідношення тиску ґрунту до руху стіни має бути розглянуте для активних ситуацій. Величина цього руху залежить від режиму руху стіни, вихідного тиску ґрунту та щільності землі. Таблиця С.1 приводить приблизні значення для співвідношення  $v_a/h$  для повністю мобілізованого ефективного активного ґрунтового тиску для вертикальних стін з висохлим, некогезійним ґрунтом та горизонтальною поверхнею ґрунту, припускаючи, що початковий стан напруги  $K_0 < 1$ .

(2) Співвідношення тиску ґрунту до руху стіни має бути розглянуте для пасивних ситуацій. Величина цього руху залежить від режиму руху стіни, вихідного тиску ґрунту та щільності землі. Таблиця С.2 приводить приблизні значення для співвідношення  $v_p/h$  для повністю мобілізованого ефективного пасивного ґрунтового тиску для вертикальних стін з висохлим, некогезійним ґрунтом та горизонтальною поверхнею ґрунту, припускаючи, що початковий стан напруги  $K_0 < 1$ . Значення в скобках – це співвідношення  $v/h$  для половини граничної величини ефективного пасивного тиску ґрунту.

(3) Проміжні значення ефективного активного тиску ґрунту між станом спокою та граничним станом можуть бути отримані шляхом лінійної інтерполяції.

(4) Для пасивних ситуацій, значення можуть бути інтерпольовані з значень поданих в таблиці С.2, використовуючи загальну криву подану на Рисунку С.4.

**Рисунок**

Таблиця С.1 – Співвідношення  $v_d/h$  для некогезійних ґрунтів

**Рисунок**

Таблиця С.2 – Співвідношення  $v_p/h$  та  $v/h$  для  $0,5\delta_p$  для некогезійних ґрунтів

**Рисунок**

Рисунок С.4 – Мобілізація ефективного пасивного тиску некогезійного ґрунту в порівнянні з нормалізованим зміщенням стіни  $v/v_p$  ( $v$ : зміщення;  $v_p$ : зміщення для повної мобілізації пасивного тиску ґрунту)

Код УКНД 91.010.30; 93.020

Класифікаційні угруповання (згідно з ДК 004)

Ключові слова: геотехнічне проектування, споруди, ґрунти, фундаменти, методи визначення, дії, граничні стани, технічний нагляд, моніторинг, експлуатація

Перший заступник директора ДП НДІБК  
з наукової роботи  
Керівник (заст. керівника)  
організації розробника та її назва

Ю. Слюсаренко

Науковий керівник,  
зав. відділу ДП НДІБК  
науковий керівник, посада

І. Матвєєв

Відповідальний виконавець,  
пров. наук. співробітник  
відповідальний виконавець, посада

Г. Соловйова

