



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 8.
ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 5. ФУНДАМЕНТИ, ПІДПІРНІ КОНСТРУКЦІЇ
ТА ГЕОТЕХНІЧНІ АСПЕКТИ
(EN 1998-5:2004, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1998-5:201X
(Проект, остаточна редакція)

**Київ
Мінрегіон України
201X**

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій" (ДП НДІБК)

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ: **Ю. Немчинов**, доктор техн. наук; **О. Хавкін**, канд. техн. наук, (науковий керівник); **В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **М. Мар'єнков**, канд. техн. наук; **Ю. Калюх**, доктор техн. наук; **Т. Каргопольцева**; **Т. Мірошник**; **А. Юров**

2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ:

наказ Мінрегіону України від __.__.201X № ____ з _____

3 Національний стандарт відповідає EN 1998-5:2004 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 5. Фундаменти, підпірні конструкції та геотехнічні аспекти)

Ступінь відповідності – ідентичний (IDT)

Переклад з англійської (en)

Цей стандарт видано з дозволу CEN

4 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ

**Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений, тиражований
і розповсюджений як офіційне видання без дозволу
Міністерства регіонального розвитку, будівництва
та житлово-комунального господарства України**

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN 1998-5:2004 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 5. Фундаменти, підпірні конструкції та геотехнічні аспекти).

EN 1998-5:2004 «Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects» підготовлено Технічним комітетом CEN/TC 250 „Structural Eurocodes” (Єврокоди конструкцій), секретаріатом якого керує BSI (Британський інститут стандартів).

До національного стандарту долучено англomовний текст.

На території України як національний стандарт діє ліва колонка тексту ДСТУ-Н Б EN 1998-5:201X „Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 5. Фундаменти, підпірні конструкції та геотехнічні аспекти (EN 1998-5:2004, IDT)”, викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 « Основні положення» цей стандарт відноситься до комплексу нормативних документів у галузі будівництва В.1.1 «Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі».

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічний комітет, відповідальний за цей стандарт – ТК-304 „Захист будівель та споруд”.

До стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова «цей європейський стандарт» замінено на «цей стандарт»;
- структурні елементи стандарту: «Обкладинка», «Передмова», «Національний вступ» та «Зміст» - оформлено згідно з вимогами національної стандартизації України;
- крапку замінено на кому як вказівник десяткових знаків.

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1998-5:2004, наведено в додатку НА.

Копії МС, що неприйняті як національні стандарти, але на які є посилання в EN 1998-5:2004, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

ЗМІСТ

CONTENTS

Вступ	VII	Foreword	VII
Основи програми Єврокоду	VII	Background of the Eurocode programme	VII
Статус і сфера застосування Єврокодів	IX	Status and field of application of Eurocodes	IX
Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди	XI	National Standards implementing Eurocodes	XI
Зв'язки між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (EN-и і ЕТА-и) для виробів	XII	Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	XII
Додаткова інформація стосовно EN 1998-5	XII	Additional information specific to EN 1998-5	XII
Національний додаток до EN 1998-5 ...	XIII	National annex for EN 1998-5	XIII
1 Загальні положення	1	1 General	1
1.1 Галузь використання	1	1.1 Scope	1
1.2 Нормативні посилання	2	1.2 Normative references	2
1.2.1 Загальні стандарти на які є посилання	2	1.2.1 General reference standards	2
1.3 Припущення	3	1.3 Assumptions	3
1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування	3	1.4 Distinction between principles and applications rules	3
1.5 Терміни та визначення	3	1.5 Terms and definitions	3
1.5.1 Терміни, загальні для всіх Єврокодів	3	1.5.1 Terms common to all Eurocodes	3
1.5.2 Подальші терміни, що використовуються у цьому стандарті	3	1.5.2 Additional terms used in the present standard	3
1.6 Позначення	4	1.6 Symbols	4
1.7 Одиниці СІ	7	1.7 S.I. Units	7
2 Сейсмічний вплив	8	2 Seismic action	8
2.1 Визначення сейсмічного впливу ...	8	2.1 Definition of the seismic action	8
2.2 Представлення зміни у часі	8	2.2 Time-history representation	8
3 Властивості ґрунту	9	3 Ground properties	9
3.1 Параметри міцності	9	3.1 Strength parameters	9
3.2 Параметри жорсткості і демпфування	9	3.2 Stiffness and damping parameters	9

4 Вимоги до розміщення і до ґрунтів основи	11	4 Requirements for sitting and for foundation soils	11
4.1 Розміщення	11	4.1 Sitting	11
4.1.1 Загальні положення	11	4.1.1 General	11
4.1.2 Близькість до сейсмічноактивних розломів	11	4.1.2 Proximity to seismically active faults	11
4.1.3 Стійкість схилу	12	4.1.3 Slope stability	12
4.1.3.1 Загальні положення	12	4.1.3.1 General requirements	12
4.1.3.2 Сейсмічний вплив	12	4.1.3.2 Seismic action	12
4.1.3.3 Методи розрахунку	13	4.1.3.3 Methods of analysis	13
4.1.3.4 Перевірка надійності для псевдостатичного методу ...	15	4.1.3.4 Safety verification for the pseudo-static method	15
4.1.4 Потенційно розрідженні ґрунти	15	4.1.4 Potentially liquefiable soils	13
4.1.5 Надмірне осідання ґрунтів при циклічних навантаженнях	18	4.1.5 Excessive settlements of soils under cyclic loads	18
4.2 Дослідження та вивчення ґрунту .	19	4.2 Ground investigation and studies	19
4.2.1 Загальні критерії	19	4.2.1 General criteria	19
4.2.2 Визначення типу ґрунту для опису сейсмічного впливу	19	4.2.2 Determination of the ground type for the definition of the seismic action	19
4.2.3 Залежність жорсткості і демпфування ґрунту від рівня деформації	21	4.2.3 Dependence of the soil stiffness and damping on the strain level	21
5 Система фундаменту	23	5 Foundation sistem	23
5.1 Загальні положення	23	5.1 General requirements	23
5.2 Правила концептуального проектування	21	5.2 Rules for conceptual design	21
5.3 Дії проектного впливу	23	5.3 Design action effects	23
5.3.1 Залежність від проектування будівель	23	5.3.1 Dependence on structural design	23
5.3.2 Передача дії впливу на ґрунт	23	5.3.2 Transfer of action effects to the ground	23
5.4 Перевірки і критерії вибору розмірів	26	5.4 Verifications and dimensioning criteria	26
5.4.1 Фундаменти мілкого закладення або заглиблені	26	5.4.1 Shallow or embedded foundations	26
5.4.1.1 Основи (проектування по кінцевому граничному стану)	26	5.4.1.1 Footings (ultimate limit state design)	26
5.4.1.2 Горизонтальні з'єднання фундаменту	29	5.4.1.2 Foundation horizontal connections	29

5.4.1.3 Плитні фундаменти	30	5.4.1.3 Raft foundations	30
5.4.1.4 Фундаменти коробчастого типу	31	5.4.1.4 Box-type foundations	31
5.4.2 Палі і опори	31	5.4.2 Piles and piers	31
6 Взаємодія «грунт-будівля»	33	6 Soil-structure interaction	33
7 Підпирні конструкції	34	7 Earth retaining structures	34
7.1 Загальні положення	34	7.1 General requirements	34
7.2 Вибір і загальні принципи проектування	34	7.2 Selection and general design considerations	34
7.3 Методи розрахунку	35	7.3 Methods of analysis	35
7.3.1 Загальні методи	35	7.3.1 General methods	35
7.3.2 Спрощені методи: псевдостатичний розрахунок	35	7.3.2 Simplified methods: pseudo-static analysis	35
7.3.2.1 Базові моделі	35	7.3.2.1 Basic models	35
7.3.2.2 Сейсмічний вплив	36	7.3.2.2 Seismic action	36
7.3.2.3 Проектний тиск грунту і води	38	7.3.2.3 Design earth and water pressure	38
7.3.2.4 Гідродинамічний тиск на зовнішню поверхню стіни	39	7.3.2.4 Hydrodynamic pressure on the outer face of the wall	39
7.4 Перевірка стійкості та міцності ...	40	7.4 Stability and strength verifications ..	40
7.4.1 Стійкість ґрунту основи	40	7.4.1 Stability of foundation soil	40
7.4.2 Анкери	40	7.4.2 Anchorage	40
7.4.3 Міцність конструкції	41	7.4.3 Structural strength	41
Додаток А Топографічні коефіцієнти збільшення.....	42	Annex A Topographic amplification factors	42
Додаток В Емпіричні графіки для спрощеного розрахунку розрідження ...	44	Annex B Empirical charts for simplified liquefaction analysis	44
Додаток С Статична жорсткість оголовка палі	47	Annex C Pile-head static stiffnesses	47
Додаток D Динамічна взаємодія «грунт-будівля» (SSI). Загальні впливи і важливість	48	Annex D Dynamic soil-structure interaction (SSI). General effects and significance	48
Додаток E Спрощений розрахунок для підпирних конструкцій	49	Annex E Simplified analysis for retaining structures	49
Додаток F Сейсмічна несуча здатність фундаментів мілкового закладення	54	Annex F Seismic bearing capacity of shallow foundations	54
Додаток НА Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних MS, посилання на які є в EN 1998-5:2004	58	Annex NA List of National Standards of Ukraine (SSU), identical MS, which are referenced in EN 1998-5:2004.....	58

Вступ

Цей Європейський Стандарт EN 1998-5, Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 5. Фундаменти, підпірні конструкції та геотехнічні аспекти, був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC 250 "Єврокоди в галузі будівництва", секретаріат якого проводиться BSI. CEN/TC 250 відповідає за всі Структурні Єврокоди.

Цей Європейський Стандарт повинен отримати статус національного стандарту, або шляхом опублікування ідентичного тексту, або схвалення, не пізніше травня 2005 року, і національні стандарти, що суперечать, повинні бути відкликани не пізніше березня 2010 року.

Цей документ замінює собою ENV 1998-5:1994.

Згідно Внутрішніх Регламентів CEN-CENELEC, Організації Національних стандартів наступних країн зобов'язані застосовувати цей Європейський Стандарт: Австрія, Бельгія, Кіпр, Чеська Республіка, Данія, Естонія, Фінляндія, Франція, Німеччина, Греція, Угорщина, Ісландія, Ірландія, Італія, Латвія, Литва, Люксембург, Мальта, Нідерланди, Норвегія, Польща, Португалія, Словаччина, Словенія, Іспанія, Швеція, Швейцарія та Сполучене Королівство.

Основи програми Єврокоду

В 1975 році, комісією Європейського Співтовариства було прийнято рішення про програму дій в області будівництва, на підставі статті 95 Договору. Метою програми було усунення технічних перешкод для торгівлі та гармонізації технічних специфікацій.

У рамках цієї програми дій, Комісія ухвалила ініціативу щодо створення набору гармонізованих технічних правил для

Foreword

This European Standard EN 1998-5, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects, has been prepared by Technical Committee CEN/TC 250 "Structural Eurocodes", the secretariat of which is held by BSI. CEN/TC 250 is responsible for all Structural Eurocodes.

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 at the latest by March 2010.

This document supersedes ENV 1998-5:1994.

According to the CEN-CENELEC Internal Regulations, the National Standard Organisations 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, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.

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

проектування будівельних робіт, які, на першому етапі будуть служити в якості альтернативи для національних норм, чинних в державах - Членах і, в кінцевому рахунку, замінити їх.

Протягом п'ятнадцяти років, комісія, за допомогою Керівного комітету з Представниками держав - Членів, провела розробку програми Єврокодів, яка привела до першого покоління європейських кодів у 1980-х роках.

В 1989 році, комісія і держави - члени ЄС і Європейська асоціація вільної торгівлі (ЕФТА) вирішили, на підставі згоди¹ між комісією і CEN, передати підготовку і публікацію Єврокодів до CEN через ряд Мандатів, з тим щоб забезпечити їм (Єврокодам) майбутній статус Європейського Стандарту (EN). Це зв'язує *de facto* Єврокоди з положеннями всіх директив Ради і/або рішень комісії, пов'язаних з європейськими стандартами (*наприклад*, директива Ради 89/106/ЕЕС про будівельну продукцію - CPD - і директиви Ради 93/37/ЕЕС, 92/50/ЕЕС і 89/440/ЕЕС про громадські роботи, послуги і еквівалент САВТ директиви ініційовано з ціллю створення внутрішнього ринку).

Структурно програма Будівельних Єврокодів включає в себе такі стандарти, які, як правило, 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

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 European Free Trade Association (EFTA) decided, on the basis of an agreement¹ 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

¹ Угода між комісією Європейських Співтовариств і Європейського комітету з Стандартизації (CEN) відносно роботи з ЕВРОКОДАМИ для проектування будівель та будівельних робіт (BC/CEN/03/89).

¹ Agreement between the Commission of the European Communities and the European Committee for Standardisation (CEN) concerning the work on EUROCODES for the design of building and civil engineering works (BC/CEN/03/89).

EN 1994 Єврокод 4: Проектування сталезалізо-бетонних конструкцій	EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій	EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures
EN 1996 Єврокод 6. Проектування кам'яних конструкцій	EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures
EN 1997 Єврокод 7. Геотехнічне проектування	EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design
EN 1998 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій	EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999 Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій	EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

Єврокоди визнають відповідальність регулюючих органів у кожній Державі-члені, і є гарантіями їх права визначати значення, що стосуються регулювання питань безпеки на національному рівні, де вони продовжують варіюватися від Держави до Держави.

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 і сфера застосування Єврокодів

Status and field of application of Eurocodes

Держави-Члени ЄС і ЄАВТ визнали, що Єврокоди служать в якості довідкового матеріалу для таких цілей:

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

- як спосіб доказу відповідності будівель і будівельних робіт основним вимогам директиви Ради 89/106/ЄЕС, особливо важлива Вимога № 1 - Механічна стійкість і стабільність - і важлива Вимога № 2 - Безпека у разі пожежі;

– 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 №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire ;

- як основа для визначення контрактів на будівельні роботи і суміжні інженерні послуги;

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

- як основа для розробки гармонізованих технічних характеристик будівельної продукції (ENs і ETAs).

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

Єврокоди, в тій мірі, в якій вони стосуються саме будівельних робіт, матимуть прямий зв'язок з Пояснювальними Документами², передбаченими в Статті 12, CPD, хоча вони мають іншу природу від гармонізованих продуктів стандартизації³. Таким чином, технічні аспекти, що впливають при роботі з Єврокодами, повинні бути належним чином розглянуті Технічними Комітетами CEN і/або Робочими Групами EOTA, що працюють з стандартами продукції з метою досягнення повної сумісності цих технічних специфікацій з Єврокодами.

Єврокоди надають загальні структурні правила проектування для повсякденного використання при проектуванні будівель і окремих конструкцій як традиційного так і інноваційного характеру. Незвичайні форми конструкцій або проектування умов, які не підпадають до додаткового експертного розгляду, потребують особливого підходу в таких випадках.

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents² referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards³. 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 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.

² Згідно ст. 3.3 CPD, основним вимогам (ERs), повинна бути дана конкретна форма в тлумаченні документів для створення необхідних зв'язків між основним вимогам і мандатами для гармонізованих ENs і ETAGs/ETAs.

² According to Art. 3.3 of the CPD, the essential requirements (ERs) shall be given concrete form in interpretative documents for the creation of the necessary links between the essential requirements and the mandates for harmonised ENs and ETAGs/ETAs.

³ Згідно ст. 12 CPD пояснювальні документи повинні:

³ According to Art. 12 of the CPD the interpretative documents shall:

a) дати конкретну форму необхідним вимогам по гармонізації термінології і технічним основам і зазначенням класів і рівнів по кожній вимозі в разі потреби;

a) give concrete form to the essential requirements by harmonising the terminology and the technical bases and indicating classes or levels for each requirement where necessary ;

b) вказати способи зв'язку цих класів і рівнів вимог з технічними характеристиками, наприклад, методи обчислення і докази, технічні правила для розробки проекту тощо ;

b) indicate methods of correlating these classes or levels of requirement with the technical specifications, e.g. methods of calculation and of proof, technical rules for project design, etc. ;

c) служити керівництвом для розробки гармонізованих стандартів і керівних принципів для європейських технічних схвалень.

c) serve as a reference for the establishment of harmonised standards and guidelines for European technical approvals.

Єврокоди, *фактично*, грають аналогічну роль у ER 1, та, частково, у ER 2.

The Eurocodes, *de facto*, play a similar role in the field of the ER 1 and a part of ER 2.

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 тільки інформацію про ті параметри, які залишаються відкритими в Єврокодах для національного вивикористання, відомий як національно встановлені параметри, які будуть використовуватися для проектування та будівництва у конкретній країні, а саме:

- значення та/або класи, де варіанти наведені в Єврокодi,
- значення, які можна використовувати там, де символ дано тільки в Єврокодi,
- конкретні дані країни (географічні, кліматичні тощо), наприклад, карту снігового покриву,
- процедура, яка повинна використовуватися як альтернативна процедурі, наведеної в Єврокодi.

Він також може містити

- рішення щодо застосування інформаційних доповнень,
- посилання на несуперечливу додаткову інформацію, щоб допомогти користувачеві застосовувати Єврокод.

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,
- 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.

Зв'язки між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (EN-и і ЕТА-и) для виробів

Існує необхідність забезпечення послідовності між гармонізуванням технічних специфікацій на будівельні вироби і технічними правилами для works⁴. Крім того, вся інформація, яка супроводжує СЕ-маркировку на будівельну продукцію, яка відноситься до Єврокодів, повинна чітко вказувати, які параметри, визначені на національному рівні, було прийнято до уваги.

Додаткова інформація стосовно EN 1998-5

Рамки Єврокоду 8 визначаються в EN 1998-1:2004 р., **1.1.1** і в рамках цієї Частини Єврокоду 8 визначаються в **1.1**. Додаткові Частини Єврокоду 8 перераховані в EN 1998 - 1:2004 , **1.1.3**.

EN 1998-5:2004 призначений для використання:

- клієнтами (наприклад, для розробки специфічних вимог за рівнем надійності і довговічності);
- конструкторами і дизайнерами;
- відповідними органами влади.

Для проектування конструкцій в сейсмічних районах положення цього Європейського Стандарту повинні застосовуватися в додаток до положень інших відповідних частин Єврокоду 8 та інших відповідних Єврокодів. Зокрема, положення цього Європейського Стандарту доповнюють EN 1997-1:2004, які не охоплені спеціальними вимогами проектування на сейсмостійкість.

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 works⁴. 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 EN 1998-5

The scope of Eurocode 8 is defined in EN 1998-1:2004, **1.1.1** and the scope of this Part of Eurocode 8 is defined in **1.1**. Additional Parts of Eurocode 8 are listed in EN 1998- 1:2004, **1.1.3**.

EN 1998-5:2004 is intended for use by:

- clients (e.g. for the formulation of their specific requirements on reliability levels and durability);
- designers and constructors;
- relevant authorities.

For the design of structures in seismic regions the provisions of this European Standard are to be applied in addition to the provisions of the other relevant parts of Eurocode 8 and the other relevant Eurocodes. In particular, the provisions of this European Standard complement those of EN 1997-1:2004, which do not cover the special requirements of seismic design.

⁴ розд.3.3 і розд. 12 з CPD, а також **4.2, 4.3.1, 4.3.2** і **5.2** ID 1.

⁴ see Art.3.3 and Art.12 of the CPD, as well as **4.2, 4.3.1, 4.3.2** and **5.2** of ID 1.

Завдяки комбінації факторів невизначеності в сейсмічних впливах і властивостей ґрунтового матеріалу, Частина 5 не може охопити докладно всі можливі дизайн ситуації і для її правильного використання може знадобитися спеціалізовані інженерні рішення і досвід.

Owing to the combination of uncertainties in seismic actions and ground material properties, Part 5 may not cover in detail every possible design situation and its proper use may require specialised engineering judgement and experience.

Національний додаток до EN 1998-5

National annex for EN 1998-5

Цей стандарт дає альтернативні процедури, вимоги та рекомендації з примітками, що вказують, де національні уточнення повинні бути зроблені. Тому Національний Стандарт, реалізуючий EN 1998-5, повинен мати Національну програму, що містить всі встановлені державою параметри, які будуть використовуватися для проектування будівель і будівельних робіт, які повинні бути виконані у відповідній країні.

This standard gives alternative procedures, values and recommendations for classes with notes indicating where national choices may have to be made. Therefore the National Standard implementing EN 1998-5 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.

Національний вибір Допускається в EN 1998-5:2004 року через пункти:

National choice is allowed in EN 1998-5:2004 through clauses:

Посилання Reference	Пункти Item
1.1 (4)	Інформативні Додатки А, С, D і F Informative Annexes A, C, D and F
3.1 (3)	Часткові коефіцієнти властивостей матеріалів Partial factors for material properties
4.1.4 (11)	Верхнє граничне навантаження для сприйнятливості до зрідження Upper stress limit for susceptibility to liquefaction
5.2 (2)c)	Скорочення пікового прискорення ґрунту від поверхні землі з глибиною Reduction of peak ground acceleration with depth from ground surface

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 8. ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ Частина 5. Фундаменти, підпирні конструкції і геотехнічні аспекти

ЕВРОКОД 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ Часть 5. Фундаменты, подпорные конструкции и геотехнические аспекты

EUROCODE 8 DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE Part 5. Foundations, retaining structures and geotechnical aspects

Чинний від 201X - XX - XX

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1 Галузь використання

(1)Р Ця частина Єврокоду 8 встановлює вимоги, критерії і правила по розміщенню на ґрунтових основах конструкцій з урахуванням сейсмостійкості. Вона поширюється на проектування різних систем фундаментів, проектування підпирних конструкцій і взаємодію «ґрунт-конструкція» при сейсмічних впливах. По суті вона доповнює Єврокод 7, в якому не висвітлені спеціальні вимоги сейсмічного проектування.

(2)Р Положення Частини 5 застосовуються до будівель (EN 1998-1), мостів (EN 1998-2), башт, щогл і димових труб (EN 1998-6), силосів, резервуарів і трубопроводів (EN 1998-4).

(3)Р Спеціальні вимоги проектування для фундаментів певних конструктивних типів, за необхідності, можна знайти у відповідних Частинах Єврокоду 8.

(4) У Додатку В цього Єврокоду наведені емпіричні графіки для спрощеної оцінки потенційного розрідження, а у Додатку Е наведена спрощена процедура сейсмічного аналізу підпирних конструкцій.

1 GENERAL

1.1 Scope

(1)P This Part of Eurocode 8 establishes the requirements, criteria, and rules for the siting and foundation soil of structures for earthquake resistance. It covers the design of different foundation systems, the design of earth retaining structures and soil-structure interaction under seismic actions. As such it complements Eurocode 7 which does not cover the special requirements of seismic design.

(2)P The provisions of Part 5 apply to buildings (EN 1998-1), bridges (EN 1998-2), towers, masts and chimneys (EN 1998-6), silos, tanks and pipelines (EN 1998-4).

(3)P Specialised design requirements for the foundations of certain types of structures, when necessary, shall be found in the relevant Parts of Eurocode 8.

(4) Annex B of this Eurocode provides empirical charts for simplified evaluation of liquefaction potential, while Annex E gives a simplified procedure for seismic analysis of retaining structures.

ПРИМІТКА 1 У довідковому Додатку А наведена інформація щодо збільшення коефіцієнтів, залежних від топографії.

ПРИМІТКА 2 У довідковому Додатку С наведена інформація щодо статичної жорсткості паль.

ПРИМІТКА 3 У довідковому Додатку D наведена інформація щодо динамічної взаємодії «грунт-конструкція».

ПРИМІТКА 4 У довідковому Додатку F наведена інформація щодо сейсмічної несучої здатності фундаментів мілкого закладення.

1.2 Нормативні посилання

(1)P Цей Європейський стандарт містить датовані і недатовані посилання, положення з інших публікацій. Ці нормативні посилання розташовуються у відповідних місцях тексту, а перелік публікацій наводиться нижче. Для датованих посилань подальші зміни або редакції будь-яких таких публікацій застосовуються до даного Європейському стандарту, тільки якщо вони включені до нього зміною або редакцією. Для недатованих посилань застосовується останнє видання публікації, на яку дається посилання (з урахуванням поправок).

1.2.1 Загальні стандарти, на які є посилання

EN 1990 Єврокод. Основи проектування конструкцій

EN 1997-1 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила

EN 1997-2 Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунту

EN 1998-1 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії та правила щодо споруд

NOTE 1 Informative Annex A provides information on topographic amplification factors.

NOTE 2 Informative Annex C provides information on the static stiffness of piles.

NOTE 3 Informative Annex D provides information on dynamic soil-structure interaction.

NOTE 4 Informative Annex F provides information on the seismic bearing capacity of shallow foundations.

1.2 Normative references

(1)P 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).

1.2.1 General reference standards

EN 1990 Eurocode - Basis of structural design

EN 1997-1 Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 1: General rules

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

EN 1998-1 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings

EN 1998-2 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости

EN 1998-2 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges

EN 1998-4 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи

EN 1998-4 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines

EN 1998-6 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 6. Башти, вежі і димові труби

EN 1998-6 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 6: Towers, masts and chimneys

1.3 Припущення

1.3 Assumptions

(1)Р Застосовуються загальні допущення стандарту EN 1990:2002, **1.3**.

(1)P The general assumptions of EN 1990:2002, **1.3** apply.

1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування

1.4 Distinction between principles and applications rules

(1)Р Застосовуються правила стандарту EN 1990:2002, **1.4**.

(1)P The rules of EN 1990:2002, **1.4** apply.

1.5 Терміни та визначення

1.5 Terms and definitions

1.5.1 Терміни, загальні для всіх Єврокодів

1.5.1 Terms common to all Eurocodes

(1)Р Застосовуються терміни та визначення, наведені в стандарті EN 1990:2002, **1.5**.

(1)P The terms and definitions given in EN 1990:2002, **1.5** apply.

(2)Р До термінів, загальних для всіх Єврокодів, застосовується стандарт EN 1998-1:2004, **1.5.1**

(2)P EN 1998-1:2004, **1.5.1** applies for terms common to all Eurocodes.

1.5.2 Подальші терміни, що використовуються у цьому стандарті

1.5.2 Additional terms used in the present standard

(1)Р Застосовується визначення ґрунту, що дається в стандарті EN 1997-1:2004, **1.5.2**, в той час як інші геотехнічні терміни, особливо що відносяться до землетрусів, такі як розрідження, дається в тексті.

(1)P The definition of ground found in EN 1997-1:2004, **1.5.2** applies while that of other geotechnical terms specifically related to earthquakes, such as liquefaction, are given in the text.

(2) Для цілей цього стандарту застосовуються терміни, визначені в EN 1998-1:2004, **1.5.2**.

(2) For the purposes of this standard the terms defined in EN 1998-1:2004, **1.5.2** apply.

1.6 Позначення

(1) Для цілей цього Європейського стандарту застосовуються наступні позначення. Всі позначення, що використовуються в Розділі 5, для зручності визначаються в тексті при першому згадуванні. На додаток нижче наводиться перелік позначень. Деякі позначення, які зустрічаються тільки в додатках, визначені в них:

E_d	Проектна дія впливу
E_{pd}	Бічний опір на стінці фундаменту завдяки пасивному тиску ґрунту
E_R	Коефіцієнт використання енергії при стандартному випробуванні на занурення
F_H	Проектна сейсмічна горизонтальна сила інерції
F_V	Проектна сейсмічна вертикальна сила інерції
F_{Rd}	Проектний опір зсуву між підшвою фундаменту і ґрунтом
G	Модуль зсуву
G_{max}	Середній модуль зсуву при малій деформації
L_e	Відстань анкерів від стіни в динамічному стані
L_s	Відстань анкерів від стіни в статичному стані
M_{Ed}	Проектна дія моменту
$N_1(60)$	Кількість ударів при стандартних випробуваннях на занурення, нормоване для впливів верхніх пластів та рівня енергії
N_{Ed}	Проектна нормальна сила на горизонтальну підставу

1.6 Symbols

(1) For the purposes of this European Standard the following symbols apply. All symbols used in Part 5 are defined in the text when they first occur, for ease of use. In addition, a list of the symbols is given below. Some symbols occurring only in the annexes are defined therein:

E_d	Design action effect
E_{pd}	Lateral resistance on the side of footing due to passive earth pressure
E_R	Energy ratio in Standard Penetration Test (SPT)
F_H	Design seismic horizontal inertia force
F_V	Design seismic vertical inertia force
F_{Rd}	Design shear resistance between horizontal base of footing and the ground
G	Shear modulus
G_{max}	Average shear modulus at small strain
L_e	Distance of anchors from wall under dynamic conditions
L_s	Distance of anchors from wall under static conditions
M_{Ed}	Design action in terms of moments
$N_1(60)$	SPT blowcount value normalised for overburden effects and for energy ratio
N_{Ed}	Design normal force on the horizontal base

N_{SPT}	Кількість ударів при стандартних випробуваннях на занурення (SPT)	N_{SPT}	Standard Penetration Test (SPT) blowcount value
PI	Показник пластичності ґрунту	PI	Plasticity Index of soil
R_d	Проектний опір ґрунту	R_d	Design resistance of the soil
S	Коефіцієнт ґрунту, визначений у EN 1998-1:2004, 3.2.2.2	S	Soil factor defined in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2
S_T	Топографічний коефіцієнт збільшення	S_T	Topography amplification factor
V_{Ed}	Проектне горизонтальне зусилля зсуву	V_{Ed}	Design horizontal shear force
W	Вага масиву зсуву	W	Weight of sliding mass
a_g	Проектне прискорення ґрунту для ґрунту типу А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)	a_g	Design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_I a_{gR}$)
a_{gR}	Довідкове пікове прискорення ґрунту для ґрунту типу А	a_{gR}	Reference peak ground acceleration on type A ground
a_{vg}	Проектне прискорення ґрунту у вертикальному напрямку	a_{vg}	Design ground acceleration in the vertical direction
c'	Зчеплення ґрунту, виражене ефективною напругою	c'	Cohesion of soil in terms of effective stress
c_u	Опір зсуву недренованого ґрунту	c_u	Undrained shear strength of soil
d	Діаметр палі	d	Pile diameter
d_r	Переміщення підпірних стін	d_r	Displacement of retaining walls
g	Гравітаційне прискорення	g	Acceleration of gravity
k_h	Горизонтальний сейсмічний коефіцієнт	k_h	Horizontal seismic coefficient
k_v	Вертикальний сейсмічний коефіцієнт	k_v	Vertical seismic coefficient
q_u	Міцність при простому необмеженому з боків стиску	q_u	Unconfined compressive strength

r	Показник для обчислення горизонтального сейсмічного коефіцієнта (Таблиця 7.1)	r	Factor for the calculation of the horizontal seismic coefficient (Table 7.1)
v_s	Швидкість поширення поперечної хвилі	v_s	Velocity of shear wave propagation
$v_{s,max}$	Середнє значення v_s при малій деформації ($< 10^{-5}$)	$v_{s,max}$	Average v_s value at small strain ($< 10^{-5}$)
α	Відношення проектного прискорення ґрунту для ґрунту типу А, a_g , до гравітаційного прискорення g	α	Ratio of the design ground acceleration on type A ground, a_g , to the acceleration of gravity g
γ	Питома вага ґрунту	γ	Unit weight of soil
γ_d	Суха питома вага ґрунту	γ_d	Dry unit weight of soil
γ_I	Коефіцієнт відповідальності	γ_I	Importance factor
γ_M	Відносний коефіцієнт властивості матеріалу	γ_M	Partial factor for material property
γ_{Rd}	Відносний коефіцієнт моделі	γ_{Rd}	Model partial factor
γ_w	Питома вага води	γ_w	Unit weight of water
δ	Кут тертя між ґрунтом і фундаментом або підпірної стіною	δ	Friction angle between the ground and the footing or retaining wall
ϕ'	Кут опору зсуву, виражений ефективною напругою	ϕ'	Angle of shearing resistance in terms of effective stress
ρ	Питома маса	ρ	Unit mass
σ_{vo}	Загальний тиск верхніх порід і загальна вертикальна напруга	σ_{vo}	Total overburden pressure, same as total vertical stress
σ'_{vo}	Ефективний тиск верхніх порід, само як і ефективна вертикальна напруга	σ'_{vo}	Effective overburden pressure, same as effective vertical stress
$\tau_{cy,u}$	Циклічний опір зсуву недренованого ґрунту	$\tau_{cy,u}$	Cyclic undrained shear strength of soil
τ_e	Сейсмічна напруга зсуву	τ_e	Seismic shear stress

1.7 Одиниці СІ

(1)Р Повинні використовуватися одиниці СІ відповідно до ISO 1000.

(2) Крім того, застосовуються одиниці, рекомендовані в EN 1998-1:2004, **1.7**.

ПРИМІТКА При геотехнічних розрахунках варто звертатися до EN 1997-1:2004, **1.6** (2).

1.7 S.I. Units

(1)P S.I. Units shall be used in accordance with ISO 1000.

(2) In addition the units recommended in EN 1998-1:2004, **1.7** apply.

NOTE For geotechnical calculations, reference should be made to EN 1997-1:2004, **1.6** (2).

2 СЕЙСМІЧНИЙ ВПЛИВ

2.1 Визначення сейсмічного впливу

(1)P Сейсмічний вплив повинен відповідати основним принципам і визначенням, наведеним у EN 1998-1:2004, **3.2**, з урахуванням положень, наведених у **4.2.2**.

(2)P Комбінування сейсмічного впливу з іншими впливами повинно виконуватися у відповідності з EN 1990:2002, **6.4.3.4** та EN 1998-1:2004, **3.2.4**.

(3) Де можливо, в цьому Європейському стандарті запропоновано спрощення вибору сейсмічного впливу.

2.2 Представлення зміни у часі

(1)P Якщо розрахунки виконуються з урахуванням дії часу, можуть використовуватися як штучні акселерограми, так і реальні записи сильних коливань. Їх пікове значення і частотний діапазон повинні відповідати EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.

(2) При перевірках динамічної стійкості за участі обчислення залишкових деформацій ґрунту, бажано, щоб збудження складалося з акселерограмм, записаних на ґрунтових майданчиках при реальних землетрусах, оскільки вони містять реалістичні низькочастотні коливання і належну часову кореляцію між горизонтальною і вертикальною складовими руху. Тривалість сильних коливань повинна бути обрана способом, відповідно до EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.

2 SEISMIC ACTION

2.1 Definition of the seismic action

(1)P The seismic action shall be consistent with the basic concepts and definitions given in EN 1998-1:2004, **3.2** taking into account the provisions given in **4.2.2**.

(2)P Combinations of the seismic action with other actions shall be carried out according to EN 1990:2002, **6.4.3.4** and EN 1998-1:2004, **3.2.4**.

(3) Simplifications in the choice of the seismic action are introduced in this European Standard wherever appropriate.

2.2 Time-history representation

(1)P If time-domain analyses are performed, both artificial accelerograms and real strong motion recordings may be used. Their peak value and frequency content shall be as specified in EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.

(2) In verifications of dynamic stability involving calculations of permanent ground deformations the excitation should preferably consist of accelerograms recorded on soil sites in real earthquakes, as they possess realistic low frequency content and proper time correlation between horizontal and vertical components of motion. The strong motion duration should be selected in a manner consistent with EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**.

3 ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТУ

3.1 Параметри міцності

(1) Як правило, можна використовувати значення параметрів міцності ґрунту, застосовані в статичному не дренажному стані. Для зв'язних ґрунтів відповідним параметром міцності є не дренажний опір на зсув c_u , враховуючий для швидкості відношення навантаження і циклічних ефектів деградації під дією сейсмічних навантажень, коли таке коригування необхідне і обґрунтоване відповідними експериментальними даними. Для незв'язного ґрунту відповідним параметром міцності є циклічний не дренажний опір на зсув $\tau_{cy,u}$, який має враховувати можливість зростання порового тиску.

(2) В якості альтернативи можна використовувати ефективні параметри міцності з відповідним тиском порової води, що створюється в процесі циклічного навантаження. Для скельних порід можна використовувати міцність при простому стиску необмеженому з боків, q_u .

(3) Відносні коефіцієнти (γ_M) для властивостей матеріалу c_u , $\tau_{cy,u}$ та q_u позначаються γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cy}}$ та γ_{qu} , а для $\tan \phi'$ позначаються $\gamma_{\phi'}$.

ПРИМІТКА Значення, що задаються для γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cy}}$, γ_{qu} та $\gamma_{\phi'}$, для використання в конкретній країні можна знайти в її Національному додатку. Рекомендовані значення $\gamma_{cu}=1,4$, $\gamma_{\tau_{cy}}=1,25$, $\gamma_{qu}=1,4$ і $\gamma_{\phi'}=1,25$.

3.2 Параметри жорсткості і демпфування

(1) Завдяки своєму впливу на проектні сейсмічні впливи основним параметром жорсткості ґрунту при навантаженнях від землетрусу є модуль зсуву G , що обчислюється за формулою

3 GROUND PROPERTIES

3.1 Strength parameters

(1) The value of the soil strength parameters applicable under static undrained conditions may generally be used. For cohesive soils the appropriate strength parameter is the undrained shear strength c_u , adjusted for the rapid rate of loading and cyclic degradation effects under the earthquake loads when such an adjustment is needed and justified by adequate experimental evidence. For cohesionless soil the appropriate strength parameter is the cyclic undrained shear strength $\tau_{cy,u}$ which should take the possible pore pressure build-up into account.

(2) Alternatively, effective strength parameters with appropriate pore water pressure generated during cyclic loading may be used. For rocks the unconfined compressive strength, q_u , may be used.

(3) The partial factors (γ_M) for material properties c_u , $\tau_{cy,u}$ and q_u are denoted as γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cy}}$ and γ_{qu} , and those for $\tan \phi'$ are denoted as $\gamma_{\phi'}$.

NOTE The values ascribed to γ_{cu} , $\gamma_{\tau_{cy}}$, γ_{qu} and $\gamma_{\phi'}$, for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values are $\gamma_{cu}=1,4$, $\gamma_{\tau_{cy}}=1,25$, $\gamma_{qu}=1,4$ and $\gamma_{\phi'}=1,25$.

3.2 Stiffness and damping parameters

(1) Due to its influence on the design seismic actions, the main stiffness parameter of the ground under earthquake loading is the shear modulus G , given by

$$G = \rho v_s^2 \quad (3.1)$$

де ρ питома маса і v_s швидкість поширення поперечної хвилі в ґрунті.

(2) Критерії для визначення v_s , включаючи її залежність від рівня деформації ґрунту, наведено в 4.2.2 і 4.2.3.

(3) Демпфування слід розглядати в якості додаткової властивості ґрунту у випадках, коли потрібно врахувати ефекти взаємодії «ґрунт-конструкція», зазначені в Розділі 6.

(4) Внутрішнє демпфування, викликане непружною роботою ґрунту під впливом циклічного навантаження, і демпфування випромінюванням, викликане розповсюдженням сейсмічних хвиль у напрямку від фундаменту, слід розглядати окремо.

where ρ is the unit mass and v_s is the shear wave propagation velocity of the ground.

(2) Criteria for the determination of v_s , including its dependence on the soil strain level, are given in 4.2.2 and 4.2.3.

(3) Damping should be considered as an additional ground property in the cases where the effects of soil-structure interaction are to be taken into account, specified in Section 6.

(4) Internal damping, caused by inelastic soil behaviour under cyclic loading, and radiation damping, caused by seismic waves propagating away from the foundation, should be considered separately.

4 ВИМОГИ ДО РОЗМІЩЕННЯ І ДО ҐРУНТІВ ОСНОВИ

4.1 Розміщення

4.1.1 Загальні положення

(1)Р Оцінка ділянки будівництва здійснюється для визначення характеру ґрунтової основи, щоб звести до мінімуму небезпеку розлому, нестійкості схилу, розрідження і високої схильності до ущільнення у разі землетрусу.

(2)Р Можливість виникнення цих негативних явищ повинна бути досліджена, як зазначено в наступних параграфах.

4.1.2 Близькість до сейсмічноактивних розломів

(1)Р Будівлі класів відповідальності II, III, IV, визначених у EN 1998-1:2004, **4.2.5**, не повинні зводитися в безпосередній близькості від тектонічних розломів, які визнані сейсмічно активними в офіційних документах, виданих компетентними державними органами.

(2) Відсутність руху в Пізньочетвертичному періоді може використовуватися для визначення неактивних розломів для більшості будівель, які не є важливими для громадської безпеки.

(3)Р Для цілей міського планування і для важливих будівель, що зводяться поблизу потенційно активних розломів у зонах високої сейсмічності здійснюються спеціальні геологічні дослідження, щоб визначити подальші небезпеки, пов'язані з розломом ґрунту та інтенсивністю струсу ґрунту.

4 REQUIREMENTS FOR SITING AND FOR FOUNDATION SOILS

4.1 Siting

4.1.1 General

(1)P An assessment of the site of construction shall be carried out to determine the nature of the supporting ground to ensure that hazards of rupture, slope instability, liquefaction, and high densification susceptibility in the event of an earthquake are minimised.

(2)P The possibility of these adverse phenomena occurring shall be investigated as specified in the following subclauses.

4.1.2 Proximity to seismically active faults

(1)P Buildings of importance classes II, III, IV defined in EN 1998-1:2004, **4.2.5**, shall not be erected in the immediate vicinity of tectonic faults recognised as being seismically active in official documents issued by competent national authorities.

(2) An absence of movement in the Late Quaternary may be used to identify nonactive faults for most structures that are not critical for public safety.

(3)P Special geological investigations shall be carried out for urban planning purposes and for important structures to be erected near potentially active faults in areas of high seismicity, in order to determine the ensuing hazard in terms of ground rupture and the severity of ground shaking.

4.1.3 Стійкість схилу

4.1.3.1 Загальні положення

(1)Р Необхідно виконати перевірку стійкості ґрунту для будівель, що зводяться на природних або штучних схилах або поблизу них, з метою забезпечення безпеки і/або експлуатаційної надійності будівель при проектному землетрусі.

(2)Р В умовах навантаження при землетрусі граничним станом для схилів є такий, після якого мають місце неприйнятно великі залишкові переміщення ґрунтового масиву у межах глибини, що є значною як для конструктивних, так і функціональних впливів на будівлі.

(3) Перевірку стійкості можна не проводити для будівель класу відповідальності I, якщо з порівняльного досвіду відомо, що ґрунт на будівельному майданчику є стійким.

4.1.3.2 Сейсмічний вплив

(1)Р При перевірці стійкості проектний сейсмічний вплив повинен відповідати визначенням, наведеним у 2.1.

(2)Р При перевірці стійкості ґрунту на схилах або поблизу них для будівель з коефіцієнтом відповідальності γ_I більше 1,0 необхідно збільшувати сейсмічний вплив до проектного значення за допомогою топографічного коефіцієнту.

ПРИМІТКА Деякі вказівки по значенням топографічного коефіцієнта збільшення наведені в довідковому Додатку А.

(3) Сейсмічний вплив може бути спрощен, як зазначено в 4.1.3.3.

4.1.3 Slope stability

4.1.3.1 General requirements

(1)P A verification of ground stability shall be carried out for structures to be erected on or near natural or artificial slopes, in order to ensure that the safety and/or serviceability of the structures is preserved under the design earthquake.

(2)P Under earthquake loading conditions, the limit state for slopes is that beyond which unacceptably large permanent displacements of the ground mass take place within a depth that is significant both for the structural and functional effects on the structures.

(3) The verification of stability may be omitted for buildings of importance class I if it is known from comparable experience that the ground at the construction site is stable

4.1.3.2 Seismic action

(1)P The design seismic action to be assumed for the verification of stability shall conform to the definitions given in 2.1.

(2)P An increase in the design seismic action shall be introduced, through a topographic amplification factor, in the ground stability verifications for structures with importance factor γ_I greater than 1,0 on or near slopes.

NOTE Some guidelines for values of the topographic amplification factor are given in Informative Annex A.

(3) The seismic action may be simplified as specified in 4.1.3.3.

4.1.3.3 Методи розрахунку

(1)Р Реакція ґрунтових схилів на проектний землетрус повинна бути обчислена шляхом використання відомих методів динамічного розрахунку, таких як моделі на основі кінцевих елементів або жорстких блоків, або за допомогою спрощених псевдостатичних методів за умови обмежень (3) та (8) цього підпункту.

(2)Р При моделюванні механічної поведінки ґрунтового середовища повинно бути прийняте до уваги пом'якшення реакції зі збільшенням рівня деформації, а також можливі ефекти зростання порового тиску під впливом циклічного навантаження.

(3) Перевірка стійкості може здійснюватися за допомогою спрощених псевдостатичних методів, коли топографія поверхні і стратиграфія ґрунту не представляють дуже різких порушень.

(4) Псевдостатичні методи розрахунку стійкості подібні до методів, зазначених у EN 1997-1:2004, **11.5**, крім включення горизонтальних і вертикальних сил інерції, прикладених до кожної частини ґрунтового масиву і врахування впливу гравітаційних навантажень, діючих на верхню частину схилу.

(5)Р Проектні сейсмічні сили інерції F_H і F_V , діючі на ґрунтовий масив, відповідно в горизонтальному і вертикальному напрямках, при псевдостатичному розрахунку записуються у вигляді:

$$F_H = 0,5\alpha \cdot S \cdot W, \quad (4.1)$$

$$F_V = \pm 0,5F_H \text{ якщо співвідношення } a_{vg}/a_g \text{ більш, ніж } 0,6 \quad (4.2)$$

$$F_V = \pm 0,33F_H \text{ якщо співвідношення } a_{vg}/a_g \text{ не більш, ніж } 0,6 \quad (4.3)$$

4.1.3.3 Methods of analysis

(1)P The response of ground slopes to the design earthquake shall be calculated either by means of established methods of dynamic analysis, such as finite elements or rigid block models, or by simplified pseudo-static methods subject to the limitations of (3) and (8) of this subclause.

(2)P In modelling the mechanical behaviour of the soil media, the softening of the response with increasing strain level, and the possible effects of pore pressure increase under cyclic loading shall be taken into account.

(3) The stability verification may be carried out by means of simplified pseudo-static methods where the surface topography and soil stratigraphy do not present very abrupt irregularities.

(4) The pseudo-static methods of stability analysis are similar to those indicated in EN 1997-1:2004, **11.5**, except for the inclusion of horizontal and vertical inertia forces applied to every portion of the soil mass and to any gravity loads acting on top of the slope.

(5)P The design seismic inertia forces F_H and F_V acting on the ground mass, for the horizontal and vertical directions respectively, in pseudo-static analyses shall be taken as:

де
 α відношення проектного прискорення ґрунту типу А, a_g , до прискорення сили тяжіння g ;

a_{vg} проектне прискорення ґрунту у вертикальному напрямку;

a_g проектне прискорення ґрунту для ґрунту типу А;

S параметр ґрунту по EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

W вага скользячого масиву.

Для a_g повинен бути врахований топографічний коефіцієнт збільшення відповідно до **4.1.3.2 (2)**.

(6)Р Умова граничного стану повинна бути перевірена для найменш безпечної потенційної поверхні ковзання.

(7) Умова граничного стану за експлуатаційної надійності може бути перевірена шляхом обчислення залишкового переміщення скользячого масиву з використанням спрощеної динамічної моделі, складеної з жорстких блоків ковзання з протидіючими силами тертя на схилі. У цій моделі сейсмічний вплив має бути представлений змінним у часі відповідно до **2.2** і заснован на проектному прискоренні без зменшення.

(8)Р Спрощені методи, такі як псевдостатичні спрощені методи, згадані в з (3) до (6) Р цього підпункту, не повинні використовуватися для ґрунтів, у яких можливе виникнення високих величин порового тиску води або значне ослаблення жорсткості під дією циклічного навантаження.

(9) Зростання порового тиску має бути оцінено з використанням відповідних випробувань. За відсутністю таких випробувань і з метою попереднього проектування це може бути оцінено за допомогою емпіричних кореляцій.

where

α is the ratio of the design ground acceleration on type A ground, a_g to the acceleration of gravity g ;

a_{vg} is the design ground acceleration in the vertical direction;

a_g is the design ground acceleration for type A ground;

S is the soil parameter of EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**;

W is the weight of the sliding mass.

A topographic amplification factor for a_g shall be taken into account according to **4.1.3.2 (2)**.

(6)P A limit state condition shall then be checked for the least safe potential slip surface.

(7) The serviceability limit state condition may be checked by calculating the permanent displacement of the sliding mass by using a simplified dynamic model consisting of a rigid block sliding against a friction force on the slope. In this model the seismic action should be a time history representation in accordance with **2.2** and based on the design acceleration without reductions.

(8)P Simplified methods, such as the pseudo-static simplified methods mentioned in (3) to (6)P in this subclause, shall not be used for soils capable of developing high pore water pressures or significant degradation of stiffness under cyclic loading.

(9) The pore pressure increment should be evaluated using appropriate tests. In the absence of such tests, and for the purpose of preliminary design, it may be estimated through empirical correlations.

4.1.3.4 Перевірка надійності для псевдостатичного методу

(1)Р Для водонасичених ґрунтів у зонах, де $\alpha \cdot S > 0,15$, необхідно розглянути можливе ослаблення міцності і зростання порового тиску завдяки циклічному навантаженню за умови обмежень, зазначених у **4.1.3.3** (8).

(2) При спокійному сповзанні, коли ймовірність реактивації землетрусами вище, повинні бути використані великі значення деформації для параметрів міцності ґрунту. У незв'язних матеріалах, чутливих до циклічного зростання порового тиску у межах границь **4.1.3.3**, останнє можна врахувати, знизивши протидіючу силу тертя за допомогою відповідного коефіцієнта порового тиску, пропорційного максимальному збільшенню порового тиску. Таке збільшення може бути оцінено, як зазначено в **4.1.3.3** (9).

(3) Застосування зменшення міцності на зсув не є необхідним для сильно дилатантних незв'язних ґрунтів, таких як щільні піски.

(4)Р Перевірка надійності ґрунтового схилу повинна виконуватися у відповідності з принципами EN 1997-1:2004.

4.1.4 Потенційно розріджені ґрунти

(1)Р Зниження міцності на зсув та/або жорсткості, викликане збільшенням порового тиску води в насичених незв'язних матеріалах в процесі коливань ґрунту при землетрусі, які призводять до значних залишкових деформацій або навіть до стану майже нульової ефективної напруги в ґрунті, далі зветься розрідженням.

(2)Р Оцінка схильності до розрідження повинна проводитися, якщо ґрунти основи мають протяжні шари або товсті лінзи рихлого піску, що містять або не містять дрібні фракції мулу/глини, нижче рівня

4.1.3.4 Safety verification for the pseudo-static method

(1)P For saturated soils in areas where $\alpha \cdot S > 0,15$, consideration shall be given to possible strength degradation and increases in pore pressure due to cyclic loading subject to the limitations stated in **4.1.3.3** (8).

(2) For quiescent slides where the chances of reactivation by earthquakes are higher, large strain values of the ground strength parameters should be used. In cohesionless materials susceptible to cyclic pore-pressure increase within the limits of **4.1.3.3**, the latter may be accounted for by decreasing the resisting frictional force through an appropriate pore pressure coefficient proportional to the maximum increment of pore pressure. Such an increment may be estimated as indicated in **4.1.3.3** (9).

(3) No reduction of the shear strength need be applied for strongly dilatant cohesionless soils, such as dense sands.

(4)P The safety verification of the ground slope shall be executed according to the principles of EN 1997-1:2004.

4.1.4 Potentially liquefiable soils

(1)P A decrease in the shear strength and/or stiffness caused by the increase in pore water pressures in saturated cohesionless materials during earthquake ground motion, such as to give rise to significant permanent deformations or even to a condition of near-zero effective stress in the soil, shall be hereinafter referred to as liquefaction.

(2)P An evaluation of the liquefaction susceptibility shall be made when the foundation soils include extended layers or thick lenses of loose sand, with or without silt/clay fines, beneath the water table level,

грунтових вод, а також коли рівень ґрунтових вод знаходиться близько до поверхні ґрунту. Ця оцінка повинна виконуватися для вільних польових умов майданчика (висоти поверхні ґрунту, рівня ґрунтових вод), діючих протягом терміну служби будівлі.

(3)P Необхідні для цього дослідження повинні як мінімум включати в себе проведення на майданчику стандартних випробувань з динамічного зондування (ВДЗ) або випробувань з статичного зондування (ВСЗ), а також визначення кривих розподілу розміру зерна в лабораторії.

(4)P Для стандартних випробувань з динамічного зондування виміряні значення кількості ударів N_{SPT} , виражені в ударах/30 см, повинні бути нормовані по номінальному тиску верхніх пластів 100 кПа і по відношенню енергії удару до теоретичної енергії вільного падіння 0,6. Для глибин менш 3 м виміряні значення N_{SPT} слід зменшити на 25 %.

(5) Нормалізація щодо ефектів верхніх порід може бути виконана шляхом множення виміряного значення N_{SPT} на коефіцієнт $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, де σ'_{vo} (кПа) - ефективний тиск верхніх пластів, діючий на глибині, на якій виконувалося вимірювання при (ВДЗ), під час його проведення. Значення нормалізуючого показника $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ повинно бути не менше 0,5, але не більше 2.

(6) Нормалізація енергії вимагає множення значення кількості ударів, отриманого в (5) цього параграфу, на показник $ER/60$, де ER - величина, у сто разів перевищує коефіцієнт використання енергії, характерний для випробувального устаткування.

(7) Для будівель з фундаментами мілкого закладання оцінку схильності до розрідження можна не проводити, якщо насичені піщані ґрунти знаходяться на глибинах понад 15 м від поверхні ґрунту.

and when the water table level is close to the ground surface. This evaluation shall be performed for the free-field site conditions (ground surface elevation, water table elevation) prevailing during the lifetime of the structure.

(3)P Investigations required for this purpose shall as a minimum include the execution of either in situ Standard Penetration Tests (SPT) or Cone Penetration Tests (CPT), as well as the determination of grain size distribution curves in the laboratory.

(4)P For the SPT, the measured values of the blowcount N_{SPT} , expressed in blows/30 cm, shall be normalised to a reference effective overburden pressure of 100 kPa and to a ratio of impact energy to theoretical free-fall energy of 0,6. For depths of less than 3 m, the measured N_{SPT} values should be reduced by 25 %.

(5) Normalisation with respect to overburden effects may be performed by multiplying the measured N_{SPT} value by the factor $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$, where σ'_{vo} (kPa) is the effective overburden pressure acting at the depth where the SPT measurement has been made, and at the time of its execution. The normalisation factor $(100/\sigma'_{vo})^{1/2}$ should be taken as being not smaller than 0,5 and not greater than 2.

(6) Energy normalisation requires multiplying the blowcount value obtained in (5) of this subclause by the factor $ER/60$, where ER is one hundred times the energy ratio specific to the testing equipment.

(7) For buildings on shallow foundations, evaluation of the liquefaction susceptibility may be omitted when the saturated sandy soils are found at depths greater than 15 m from ground surface.

(8) Небезпекою розрідження можна знехтувати, якщо $\alpha \cdot S < 0,15$ і виконується хоча б одна з наступних умов:

- піски мають вміст глини більше 20 % з показником пластичності $P_1 > 10$;

- піски мають вміст мулу більше 35 %, і, в той же час, значення кількості ударів при (ВДЗ), нормалізоване для ефектів верхніх пластів і коефіцієнту використання енергії, $N_1(60) > 20$;

- піски є чистими при значенні кількості ударів при (ВДЗ), нормалізоване для ефектів верхніх пластів і коефіцієнту використання енергії, $N_1(60) > 30$.

(9)Р Якщо небезпекою розрідження не можна знехтувати його необхідно як мінімум оцінити загальноприйнятими методами інженерної геотехніки на підставі поля кореляції між вимірюваннями на місці і критичними циклічними напругами зсуву, які, як встановлено, викликали розрідження під час минулих землетрусів.

(10) В Додатку В наведені емпіричні графіки розрідження, які ілюструють наближення поля кореляції при однакових ґрунтових умовах, стосовно різних типів вимірювань на місці. При цьому наближенні сейсмічна напруга зсуву τ_e може бути оцінена за спрощеним виразом

$$\tau_e = 0,65 \alpha \cdot S \cdot \sigma_{vo} \quad (4.4)$$

де σ_{vo} загальний тиск верхніх пластів, а інші змінні, як у виразах (4.1) - (4.3).

Цей вираз не може бути застосований для глибин більше 20 м.

(11)Р При використанні наближеного поля кореляції ґрунт вважається схильним до розрідження при однакових ґрунтових умовах, коли викликана землетрусом напруга зсуву перевищує певну частку λ критичної напруги, яка, як відомо, викликала розрідження при минулих землетрусах.

(8) The liquefaction hazard may be neglected when $\alpha \cdot S < 0,15$ and at least one of the following conditions is fulfilled:

- the sands have a clay content greater than 20 % with plasticity index $P_1 > 10$;

- the sands have a silt content greater than 35 % and, at the same time, the SPT blowcount value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_1(60) > 20$;

- the sands are clean, with the SPT blowcount value normalised for overburden effects and for the energy ratio $N_1(60) > 30$.

(9)P If the liquefaction hazard may not be neglected, it shall as a minimum be evaluated by well-established methods of geotechnical engineering, based on field correlations between in situ measurements and the critical cyclic shear stresses known to have caused liquefaction during past earthquakes.

(10) Empirical liquefaction charts illustrating the field correlation approach under level ground conditions applied to different types of in situ measurements are given in Annex B. In this approach, the seismic shear stress τ_e may be estimated from the simplified expression

where σ_{vo} is the total overburden pressure and the other variables are as in expressions (4.1) to (4.3).

This expression may not be applied for depths larger than 20 m.

(11)P If the field correlation approach is used, a soil shall be considered susceptible to liquefaction under level ground conditions whenever the earthquake-induced shear stress exceeds a certain fraction λ of the critical stress known to have caused liquefaction in previous earthquakes.

ПРИМІТКА Прийняте для використання значення λ в конкретній країні можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендоване значення $\lambda = 0,8$, що відповідає коефіцієнту безпеки 1,25.

(12)P Якщо ґрунти визнані схильними до розрідження і вважається, що наступні ефекти здатні вплинути на несучу здатність або стійкість фундаментів, для забезпечення стійкості фундаменту повинні бути прийняті заходи, такі як поліпшення ґрунту та використання паль (для передачі навантажень шарам, не схильним до розрідження).

(13) Поліпшення ґрунту проти зрідження полягає або в ущільненні ґрунту для збільшення опору проникнення за межі небезпечного діапазону, або у використанні дренажу для зменшення надмірного тиску порової води, створюваного струсом ґрунту.

ПРИМІТКА Можливість ущільнення головним чином визначається вмістом дрібної фракції і глибиною ґрунту.

(14) Використання тільки паливних фундаментів слід розглядати з обережністю у зв'язку з великими зусиллями, що виникають у палях через втрату опору ґрунту в розріджуваному шарі або шарах, а також з-за неминучих неточностей у визначенні положення і товщини такого шару або шарів.

4.1.5 Надмірне осідання ґрунтів при циклічних навантаженнях

(1)P Схильність ґрунтів основи до ущільнення і надмірного осідання, викликаних циклічними напругами від землетрусів, повинні бути враховані, коли на малій глибині існують протяжні шари або товсті лінзи сипучих, ненасичених, незв'язних матеріалів.

(2) Надмірне осідання може також відбуватися в дуже м'яких глинах через циклічне ослаблення їх міцності на зсув під впливом тривалого струсу ґрунту.

NOTE The value ascribed to λ for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $\lambda = 0,8$, which implies a safety factor of 1,25.

(12)P If soils are found to be susceptible to liquefaction and the ensuing effects are deemed capable of affecting the load bearing capacity or the stability of the foundations, measures, such as ground improvement and piling (to transfer loads to layers not susceptible to liquefaction), shall be taken to ensure foundation stability.

(13) Ground improvement against liquefaction should either compact the soil to increase its penetration resistance beyond the dangerous range, or use drainage to reduce the excess pore-water pressure generated by ground shaking.

NOTE The feasibility of compaction is mainly governed by the fines content and depth of the soil.

(14) The use of pile foundations alone should be considered with caution due to the large forces induced in the piles by the loss of soil support in the liquefiable layer or layers, and to the inevitable uncertainties in determining the location and thickness of such a layer or layers.

4.1.5 Excessive settlements of soils under cyclic loads

(1)P The susceptibility of foundation soils to densification and to excessive settlements caused by earthquake-induced cyclic stresses shall be taken into account when extended layers or thick lenses of loose, unsaturated cohesionless materials exist at a shallow depth.

(2) Excessive settlements may also occur in very soft clays because of cyclic degradation of their shear strength under ground shaking of long duration.

(3) Можливе ущільнення і осідання наявних ґрунтів повинно виконуватися наявними методами інженерної геотехніки вдаючись, при необхідності, до відповідних статичних і циклічних лабораторних випробувань репрезентативних зразків досліджуваних матеріалів.

(4) Якщо осідання, викликані ущільненням або циклічним ослабленням, виявляються здатними вплинути на стійкість фундаментів, слід приділяти увагу способам поліпшення ґрунту.

4.2 Дослідження та вивчення ґрунту

4.2.1 Загальні критерії

(1)Р Дослідження та вивчення матеріалів фундаменту в сейсмічних зонах має слідувати тим же критеріям, які прийняті для несейсмічних зон, як визначено в EN 1997-1:2004, Розділ 3.

(2) За винятком будівель класу відповідальності I, польові дослідження по можливості повинні включати випробування на статичне зондування, можливо з вимірюваннями порового тиску, оскільки вони забезпечують безперервну реєстрацію механічних характеристик ґрунту по глибині.

(3)Р Додаткові сейсмічно орієнтовані дослідження можуть знадобитися у випадках, зазначених у 4.1 та 4.2.2.

4.2.2 Визначення типу ґрунту для опису сейсмічного впливу

(1)Р Геотехнічні або геологічні дані для будівельного майданчику повинні бути доступні в достатній кількості, щоб забезпечити визначення середнього типу ґрунту та/або відповідного спектру реакції, як описано в EN 1998-1:2004, 3.1, 3.2.

(3) The densification and settlement potential of the previous soils should be evaluated by available methods of geotechnical engineering having recourse, if necessary, to appropriate static and cyclic laboratory tests on representative specimens of the investigated materials.

(4) If the settlements caused by densification or cyclic degradation appear capable of affecting the stability of the foundations, consideration should be given to ground improvement methods.

4.2 Ground investigation and studies

4.2.1 General criteria

(1)P The investigation and study of foundation materials in seismic areas shall follow the same criteria adopted in non-seismic areas, as defined in EN 1997-1:2004, Section 3.

(2) With the exception of buildings of importance class I, cone penetration tests, possibly with pore pressure measurements, should be included whenever feasible in the field investigations, since they provide a continuous record of the soil mechanical characteristics with depth.

(3)P Seismically-oriented, additional investigations may be required in the cases indicated in 4.1 and 4.2.2.

4.2.2 Determination of the ground type for the definition of the seismic action

(1)P Geotechnical or geological data for the construction site shall be available in sufficient quantity to allow the determination of an average ground type and/or the associated response spectrum, as defined in EN 1998-1:2004, 3.1, 3.2.

(2) З цією метою дані майданчику можуть бути об'єднані з даними по прилеглих зонах зі схожими геологічними характеристиками.

(3) Повинні бути враховані існуючі карти або критерії сейсмічного мікрорайонування за умови, що вони відповідають (1)P цього підрозділу і, що вони підтверджуються дослідженнями ґрунту на будівельному майданчику.

(4) P Профіль швидкості поперечної хвилі v_s в ґрунті повинен розглядатися як найбільш достовірний показник характеристик сейсмічного впливу, залежних від майданчика, на стабільних майданчиках.

(5) Вимірювання профілю v_s на майданчику свердловинними геофізичними методами слід використовувати для відповідальних будівель в регіонах високої сейсмічності, особливо при наявності ґрунтових умов типу D, S₁ та S₂.

(6) Для всіх інших випадків, при необхідності визначення періодів власних коливань ґрунту, профіль v_s може бути оцінений за допомогою емпіричних кореляцій з використанням опору проникнення на майданчику або інших геотехнічних властивостей з урахуванням розкиду таких кореляцій.

(7) Внутрішнє демпфування ґрунту слід виміряти за допомогою відповідних лабораторних або польових випробувань. У разі нестачі прямих вимірювань і якщо добуток $a_g S$ менше 0,1 g (тобто менше 0,98 м/с²), слід використовувати коефіцієнт демпфування 0,03. Структуровані і цементовані ґрунти, а також м'які гірські породи, можуть вимагати особливого розгляду.

(2) For this purpose, in situ data may be integrated with data from adjacent areas with similar geological characteristics.

(3) Existing seismic microzonation maps or criteria should be taken into account, provided that they conform with (1)P of this subclause and that they are supported by ground investigations at the construction site.

(4) P The profile of the shear wave velocity v_s in the ground shall be regarded as the most reliable predictor of the site-dependent characteristics of the seismic action at stable sites.

(5) In situ measurements of the v_s profile by in-hole geophysical methods should be used for important structures in high seismicity regions, especially in the presence of ground conditions of type D, S₁, or S₂.

(6) For all other cases, when the natural vibration periods of the soil need to be determined, the v_s profile may be estimated by empirical correlations using the in situ penetration resistance or other geotechnical properties, allowing for the scatter of such correlations.

(7) Internal soil damping should be measured by appropriate laboratory or field tests. In the case of a lack of direct measurements, and if the product $a_g S$ is less than 0,1 g (i.e. less than 0,98 m/s²), a damping ratio of 0,03 should be used. Structured and cemented soils and soft rocks may require separate consideration.

4.2.3 Залежність жорсткості і демпфування ґрунту від рівня деформації

(1) Різниця між значеннями v_s при малій деформації, наприклад, вимірними в ході випробувань на майданчику, і значеннями, що відповідають рівням деформації, викликаних проектним землетрусом, повинна бути врахована у всіх обчисленнях за участю динамічних властивостей ґрунтів при стабільних умовах.

(2) Для локальних ґрунтових умов типу С або D з неглибоким рівнем ґрунтових вод і ніяких матеріалів з показником пластичності $PI > 40$ у відсутність спеціальних даних це може бути зроблено за допомогою понижуючих коефіцієнтів для v_s , наведених у Таблиці 4.1. Для більш жорстких профілів ґрунту і більш глибоких рівнів ґрунтових вод таблична величина зниження повинна бути пропорційно меншою (і діапазон змін повинен бути знижений).

(3) Якщо добуток $a_g S$ більше або дорівнює $0,1 g$ (тобто більше або дорівнює $0,98 \text{ м/с}^2$), то у відсутність спеціальних вимірювань слід використовувати коефіцієнти внутрішнього демпфування, наведені в Таблиці 4.1.

4.2.3 Dependence of the soil stiffness and damping on the strain level

(1) The difference between the small-strain values of v_s , such as those measured by in situ tests, and the values compatible with the strain levels induced by the design earthquake shall be taken into account in all calculations involving dynamic soil properties under stable conditions.

(2) For local ground conditions of type C or D with a shallow water table and no materials with plasticity index $PI > 40$, in the absence of specific data, this may be done using the reduction factors for v_s given in Table 4.1. For stiffer soil profiles and a deeper water table the amount of reduction should be proportionately smaller (and the range of variation should be reduced).

(3) If the product $a_g S$ is equal to or greater than $0,1 g$, (i.e. equal to or greater than $0,98 \text{ m/s}^2$), the internal damping ratios given in Table 4.1 should be used, in the absence of specific measurements.

Таблиця 4.1 — Середні відношення демпфування ґрунту і середні понижуючі коефіцієнти (\pm одне стандартне відхилення) для швидкості поперечної хвилі v_s і модуля зсуву G в межах глибини 20 м

Table 4.1 — Average soil damping ratios and average reduction factors (\pm one standard deviation) for shear wave velocity v_s , and shear modulus G within 20 m depth

Відношення прискорення ґрунта, $\alpha \cdot S$ Ground acceleration ratio, $\alpha \cdot S$	Відношення демпфування Damping ratio	$\frac{v_s}{v_{s,max}}$	$\frac{G}{G_{max}}$
0,10	0,03	0,90($\pm 0,07$)	0,80($\pm 0,10$)
0,20	0,06	0,70($\pm 0,15$)	0,50($\pm 0,20$)
0,30	0,10	0,60($\pm 0,15$)	0,36($\pm 0,20$)

$v_{s,max}$ середнє значення v_s при малій деформації ($< 10^{-5}$), що не перевищує 360 м/с.

G_{max} середній модуль зсуву при малій деформації.

ПРИМІТКА За допомогою діапазонів \pm одне стандартне відхилення проєктувальник може внести різний рівень консерватизму в залежності від таких факторів, як жорсткість і на шарування профілю ґрунту. Значення $v_s/v_{s,max}$ і G/G_{max} вище середнього можна, наприклад, використовувати для більш жорстких профілів, а значення $v_s/v_{s,max}$ і G/G_{max} нижче середнього можуть використовуватися для більш м'яких профілів.

$v_{s,max}$ is the average v_s value at small strain ($< 10^{-5}$), not exceeding 360 m/s.

G_{max} is the average shear modulus at small strain.

NOTE Through the \pm one standard deviation ranges the designer can introduce different amounts of conservatism, depending on such factors as stiffness and layering of the soil profile. Values of $v_s/v_{s,max}$ and G/G_{max} above the average could, for example, be used for stiffer profiles, and values of $v_s/v_{s,max}$ and G/G_{max} below the average could be used for softer profiles.

5 СИСТЕМА ФУНДАМЕНТУ

5.1 Загальні положення

(1)Р На додаток до загальних правил EN 1997-1:2004 фундамент будівлі в сейсмічній зоні повинен відповідати наступним вимогам.

a) Відповідні зусилля від надземної частини будівлі повинні передаватися ґрунту без істотних залишкових деформацій згідно з критеріями **5.3.2**.

b) Сейсмічно обумовлені деформації ґрунту сумісні з істотними функціональними вимогами будівлі.

c) Фундамент повинен розглядатися, проектуватися і будуватися у відповідності з правилами **5.2** і мінімальними заходами **5.4** в спробі обмежити ризики, пов'язані з невизначеністю сейсмічної реакції.

(2)Р Належна увага повинна приділятися залежності деформації від динамічних властивостей ґрунтів (дивись **4.2.3**) та ефектів, пов'язаних з циклічним характером сейсмічного навантаження. Властивості поліпшеного на місці або навіть заміненого ґрунту повинні бути враховані, якщо поліпшення або заміна вихідного ґрунту вимушено робить його схильним до розрідження або ущільнення.

(3) У разі необхідності (або вимоги) можна використовувати матеріал ґрунту або коефіцієнти опору інші за тих, що згадуються в **3.1** (3), за умови, що вони відповідають тому ж рівню безпеки.

ПРИМІТКА Прикладами є коефіцієнти опору, що застосовуються до результатів випробувань паль навантаженням.

5 FOUNDATION SYSTEM

5.1 General requirements

(1)P In addition to the general rules of EN 1997-1:2004 the foundation of a structure in a seismic area shall conform to the following requirements.

a) The relevant forces from the superstructure shall be transferred to the ground without substantial permanent deformations according to the criteria of **5.3.2**.

b) The seismically-induced ground deformations are compatible with the essential functional requirements of the structure.

c) The foundation shall be conceived, designed and built following the rules of **5.2** and the minimum measures of **5.4** in an effort to limit the risks associated with the uncertainty of the seismic response.

(2)P Due account shall be taken of the strain dependence of the dynamic properties of soils (see **4.2.3**) and of effects related to the cyclic nature of seismic loading. The properties of in-situ improved or even substituted soil shall be taken into account if the improvement or substitution of the original soil is made necessary by its susceptibility to liquefaction or densification.

(3) Where appropriate (or needed), ground material or resistance factors other than those mentioned in **3.1** (3) may be used, provided that they correspond to the same level of safety.

NOTE Examples are resistance factors applied to the results of pile load tests.

5.2 Правила концептуального проектування

(1)Р У разі, якщо будівлі не є мостами і трубопроводами, змішані типи фундаментів, наприклад, палі з фундаментами мілкового закладання, повинні використовуватися тільки тоді, коли спеціальне дослідження показало адекватність такого рішення. Фундаменти змішаного типу можуть використовуватися у динамічно незалежних блоках однієї будівлі.

(2)Р При виборі типу фундаменту повинні бути розглянуті наступні пункти:

a) Фундамент повинен бути достатньо жорстким, щоб рівномірно передавати ґрунту локалізовані впливи, від надземною частини будівлі.

b) При виборі жорсткості фундаменту в його горизонтальній площині необхідно враховувати ефекти горизонтальних відносних переміщень між вертикальними елементами.

c) Якщо передбачається зменшення амплітуди сейсмічних коливань із збільшенням глибини, це повинно бути обґрунтовано відповідним дослідженням, і ні в якому разі це не може відповідати нижчому відношенню пікового прискорення між певною часткою p від добутку $\alpha \cdot S$ на поверхні ґрунту.

ПРИМІТКА Значення p для застосування в конкретній країні можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендоване значення $p = 0,65$.

5.3 Дії проектного впливу

5.3.1 Залежність від проектування будівель

(1)Р *Дисипативні будівлі.* Дії впливу для фундаментів дисипативних будівель повинні бути засновані на міркуванні проектної здатності обліку розвитку

5.2 Rules for conceptual design

(1)P In the case of structures other than bridges and pipelines, mixed foundation types, eg. piles with shallow foundations, shall only be used if a specific study demonstrates the adequacy of such a solution. Mixed foundation types may be used in dynamically independent units of the same structure.

(2)P In selecting the type of foundation, the following points shall be considered.

a) The foundation shall be stiff enough to uniformly transmit the localised actions received from the superstructure to the ground.

b) The effects of horizontal relative displacements between vertical elements shall be taken into account when selecting the stiffness of the foundation within its horizontal plane.

c) If a decrease in the amplitude of seismic motion with depth is assumed, this shall be justified by an appropriate study, and in no case may it correspond to a peak acceleration ratio lower than a certain fraction p of the product $\alpha \cdot S$ at the ground surface.

NOTE The value ascribed to p for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is $p = 0,65$.

5.3 Design action effects

5.3.1 Dependence on structural design

(1)P *Dissipative structures.* The action effects for the foundations of dissipative structures shall be based on capacity design considerations accounting for the

можливого запасу міцності. Оцінка таких дій повинна проводитися згідно відповідним положенням відповідних частин Єврокоду 8. Зокрема для будівель застосуються обмежуючі положення стандарту EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** (2)P.

(2)P *Недисипативні будівлі.* Дії впливу для фундаментів недисипативних будівель повинні бути отримані з розрахунку при проектній сейсмічній ситуації без міркувань проектної здатності. Дивись також EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** (3).

5.3.2 Передача дії впливу на ґрунт

(1)P Для того, щоб фундаментна система відповідала **5.1** (1)P а) повинні бути прийняті наступні критерії для передачі ґрунту горизонтального зусилля і нормального зусилля/згинального моменту. Для паль і опор повинні бути прийняті до уваги додаткові критерії, зазначені в **5.4.2**.

(2)P *Горизонтальне зусилля.* Проектне горизонтальне зусилля зсуву V_{Ed} повинно передаватися за допомогою наступних механізмів:

a) за допомогою проектного опору зсуву F_{Rd} між горизонтальною основою підшви або фундаментною плитою і ґрунтом, як описано в **5.4.1.1**;

b) за допомогою проектного опору зсуву між вертикальними гранями фундаменту і ґрунтом;

c) за допомогою проектного опору тиску ґрунту на бокову грань фундаменту відповідно до обмежень і умов, описаних у **5.4.1.1**, **5.4.1.3** і **5.4.2**.

(3)P Допускається комбінація опору зсуву з 30 % опору, що виникає від повністю задіяного пасивного тиску ґрунту.

development of possible overstrength. The evaluation of such effects shall be in accordance with the appropriate clauses of the relevant parts of Eurocode 8. For buildings in particular the limiting provision of EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** (2)P shall apply.

2)P *Non-dissipative structures.* The action effects for the foundations of non-dissipative structures shall be obtained from the analysis in the seismic design situation without capacity design considerations. See also EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** (3).

5.3.2 Transfer of action effects to the ground

(1)P To enable the foundation system to conform to **5.1** (1)P a), the following criteria shall be adopted for transferring the horizontal force and the normal force/bending moment to the ground. For piles and piers the additional criteria specified in **5.4.2** shall be taken into account.

(2)P *Horizontal force.* The design horizontal shear force V_{Ed} shall be transferred by the following mechanisms:

a) by means of a design shear resistance F_{Rd} between the horizontal base of a footing or of a foundation-slab and the ground, as described in **5.4.1.1**;

b) by means of a design shear resistance between the vertical sides of the foundation and the ground;

c) by means of design resisting earth pressures on the side of the foundation, under the limitations and conditions described in **5.4.1.1**, **5.4.1.3** and **5.4.2**.

(3)P A combination of the shear resistance with up to 30 % of the resistance arising from fully-mobilised passive earth pressures shall be allowed.

(4)P *Нормальне зусилля і згинаючий момент.* Відповідно обчислене проектне нормальне зусилля N_{Ed} і згинаючий момент M_{Ed} повинні передаватися ґрунту за допомогою одного з наступних механізмів або їх комбінації:

a) по проектному значенню вертикальних зусиль опору, діючих на основу фундаменту;

b) по проектному значенню згинаючих моментів, створюваних проектним горизонтальним опором зсуву між боковими стінками елементів фундаменту глибокого закладення (коробчастого типу, пальового, кесонного) і ґрунтом з урахуванням обмежень і умов, вказаних у 5.4.1.3 і 5.4.2;

c) по проектному значенню вертикального опору зсуву між боковими стінками елементів заглиблених фундаментів та глибокого закладення (коробчастого типу, пальового, причального і кесонного) і ґрунтом.

5.4 Перевірки і критерії вибору розмірів

5.4.1 Фундаменти мілкового закладення або заглиблені

(1)P Наступні перевірки і критерії вибору розмірів застосовуються для фундаментів мілкового закладення або заглиблених, що спираються безпосередньо на нижчележачий ґрунт.

5.4.1.1 Основи (проектування по кінцевому граничному стану)

(1)P Відповідно до критерія проектування по кінцевому граничному стану, основи повинні перевірятися на руйнування від зсуву і від втрати несучої здатності.

(2)P *Руйнування від зсуву.* У разі фундаментів, основа яких знаходиться над рівнем ґрунтових вод, руйнування має бути завдяки тертю і, за умов, зазначених у (5) цього підпункту, завдяки бічному тиску ґрунту.

(4)P *Normal force and bending moment.* An appropriately calculated design normal force N_{Ed} and bending moment M_{Ed} shall be transferred to the ground by means of one or a combination of the following mechanisms:

a) by the design value of resisting vertical forces acting on the base of the foundation;

b) by the design value of bending moments developed by the design horizontal shear resistance between the sides of deep foundation elements (boxes, piles, caissons) and the ground, under the limitations and conditions described in 5.4.1.3 and 5.4.2;

c) by the design value of vertical shear resistance between the sides of embedded and deep foundation elements (boxes, piles, piers and caissons) and the ground.

5.4 Verifications and dimensioning criteria

5.4.1 Shallow or embedded foundations

(1)P The following verifications and dimensioning criteria shall apply for shallow or embedded foundations bearing directly onto the underlying ground.

5.4.1.1 Footings (ultimate limit state design)

(1)P In accordance with the ultimate limit state design criteria, footings shall be checked against failure by sliding and against bearing capacity failure.

(2)P *Failure by sliding.* In the case of foundations having their base above the water table, this type of failure shall be resisted through friction and, under the conditions specified in (5) of this subclause, through lateral earth pressure.

(3) За відсутності більш конкретних досліджень проектний опір тертю для основ над рівнем ґрунтових вод, F_{Rd} , може бути обчислений з використанням наступного виразу:

$$F_{Rd} = N_{Ed} \frac{\tan \delta}{\gamma_M}, \quad (5.1)$$

де

N_{Ed} проектна горизонтальна сила на горизонтальну основу;

δ кут тертя на межі «конструкція-ґрунт» під подошвою основи, який може бути оцінений у відповідності з EN 1997-1:2004, **6.5.3**;

γ_M відносний коефіцієнт властивості матеріалу, прийнятий з тим же значенням, яке застосовується до $\tan \delta$ (дивись **3.1** (3)).

(4)P У разі фундаментів, що знаходяться нижче рівня ґрунтових вод, проектний опір зсуву має оцінюватися на підставі недренованої міцності у відповідності з EN 1997-1:2004, **6.5.3**.

(5) Проектний бічний опір E_{pd} , що виникає внаслідок тиску ґрунту на бічну поверхню основи, може бути врахований, як зазначено в **5.3.2**, за умови прийняття відповідних заходів на майданчику, таких як ущільнення зворотньої засипки, використання вертикальної стіни в ґрунті або заливка бетоном від подошви до верхні ґрунту.

(6)P Щоб переконатися, що руйнування від зсуву відсутнє на горизонтальній основі, має задовольнятися наступна умова:

$$V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd} \quad (5.2)$$

(7) У разі фундаментів, розміщених вище рівня ґрунтових вод, та за умови виконання наступних двох умов:

- властивості ґрунту залишаються незмінними в процесі землетрусу;

(3) In the absence of more specific studies, the design friction resistance for footings above the water table, F_{Rd} , may be calculated from the following expression:

where

N_{Ed} is the design normal force on the horizontal base;

δ is the structure-ground interface friction angle on the base of the footing, which may be evaluated according to EN 1997-1:2004, **6.5.3**;

γ_M is the partial factor for material property, taken with the same value as that to be applied to $\tan \delta$ (see **3.1** (3)).

(4)P In the case of foundations below the water table, the design shearing resistance shall be evaluated on the basis of undrained strength, in accordance with EN 1997-1:2004, **6.5.3**.

(5) The design lateral resistance E_{pd} , arising from earth pressure on the side of the footing may be taken into account as specified in **5.3.2**, provided appropriate measures are taken on site, such as compacting of backfill against the sides of the footing, driving a foundation vertical wall into the soil, or pouring a concrete footing directly against a clean, vertical soil face.

(6)P To ensure that there is no failure by sliding on a horizontal base, the following expression shall be satisfied.

(7) In the case of foundations above the water table, and provided that both of the following conditions are fulfilled:

- the soil properties remain unaltered during the earthquake;

- сповзання не робить негативного впливу на діяльність будь-яких важливих комунікацій (наприклад, водопроводів, газопроводів, ліній зв'язку або телекомунікацій), підведених до будівлі; обмежена величина сповзання може бути допущена. Ступінь сповзання повинна бути помірною, якщо розглядати загальну поведінку будівлі.

(8)P *Втрата несучої здатності.* Для задоволення вимоги **5.1** (1)P а), несуча здатність фундаменту повинна бути перевірена при дії комбінації прикладеної дії впливів N_{Ed} , V_{Ed} та M_{Ed} .

ПРИМІТКА Для перевірки сейсмічної несучої здатності фундаменту можна використовувати загальний вираз і критерії, наведені у довідковому Додатку F, які дозволяють кутове навантаження і ексцентриситет, що виникає від дії сил інерції в будівлі, а також можливі впливи сил інерції в ґрунтовій основі повинні бути прийняті до уваги.

(9) Звертає на себе увагу той факт, що деякі уразливі глини можуть зазнавати зниження міцності на зсув та, що незв'язні матеріали вразливі до зростання динамічного порового тиску при циклічному навантаженні, а також до збільшення дисипації порового тиску від нижчележачих шарів після землетрусу.

(10) Для оцінки несучої здатності ґрунту при сейсмічному навантаженні слід брати до уваги механізми можливого зменшення міцності і жорсткості, які можуть початися навіть при відносно низьких рівнях деформації. Якщо ці явища прийняті до уваги, можуть використовуватися зменшені значення часткових коефіцієнтів для властивостей матеріалу. В іншому випадку, слід використовувати значення, зазначені в **3.1** (3).

- sliding does not adversely affect the performance of any lifelines (eg water, gas, access or telecommunication lines) connected to the structure; a limited amount of sliding may be tolerated. The magnitude of sliding should be reasonable when the overall behaviour of the structure is considered.

(8)P *Bearing capacity failure.* To satisfy the requirement of **5.1** (1)P a), the bearing capacity of the foundation shall be verified under a combination of applied action effects N_{Ed} , V_{Ed} and M_{Ed} .

NOTE To verify the seismic bearing capacity of the foundation, the general expression and criteria provided in Informative Annex F may be used, which allow the load inclination and eccentricity arising from the inertia forces in the structure as well as the possible effects of the inertia forces in the supporting soil itself to be taken into account.

(9) Attention is drawn to the fact that some sensitive clays might suffer a shear strength degradation, and that cohesionless materials are susceptible to dynamic pore pressure build-up under cyclic loading as well as to the upwards dissipation of the pore pressure from underlying layers after an earthquake.

(10) The evaluation of the bearing capacity of soil under seismic loading should take into account possible strength and stiffness degradation mechanisms which might start even at relatively low strain levels. If these phenomena are taken into account, reduced values for the partial factors for material properties may be used. Otherwise, the values referred to in **3.1** (3) should be used.

(11) Повинне бути прийняте до уваги зростання порового тиску води при дії циклічного навантаження або розглядати його вплив на недреновану міцність (в загальному розрахунку напруг) або на поровий тиск (в розрахунку діючих напруг). Для будівель з коефіцієнтом відповідальності γ_I більше 1,0 повинна бути прийнята до уваги нелінійна поведінка ґрунту при визначенні можливої залишкової деформації в процесі землетрусів.

5.4.1.2 Горизонтальні з'єднання фундаменту

(1)P Згідно з 5.2 повинні бути оцінені додаткові дії впливів, викликані в будівлі горизонтальними відносними переміщеннями фундаменту, та у проекті визиті відповідні заходи для коригування.

(2) Для будівель вимога, вказана в (1)P цього підпункту, вважається виконаною, якщо фундаменти розташовані в одній горизонтальній площині та балки-в'язі або відповідна фундаментна плита передбачені на рівні підшови або пальових оголовків. Ці заходи не є необхідними в наступних випадках: а) для ґрунту типу А та б) у разі низькою сейсмічності для ґрунту типу В.

(3) Балки нижнього поверху будівлі можуть вважатися балками-в'язями за умови, що вони розташовані в межах 1,0 м від підшов або пальових оголовків. Фундаментна плита може служити заміною балкам-в'язям за умови, що вона теж розташована в межах 1,0 м від підшови або пальових оголовків.

(4) Необхідна міцність на розтяг цих з'єднувальних елементів може бути оцінена спрощеними методами.

(5)P За відсутності більш точних правил або методів, з'єднання фундаменту вважаються достатніми, коли дотримані всі правила, наведені у (6) та (7) цього підрозділу.

(11) The rise of pore water pressure under cyclic loading should be taken into account, either by considering its effect on undrained strength (in total stress analysis) or on pore pressure (in effective stress analysis). For structures with importance factor γ_I greater than 1,0 non-linear soil behaviour should be taken into account in determining possible permanent deformation during earthquakes.

5.4.1.2 Foundation horizontal connections

(1)P Consistent with 5.2 the additional action effects induced in the structure by horizontal relative displacements at the foundation shall be evaluated and appropriate measures to adapt the design taken.

(2) For buildings, the requirement specified in (1)P of this subclause is deemed to be satisfied if the foundations are arranged on the same horizontal plane and tie-beams or an adequate foundation slab are provided at the level of footings or pile caps. These measures are not necessary in the following cases: a) for ground type A, and b) in low seismicity cases for ground type B.

(3) The beams of the lower floor of a building may be considered as tie-beams provided that they are located within 1,0 m from the bottom face of the footings or pile caps. A foundation slab may possibly replace the tie-beams, provided that it too is located within 1,0 m from the bottom face of the footings or pile caps.

(4) The necessary tensile strength of these connecting elements may be estimated by simplified methods.

(5)P If more precise rules or methods are not available, the foundation connections shall be considered adequate when all the rules given in (6) and (7) of this subclause are met.

(6) *Балки-в'язі*

Наступні заходи повинні бути прийняті:

а) балки-в'язі повинні бути запроектовані, щоб витримувати осьове зусилля, яке розглядається при розтягу і стиску та дорівнює:

$$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ для ґрунту типу В}$$

$$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ для ґрунту типу С}$$

$$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ для ґрунту типу D}$$

де

N_{Ed} є середнім значенням проектних осьових зусиль сполучених вертикальних елементів в сейсмічній розрахунковій ситуації;

б) поздовжня арматура повинна бути повністю заанкерована в тіло фундаменту або в інші балки-в'язі, рамно з'єднані з нею.

(7) *Фундаментна плита*

Наступні заходи повинні бути прийняті:

а) Зони в'язей повинні бути запроектовані, щоб витримувати осьові зусилля, рівні тим, що надані в (6) а) цього підпункту

б) Поздовжня арматура зон в'язей повинна бути повністю заанкерована в тіло фундаменту або в продовження плити.

5.4.1.3 Плитні фундаменти

(1) Всі положення **5.4.1.1** можуть також застосовуватися до плитних фундаментів, але з наступними обмеженнями:

а) Загальний опір тертю може бути врахований в разі єдиної фундаментної плити. Для простої сітки фундаментних балок в кожному перехресті може розглядатися еквівалентна площа підшви.

(6) *Tie-beams*

The following measures should be taken:

a) the tie-beams should be designed to withstand an axial force, considered both in tension and compression, equal to:

$$\pm 0,3 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for ground type B}$$

$$\pm 0,4 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for ground type C}$$

$$\pm 0,6 \alpha \cdot S \cdot N_{Ed} \text{ for ground type D}$$

where

N_{Ed} is the mean value of the design axial forces of the connected vertical elements in the seismic design situation;

b) longitudinal steel should be fully anchored into the body of the footing or into the other tie-beams framing into it.

(7) *Foundation slab*

The following measures should be taken:

a) Tie-zones should be designed to withstand axial forces equal to those given in (6) a) of this subclause

b) The longitudinal steel of tie-zones should be fully anchored into the body of the footings or into the continuing slab.

5.4.1.3 Raft foundations

(1) All the provisions of **5.4.1.1** may also be applied to raft foundations, but with the following qualifications:

a) The global frictional resistance may be taken into account in the case of a single foundation slab. For simple grids of foundation beams, an equivalent footing area may be considered at each crossing.

b) Фундаментні балки та/або плити можуть розглядатися як з'єднані в'язями; правило для їх розмірів застосовне на ефективній ширині, яка відповідає ширині фундаментної балки або ширині плити, що дорівнює десяти їх товщин.

(2) Також може знадобитися перевірка плитного фундаменту як мембрани у межах його власної площини при дії його власних бічних інерційних навантажень і горизонтальних зусиль, викликаних надземною частиною будівлі.

5.4.1.4 Фундаменти коробчастого типу

(1) Всі положення **5.4.1.3** можуть також застосовуватися до фундаментів коробчастого типу. На додаток, може бути прийнятий до уваги бічний опір ґрунту, як зазначено в **5.3.2** (2) та **5.4.1.1** (5) у всіх категоріях ґрунту відповідно до запропонованих обмежень.

5.4.2 Палі і опори

(1)P Палі і опори повинні бути розраховані, щоб протистояти таким двом типам дії впливу.

a) *Сили інерції* від надземної частини будівлі. Такі сили в поєднанні зі статичними навантаженнями, дають проектні значення N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} , зазначені в **5.3.2**.

b) *Кінематичні сили*, що виникають від деформації навколишнього ґрунту при проходженні сейсмічних хвиль.

(2)P Граничний опір палі поперечному навантаженню повинен бути перевірений у відповідності з принципами EN 1997-1:2004, **7.7**.

(3)P Розрахунки для визначення внутрішніх зусиль вздовж палі, так само, як відхилення і поворот оголовка палі, повинні бути засновані на дискретних або континуальних моделях, які здатні реалістично (навіть якщо наближено) відтворити:

b) Foundation beams and/or slabs may be considered as being the connecting ties; the rule for their dimensioning is applicable to an effective width corresponding to the width of the foundation beam or to a slab width equal to ten times its thickness.

(2) A raft foundation may also need to be checked as a diaphragm within its own plane, under its own lateral inertial loads and the horizontal forces induced by the superstructure.

5.4.1.4 Box-type foundations

(1) All the provisions of **5.4.1.3** may also be applied to box-type foundations. In addition, lateral soil resistance as specified in **5.3.2** (2) and **5.4.1.1** (5), may be taken into account in all soil categories, under the prescribed limitations.

5.4.2 Piles and piers

(1)P Piles and piers shall be designed to resist the following two types of action effects.

a) *Inertia forces* from the superstructure. Such forces, combined with the static loads, give the design values N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed} , specified in **5.3.2**.

b) *Kinematic forces* arising from the deformation of the surrounding soil due to the passage of seismic waves.

(2)P The ultimate transverse load resistance of piles shall be verified in accordance with the principles of EN 1997-1:2004, **7.7**.

(3)P Analyses to determine the internal forces along the pile, as well as the deflection and rotation at the pile head, shall be based on discrete or continuum models that can realistically (even if approximately) reproduce:

- згинальну жорсткість палі;
- реакції ґрунту вздовж палі з належним урахуванням ефектів циклічного навантаження і величини деформацій в ґрунті;
- впливи міжпальової динамічної взаємодії (так звані динамічні впливи «пальового куща»);
- ступінь свободи обертання в/щодо пальового оголовка або з'єднання між палею і будівлею.

ПРИМІТКА Для обчислення жорсткості палі в якості вказівки можуть бути використані вирази, наведені в довідковому Додатку С.

(4)Р Бічний опір шарів ґрунту, схильних до розрідження або істотного зниження міцності, не враховується.

(5) Якщо використовуються похилі палі, вони повинні бути запроектовані так, щоб надійно витримати осьові та згинаючі навантаження.

ПРИМІТКА Похилі палі не рекомендуються для передачі ґрунту бічних навантажень.

(6)Р Згинальні моменти, які виникають в результаті кінематичної взаємодії, повинні бути обчислені, тільки коли одночасно виконуються всі наступні умови:

- профіль ґрунту має тип D, S₁ або S₂ та містить послідовні шари з жорсткістю, що різко відрізняється;
- зона є зоною помірної або високої сейсмічності, тобто добуток $a_g \cdot S$ перевищує 0,10 g (тобто перевищує 0,98 м/с²), і підтримуюча будівля відноситься до класу відповідальності III або IV.

(7) Палі в принципі повинні бути запроектовані, щоб залишатися пружними, але при певних умовах допускається виникнення пластичного шарніру у їх оголовках. Зони потенційного формування пластичного шарніру повинні бути запроектовані відповідно з EN 1998-1:2004, **5.8.4**.

- the flexural stiffness of the pile;
- the soil reactions along the pile, with due consideration to the effects of cyclic loading and the magnitude of strains in the soil;
- the pile-to-pile dynamic interaction effects (also called dynamic "pile-group" effects);
- the degree of freedom of the rotation at/of the pile cap, or of the connection between the pile and the structure.

NOTE To compute the pile stiffnesses the expressions given in Informative Annex C may be used as a guide.

(4)P The side resistance of soil layers that are susceptible to liquefaction or to substantial strength degradation shall be ignored.

(5) If inclined piles are used, they should be designed to safely carry axial loads as well as bending loads.

NOTE Inclined piles are not recommended for transmitting lateral loads to the soil.

(6)P Bending moments developing due to kinematic interaction shall be computed only when all of the following conditions occur simultaneously:

- the ground profile is of type D, S₁ or S₂, and contains consecutive layers of sharply differing stiffness;
- the zone is of moderate or high seismicity, i.e. the product $a_g \cdot S$ exceeds 0,10 g, (i.e. exceeds 0,98 m/s²), and the supported structure is of importance class III or IV.

(7) Piles should in principle be designed to remain elastic, but may under certain conditions be allowed to develop a plastic hinge at their heads. The regions of potential plastic hinging should be designed according to EN 1998-1:2004, **5.8.4**.

6 ВЗАЄМОДІЯ «ГРУНТ-БУДІВЛЯ»

(1)Р Впливи динамічної взаємодії «грунт-конструкція» повинні враховуватися в:

- a) будівлях, в яких впливи P- δ (2-го порядку) відіграють значну роль;
- b) будівлі з масивними або заглибленими фундаментами, такі як опори мостів, морські кесони та силоси;
- c) тонкі високі споруди, такі як башти і димові труби, розглянуті в EN 1998-6:2004;
- d) будівлі, що спираються на дуже м'які ґрунти при середній швидкості поперечної хвилі $v_{s,max}$ (як визначено в Таблиці 4.1) менше 100 м/с, таких як ґрунти основи типу S₁.

ПРИМІТКА Інформація по загальним впливам і важливості динамічної взаємодії «грунт-будівля» наведена в довідковому Додатку D.

(2)Р Вплив взаємодії ґрунт-будівля на палі повинен бути оцінений відповідно до **5.4.2** для всіх будівель.

6 SOIL-STRUCTURE INTERACTION

(1)P The effects of dynamic soil-structure interaction shall be taken into account in:

- a) structures where P- δ (2nd order) effects play a significant role;
- b) structures with massive or deep-seated foundations, such as bridge piers, offshore caissons, and silos;
- c) slender tall structures, such as towers and chimneys, covered in EN 1998-6:2004;
- d) structures supported on very soft soils, with average shear wave velocity $v_{s,max}$ (as defined in Table 4.1) less than 100 m/s, such as those soils in ground type S₁.

NOTE Information on the general effects and significance of dynamic soil-structure interaction is given in Informative Annex D.

(2)P The effects of soil-structure interaction on piles shall be assessed according to **5.4.2** for all structures.

7 ПІДПІРНІ КОНСТРУКЦІЇ

7.1 Загальні положення

(1)Р Підпірні конструкції повинні бути запроектовані так, щоб виконувались їх функції під час та після землетрусу без виникнення значних пошкоджень конструкції.

(2) Залишкові переміщення у формі комбінації ковзання і нахилу, останнє через залишкові деформації ґрунту основи, можуть допускатися, якщо показано, що вони відповідають функціональним та/або естетичним вимогам.

7.2 Вибір і загальні принципи проектування

(1)Р Вибір типу конструкції повинен бути заснований на нормальних умовах експлуатації згідно загальним принципам EN 1997-1:2004, Розділ 9.

(2)Р Належну увагу необхідно приділити тому факту, що відповідність додатковим сейсмічним вимогам може призвести до коригування, а іноді до більш належного вибору типу конструкції.

(3)Р Матеріал зворотньої засипки за конструкцією повинен бути ретельно просіяний і ущільнений на місці, щоб досягти якомога більшої цілісності з існуючим ґрунтовим масивом.

(4)Р Дренажні системи за конструкцією повинні бути здатні поглинати несталі і постійні коливання без порушення своїх функцій.

(5)Р Зокрема, в разі водомістких незв'язних ґрунтів, дренаж повинен бути ефективним для джерела розташованого нижче потенційної поверхні руйнування.

(6)Р Повинно бути забезпечено, щоб підтримуючий ґрунт мав збільшений запас міцності проти розрідження при проектному землетрусі.

7 EARTH RETAINING STRUCTURES

7.1 General requirements

(1)P Earth retaining structures shall be designed to fulfil their function during and after an earthquake, without suffering significant structural damage.

(2) Permanent displacements, in the form of combined sliding and tilting, the latter due to irreversible deformations of the foundation soil, may be acceptable if it is shown that they are compatible with functional and/or aesthetic requirements.

7.2 Selection and general design considerations

(1)P The choice of the structural type shall be based on normal service conditions, following the general principles of EN 1997-1:2004, Section 9.

(2)P Proper attention shall be given to the fact that conformity to the additional seismic requirements may lead to adjustment and, occasionally, to a more appropriate choice of structural type.

(3)P The backfill material behind the structure shall be carefully graded and compacted in situ, so as to achieve as much continuity as possible with the existing soil mass.

(4)P Drainage systems behind the structure shall be capable of absorbing transient and permanent movements without impairment of their functions.

(5)P Particularly in the case of cohesionless soils containing water, the drainage shall be effective to well below the potential failure surface behind the structures.

(6)P It shall be ensured that the supported soil has an enhanced safety margin against liquefaction under the design earthquake.

7.3 Методи розрахунку

7.3.1 Загальні методи

(1)Р Будь-який загальноприйнятий метод, заснований на процедурах динаміки конструкції і ґрунту та підтверджений досвідом і спостереженнями, в принципі застосовується для оцінки безпеки підпірної конструкції.

(2) Повинні бути враховані наступні аспекти:

a) нелінійна поведінка ґрунту в цілому в процесі його динамічної взаємодії з підпірною конструкцією;

b) інерційні впливи, пов'язані з масами ґрунту конструкції і всі інші гравітаційні навантаження, які можуть брати участь у процесі взаємодії;

c) гідродинамічні впливи, викликані присутністю води в ґрунті за стіною та/або водою на зовнішній поверхні стіни;

d) сумісність між деформаціями ґрунту, стіни і відтяжками, якщо вони є.

7.3.2. Спрощені методи: псевдо-статичний розрахунок

7.3.2.1 Базові моделі

(1)Р Базова модель для псевдо-статичного розрахунку повинна складатися з підпірної конструкції і її фундаменту, ґрунтової призми за конструкцією, яка, як вважається, знаходиться в стані активної граничної рівноваги (якщо конструкція достатньо гнучка), будь-якого перевантаження, діючого на ґрунтову призму, і, можливо, ґрунтового масиву у підшви стіни, яка, як вважається, знаходиться в стані пасивної рівноваги.

7.3 Methods of analysis

7.3.1 General methods

(1)P Any established method based on the procedures of structural and soil dynamics, and supported by experience and observations, is in principle acceptable for assessing the safety of an earth-retaining structure.

(2) The following aspects should be accounted for:

a) the generally non-linear behaviour of the soil in the course of its dynamic interaction with the retaining structure;

b) the inertial effects associated with the masses of the soil, of the structure, and of all other gravity loads which might participate in the interaction process;

c) the hydrodynamic effects generated by the presence of water in the soil behind the wall and/or by the water on the outer face of the wall;

d) the compatibility between the deformations of the soil, the wall, and the tiebacks, when present.

7.3.2 Simplified methods: pseudo-static analysis

7.3.2.1 Basic models

(1)P The basic model for pseudo-static analysis shall consist of the retaining structure and its foundation, of a soil wedge behind the structure supposed to be in a state of active limit equilibrium (if the structure is flexible enough), of any surcharge loading acting on the soil wedge, and, possibly, of a soil mass at the foot of the wall, supposed to be in a state of passive equilibrium.

(2) Для отримання активного стану ґрунту необхідно, щоб в процесі проектного землетрусу відбувся істотний рух стіни, що може бути можливим при гнучкій конструкції при згинанні, а для масивних конструкцій – при зсуві або повороті. Рух стіни, необхідний для розвитку активного гранично стану, див. EN 1997-1:2004, **9.5.3.**

(3) Для жорстких конструкцій, таких як підвальні або масивні стіни, заснованих на скелі або палях, розвиваються величини тиску більше активного, і більш доцільно вважати ґрунт в стані спокою, як показано в Е.9. Це слід також передбачати для заанкерованих підпірних стін, якщо рух не допускається.

7.3.2.2 Сейсмічний вплив

(1)P В цілях псевдо-статичного розрахунку, сейсмічний вплив має бути представлений набором горизонтальних і вертикальних статичних зусиль, рівних добутку сил тяжіння і сейсмічного коефіцієнта.

(2)P Вертикальна сейсмічний вплив повинен розглядатися, як діюча вгору або вниз сила, щоб створити найбільш несприятливий ефект.

(3) Інтенсивність таких еквівалентних сейсмічних зусиль для даної сейсмічної зони залежить від обсягу залишкового переміщення, одночасно прийнятого та фактично допустимого для прийнятого конструктивного рішення

(4)P За відсутності спеціальних досліджень, горизонтальний (k_h) і вертикальний (k_v) сейсмічні коефіцієнти, що впливають на всі маси, повинні розглядатися як:

(2) To produce an active soil state, a sufficient amount of wall movement is necessary to occur during the design earthquake, which can be made possible for a Flexible structure by bending, and for gravity structures by sliding or rotation. For the wall movement needed for development of an active limit state, see EN 1997-1:2004, **9.5.3.**

3) For rigid structures, such as basement walls or gravity walls founded on rock or piles, greater than active pressures develop, and it is more appropriate to assume an at rest soil state, as shown in E.9. This should also be assumed for anchored retaining walls if no movement is permitted.

7.3.2.2 Seismic action

(1)P For the purpose of the pseudo-static analysis, the seismic action shall be represented by a set of horizontal and vertical static forces equal to the product of the gravity forces and a seismic coefficient.

(2)P The vertical seismic action shall be considered as acting upward or downward so as to produce the most unfavourable effect.

(3) The intensity of such equivalent seismic forces depends, for a given seismic zone, on the amount of permanent displacement, which is both acceptable and actually permitted by the adopted structural solution.

(4)P In the absence of specific studies, the horizontal (k_h) and vertical (k_v) seismic coefficients affecting all the masses shall be taken as:

$$k_h = \alpha \frac{S}{r}, \quad (7.1)$$

$$k_v = \pm 0,5k_h \quad (7.2)$$

якщо a_{vg}/a_g більше 0,6, if a_{vg}/a_g is larger than 0,6

$$k_v = \pm 0,33k_h, \quad (7.3)$$

в інших випадках

otherwise

де

where

коефіцієнт r приймає значення, наведені в Таблиці 7.1, в залежності від типу підпірної конструкції. Для стін не вище 10 м сейсмічний коефіцієнт має прийматися постійним по висоті.

the factor r takes the values listed in Table 7.1 depending on the type of retaining structure. For walls not higher than 10 m, the seismic coefficient shall be taken as being constant along the height.

Таблиця 7.1 — Значення коефіцієнта r для обчислення горизонтального сейсмічного коефіцієнта

Table 7.1 — Values of factor r for the calculation of the horizontal seismic coefficient

Тип підпірної конструкції Type of retaining structure	r
Вільні масивні стіни, які допускають переміщення до $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (мм) Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 300 \alpha \cdot S$ (mm)	2
Вільні масивні стіни, які допускають переміщення до $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (мм) Free gravity walls that can accept a displacement up to $d_r = 200 \alpha \cdot S$ (mm)	1,5
Гнучкі залізобетонні стіни, стіни заанкеровані або з обв'язкою, залізобетонні стіни на вертикальних палях, обмежені стіни підвалів та мостів Flexural reinforced concrete walls, anchored or braced walls, reinforced concrete walls founded on vertical piles, restrained basement walls and bridge	1

(5) При наявності насичених незв'язних ґрунтів, чутливих до розвитку високого порового тиску:

(5) In the presence of saturated cohesionless soils susceptible to the development of high pore pressure:

а) коефіцієнт r у Таблиці 7.1 не повинен прийматися більше 1,0;

a) the r factor of Table 7.1 should not be taken as being larger than 1,0;

б) коефіцієнт безпеки проти розрідження не повинен бути менше 2.

b) the safety factor against liquefaction should not be less than 2.

ПРИМІТКА Значення коефіцієнта безпеки 2 впливає із застосування пункту 7.2 (6)Р у рамках спрощеного методу пункту 7.3.2.

NOTE The value of 2 of the safety factor results from the application of clause 7.2 (6)P within the framework of the simplified method of clause 7.3.2.

(6) Для підпірних конструкцій висотою більше 10 м та для додаткової інформації по коефіцієнту r див. **E.2**.

(7) Для немасивних підпірних стін впливом вертикального прискорення можна знехтувати.

7.3.2.3 Проектний тиск ґрунту і води

(1)P Загальна проектна сила, діюча на стіну в сейсмічних умовах, розраховується шляхом розгляду умов граничної рівноваги моделі, описаної в **7.3.2.1**.

(2) Ця сила може бути оцінена згідно з Додатком E.

(3) Проектну силу, згадану в (1)P цього підпункту, слід розглядати як результуюче зусилля статичного і динамічного тиску ґрунту.

(4)P Точка докладання сили завдяки динамічному тиску ґрунту повинна бути розташована на середині висоти стіни, за відсутності більш докладного дослідження з урахуванням відносної жорсткості, тип руху та відносної маси підпірної конструкції.

(5) Для стін, що вільно обертаються навколо своєї підшви, можна прийняти, що точка дії динамічної сили збігається з точкою дії статичної сили.

(6)P Розподіл тиску на стіну від статичної та динамічної дії повинно бути прийняте, як діюче під кутом по відношенню до нормального напрямку до стіни; який не перевищує $(2/3)\phi'$ для активного стану і дорівнює нулю для пасивного стану.

(7)P Для ґрунту, нижче рівня ґрунтових вод, слід розрізняти динамічно сприйнятливі умови, при яких внутрішня вода вільно переміщається по відношенню до твердої структури, та динамічно несприйнятливі умови, при яких по суті дренавання неможливо при сейсмічному впливі.

(6) For retaining structures more than 10 m high and for additional information on the factor r , see **E.2**.

(7) For non-gravity walls, the effects of vertical acceleration may be neglected for the retaining structure.

7.3.2.3 Design earth and water pressure

(1)P The total design force acting on the wall under seismic conditions shall be calculated by considering the condition of limit equilibrium of the model described in **7.3.2.1**.

(2) This force may be evaluated according to Annex E.

(3) The design force referred to in (1)P of this subclause should be considered to be the resultant force of the static and the dynamic earth pressures.

(4)P The point of application of the force due to the dynamic earth pressures shall be taken to lie at mid-height of the wall, in the absence of a more detailed study taking into account the relative stiffness, the type of movements and the relative mass of the retaining structure.

(5) For walls which are free to rotate about their toe the dynamic force may be taken to act at the same point as the static force.

(6)P The pressure distributions on the wall due to the static and the dynamic action shall be taken to act with an inclination with respect to a direction normal to the wall not greater than $(2/3)\phi'$ for the active state and equal to zero for the passive state.

(7)P For the soil under the water table, a distinction shall be made between dynamically pervious conditions in which the internal water is free to move with respect to the solid skeleton, and dynamically impervious ones in which essentially no drainage can occur under the seismic action.

(8) Для найбільш загальних випадків та для ґрунтів з коефіцієнтом проникності менше 5×10^{-4} м/с, порова вода не може вільно переміщатися по відношенню до твердої структури, сейсмічна дія відбувається в практично недренованих умовах та ґрунт можна розглядати як однофазну середу.

(9)P Для динамічно несприйнятливих умов застосовуються всі попередні положення за умови, що питома вага ґрунту і горизонтальний сейсмічний коефіцієнт відповідним чином скориговані.

(10) Коригування для динамічно несприйнятливих умов можуть бути виконані у відповідності з **Е.6** та **Е.7**.

(11)P Для динамічно сприйнятливої зворотньої засипки впливи, викликані сейсмічною дією в ґрунті та воді повинні вважатися незв'язаними.

(12) Внаслідок цього, гідродинамічний тиск води слід додати до гідростатичного тиску води у відповідності з **Е.7**. Точка прикладання сили від гідродинамічного тиску води повинна бути обрана на глибині нижче поверхні насиченого шару, що дорівнює 60% потужності такого шару.

7.3.2.4 Гідродинамічний тиск на зовнішню поверхню стіни

(1)P Повинні бути враховані максимальні (позитивні або негативні) коливання тиску по відношенню до діючого гідростатичного тиску, завдяки вібрації води з боку лицьової сторони стіни.

(2) Цей тиск може бути оцінений у відповідності з **Е.8**.

(8) For most common situations and for soils with a coefficient of permeability of less than 5×10^{-4} m/s, the pore water is not free to move with respect to the solid skeleton, the seismic action occurs in an essentially undrained condition and the soil may be treated as a single-phase medium.

(9)P For the dynamically impervious condition, all the previous provisions shall apply, provided that the unit weight of the soil and the horizontal seismic coefficient are appropriately modified.

(10) Modifications for the dynamically impervious condition may be made in accordance with **E.6** and **E.7**.

(11)P For the dynamically pervious backfill, the effects induced by the seismic action in the soil and in the water shall be assumed to be uncoupled effects.

(12) Therefore, a hydrodynamic water pressure should be added to the hydrostatic water pressure in accordance with **E.7**. The point of application of the force due to the hydrodynamic water pressure may be taken at a depth below the top of the saturated layer equal to 60% of the height of such a layer.

7.3.2.4 Hydrodynamic pressure on the outer face of the wall

(1)P The maximum (positive or negative) pressure fluctuation with respect to the existing hydrostatic pressure, due to the oscillation of the water on the exposed side of the wall, shall be taken into account.

(2) This pressure may be evaluated in accordance with **E.8**.

7.4 Перевірка стійкості та міцності

7.4.1 Стійкість ґрунту основи

(1)Р Потрібно виконати наступні перевірки:

- загальна стійкість
- локальне руйнування ґрунту.

(2)Р Перевірка загальної стійкості повинна виконуватися у відповідності з **4.1.3.4**.

(3)Р Граничний стан фундаменту повинен бути перевірений на руйнування від зсуву і на втрату несучої здатності (див. **5.4.1.1**).

7.4.2 Анкери

(1)Р Анкери (включаючи вільні троси натягу, анкерні пристрої, анкерні голови і обмеження) повинні мати достатню міцність і довжину, щоб забезпечити рівновагу критичної ґрунтової призми в сейсмічних умовах (див. **7.3.2.1**), а також достатню здатність до пристосування до сейсмічних деформацій ґрунту.

(2)Р Опір анкеру повинен бути отриманий відповідно до правил EN 1997-1:2004 для сталих і тимчасових проектних випадків в кінцевих граничних станах.

(3)Р Необхідно забезпечити, щоб анкерований ґрунт зберігав міцність, необхідну для функціонування анкеру в процесі проектного землетрусу та, зокрема, мав підвищений запас надійності проти зрідження.

(4)Р Відстань L_e між анкером і стіною повинна перевищувати відстань L_s , необхідну для несейсмічних навантажень.

(5) Відстань L_e для анкерів, заглиблених у ґрунт з характеристиками, подібними до характеристик ґрунту за стіною, та для умов рівного майданчика можна оцінити у відповідності з наступним виразом:

$$L_e = L_s (1 + 1,5\alpha \cdot S) \quad (7.4)$$

7.4 Stability and strength verifications

7.4.1 Stability of foundation soil

(1)P The following verifications are required:

- overall stability
- local soil failure.

(2)P The verification of overall stability shall be carried out in accordance with the rules of **4.1.3.4**.

(3)P The ultimate capacity of the foundation shall be checked for failure by sliding and for bearing capacity failure (see **5.4.1.1**).

7.4.2 Anchorage

(1)P The anchorages (including free tendons, anchorage devices, anchor heads and the restraints) shall have enough resistance and length to assure equilibrium of the critical soil wedge under seismic conditions (see **7.3.2.1**), as well as a sufficient capacity to adapt to the seismic deformations of the ground.

(2)P The resistance of the anchorage shall be derived according to the rules of EN 1997-1:2004 for persistent and transient design situations at ultimate limit states.

(3)P It shall be ensured that the anchoring soil maintains the strength required for the anchor function during the design earthquake and, in particular, has an enhanced safety margin against liquefaction.

(4)P The distance L_e between the anchor and the wall shall exceed the distance L_s , required for non-seismic loads.

(5) The distance L_e , for anchors embedded in a soil deposit with similar characteristics to those of the soil behind the wall and for level ground conditions, may be evaluated in accordance with the following expression:

7.4.3 Міцність конструкції

(1)Р Повинно бути доведено, що для комбінації сейсмічної дії з іншими можливими навантаженнями, досягається рівновага без перевищення проектної міцності стіни і опорних конструктивних елементів.

(2)Р З цією метою необхідно розглянути відповідні режими граничного стану для руйнування конструкції в EN 1997-1:2004, **8.5**.

(3)Р Всі конструктивні елементи повинні бути перевірені, щоб переконатися, що вони відповідають критеріям:

$$R_d > E_d \quad (7.5)$$

де

R_d проектне значення опору елементу, розраховане так, як і для несейсмічної ситуації;

E_d проектне значення дії впливу, отримане в результаті розрахунку, описаного в **7.3**.

7.4.3 Structural strength

(1)P It shall be demonstrated that, under the combination of the seismic action with other possible loads, equilibrium is achieved without exceeding the design strengths of the wall and the supporting structural elements.

(2)P For that purpose, the pertinent limit state modes for structural failure in EN 1997-1:2004, **8.5** shall be considered.

(3)P All structural elements shall be checked to ensure that they satisfy the condition:

where

R_d is the design value of the resistance of the element, evaluated in the same way as for the non seismic situation;

E_d is the design value of the action effect, as obtained from the analysis described in **7.3**.

ДОДАТОК А
(довідковий)

ТОПОГРАФІЧНІ КОЕФІЦІЄТИ
ЗБІЛЬШЕННЯ

ANNEX A
(informative)

TOPOGRAPHIC AMPLIFICATION
FACTORS

A.1 Цей додаток дає деякі спрощені коефіцієнти збільшення для сейсмічної дії, які використовуються при перевірці стійкості ґрунтових схилів. Такі коефіцієнти, що позначаються S_T , в першому наближенні вважаються незалежними від основного періоду коливань, а, отже, множаться як постійний масштабний коефіцієнт на ординати проектного пружного спектру реакції, наведеного в EN 1998-1:2004. Ці коефіцієнти збільшення повинні переважно застосовуватися, коли схили належать до двовимірних топографічних нерівномірностей, таким як довгі хребти і скелі заввишки 30 м.

A.2 Для середніх кутів схилу менш 15° топографічними впливами можна знехтувати, однак, у випадку сильно нерегулярної місцевої топографії, рекомендується провести спеціальне дослідження. Для більших кутів застосовуються наступні керівні принципи.

- a) *Поодинокі скелі і схили.* Для майданчиків поблизу верхнього краю слід використовувати значення $S_T \geq 1,2$;
- b) *Хребти з шириною гребеня, значно меншою ширини основи.* Слід використовувати значення $S_T \geq 1,4$ поблизу вершини схилів для середніх кутів схилу більш 30° , а для менших кутів схилу слід використовувати значення $S_T \geq 1,2$;
- c) *Наявність рихлого поверхневого шару.* При наявності рихлого поверхневого шару найменше значення S_T , наведене в a) і b), слід збільшити принаймі на 20 %;
- d) *Просторові зміни коефіцієнта збільшення.* Можна припустити зниження значення S_T як лінійної функції висоти скелі або хребта над основою, але у

A.1 This annex gives some simplified amplification factors for the seismic action used in the verification of the stability of ground slopes. Such factors, denoted S_T , are to a first approximation considered independent of the fundamental period of vibration and, hence, multiply as a constant scaling factor the ordinates of the elastic design response spectrum given in EN 1998-1:2004. These amplification factors should in preference be applied when the slopes belong to two-dimensional topographic irregularities, such as long ridges and cliffs of height greater than about 30 m.

A.2 For average slope angles of less than about 15° the topography effects may be neglected, while a specific study is recommended in the case of strongly irregular local topography. For greater angles the following guidelines are applicable.

- a) *Isolated cliffs and slopes.* A value $S_T \geq 1,2$ should be used for sites near the top edge;
- b) *Ridges with crest width significantly less than the base width.* A value $S_T \geq 1,4$ should be used near the top of the slopes for average slope angles greater than 30° and a value $S_T \geq 1,2$ should be used for smaller slope angles;
- c) *Presence of a loose surface layer.* In the presence of a loose surface layer, the smallest S_T value given in a) and b) should be increased by at least 20 %;
- d) *Spatial variation of amplification factor.* The value of S_T may be assumed to decrease as a linear function of the height above the base of the cliff or ridge, and to be unity at the base.

основи значення приймається за одиницю.

A.3 В цілому, сейсмічне збільшення також швидко зменшується з глибиною у межах хребта. Тому топографічні впливи, з якими треба рахуватися при розрахунку стійкості, є найбільшими і головним чином поверхневими уздовж гребенів хребтів і набагато меншими на глибинних обвалах, де поверхня руйнування проходить поблизу основи. В останньому випадку, при використанні псевдостатичного методу розрахунку, топографічними впливами можна знехтувати.

A.3 In general, seismic amplification also decreases rapidly with depth within the ridge. Therefore, topographic effects to be reckoned with in stability analyses are largest and mostly superficial along ridge crests, and much smaller on deep seated landslides where the failure surface passes near to the base. In the latter case, if the pseudo-static method of analysis is used, the topographic effects may be neglected.

ДОДАТОК В
(обов'язковий)

**ЕМПЕРИЧНІ ГРАФІКИ ДЛЯ
СПРОЩЕНОГО РОЗРАХУНКУ
РОЗРІДЖЕННЯ**

ANNEX B
(normative)

**EMPIRICAL CHARTS FOR
SIMPLIFIED LIQUEFACTION
ANALYSIS**

В.1 *Загальні положення.* Емпіричні графіки для спрощеного розрахунку розрідження відображають поле кореляції між вимірними на місці і циклічними напругами зсуву, які, як відомо, призвели до розрідження в процесі минулих землетрусів. По горизонтальній осі таких графіків відкладається властивість ґрунту, виміряна на місці, така як нормований опір проникненню або швидкість поширення поперечної хвилі v_s , а по вертикальній осі відкладається викликана землетрусом циклічна напруга зсуву (τ_e), зазвичай нормоване по ефективному тиску верхніх пластів (σ'_{vo}). На всіх графіках зображена гранична крива циклічного опору, що відокремлює область без розрідження (праворуч) від області, де розрідження можливе (зліва та над кривою). Іноді наводиться кілька кривих, наприклад, відповідних ґрунтам з різним вмістом дрібної фракції або різною магнітудою землетрусів.

Коли потенційно розріджувані ґрунти зустрічаються в шарах або прошарках товщиною не більше кількох десятків сантиметра, бажано не застосовувати емпіричні критерії розрідження, за винятком критеріїв, які використовують опір при випробуваннях на статичне зондування (ВСЗ).

При наявності відповідного вмісту гравію, схильність до розрідження не виключена, але дані спостережень поки ще недостатні для побудови надійного графіка розрідження.

В.2 *Графіки, засновані на кількості ударів при стандартних випробуваннях на динамічне зондування (ВДЗ).* Серед найбільш широко використовуваних знаходяться графіки, зображені на

В.1 *General.* The empirical charts for simplified liquefaction analysis represent field correlations between in situ measurements and cyclic shear stresses known to have caused liquefaction during past earthquakes. On the horizontal axis of such charts is a soil property measured in situ, such as normalised penetration resistance or shear wave propagation velocity v_s while on the vertical axis is the earthquake-induced cyclic shear stress (τ_e), usually normalised by the effective overburden pressure (σ'_{vo}). Displayed on all charts is a limiting curve of cyclic resistance, separating the region of no liquefaction (to the right) from that where liquefaction is possible (to the left and above the curve). More than one curve is sometimes given, e.g. corresponding to soils with different fines contents or to different earthquake magnitudes.

Except for those using CPT resistance, it is preferable not to apply the empirical liquefaction criteria when the potentially liquefiable soils occur in layers or seams no more than a few tens of cm thick.

When a substantial gravel content is present, the susceptibility to liquefaction cannot be ruled out, but the observational data are as yet insufficient for construction of a reliable liquefaction chart.

В.2 *Charts based on the SPT blowcount.* Among the most widely used are the charts illustrated in Figure B.1 for clean sands and silty sands. The SPT blowcount value normalised for overburden effects and for

Рисунку В.1 для чистих пісків і мулистих пісків. Значення кількості ударів при стандартних випробуваннях на динамічне зондування (ВДЗ), нормоване для впливів верхніх пластів порід та для відношення енергії $N_1(60)$ отримують, як описано в 4.1.4.

energy ratio $N_1(60)$ is obtained as described in 4.1.4.

Розрідження не може відбутися нижче певної межі τ_e , оскільки ґрунт веде себе пружно і не має місця накопичення порового тиску. Тому гранична крива не екстраполюється до початку координат. Щоб застосувати цей критерій до магнітуд землетрусів, що відрізняються від $M_s = 7,5$, де M_s - магнітуда поверхневої хвилі, ординати кривих на Рисунку В.1 слід помножити на показник CM , зазначений у Таблиці В.1.

Liquefaction is not likely to occur below a certain threshold of τ_e , because the soil behaves elastically and no pore-pressure accumulation takes place. Therefore, the limiting curve is not extrapolated back to the origin. To apply the present criterion to earthquake magnitudes different from $M_s = 7,5$, where M_s is the surface-wave magnitude, the ordinates of the curves in Figure B.1 should be multiplied by a factor CM indicated in Table B.1.

Таблиця В.1 — Значення показника CM

Table B.1 — Values of factor CM

M_s	CM
5,5	2,86
6,0	2,20
6,5	1,69
7,0	1,30
8,0	0,67

В.3 Графіки, засновані на опорі при випробуваннях на статичне зондування(BCЗ). На підставі чисельних досліджень про зв'язок між опором статичного зондування і опором ґрунту розрідженню були побудовані графіки, подібні показаним на Рисунку В.1. Такий прямий зв'язок є кращим за непрямі кореляції, що використовують залежність між кількістю ударів при стандартних випробуваннях на динамічне зондування (ВДЗ) і опором при випробуваннях на статичне зондування (BCЗ).

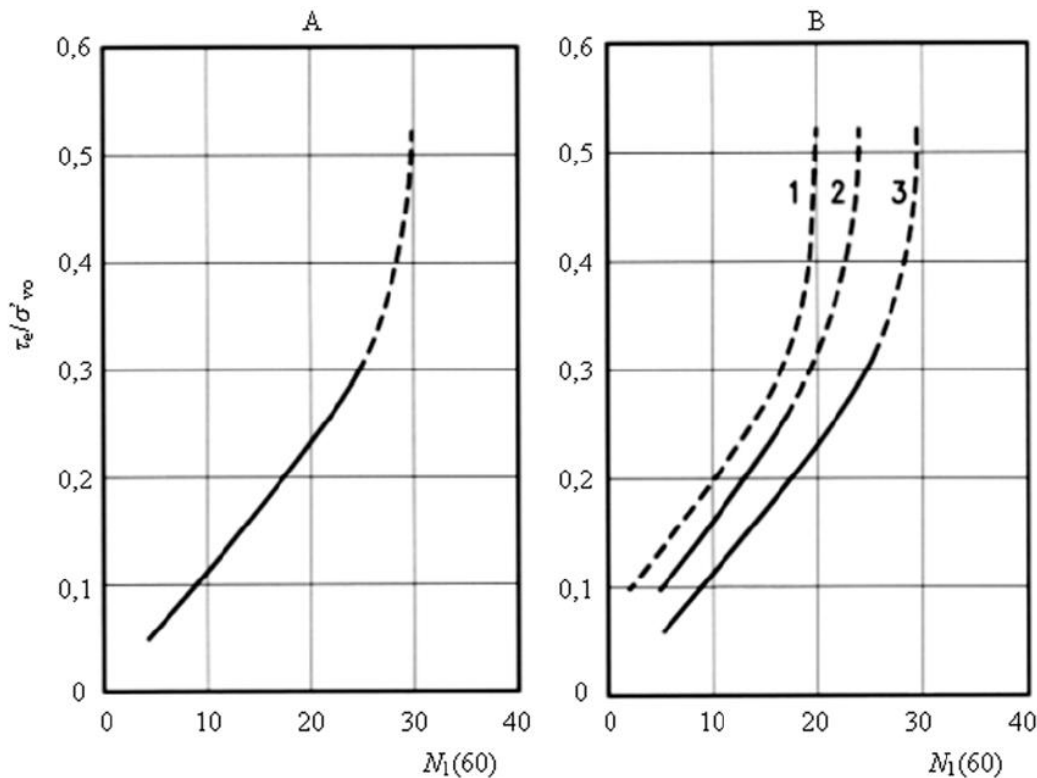
B.3 Charts based on the CPT resistance. Based on numerous studies on the correlation between CPT cone resistance and soil resistance to liquefaction, charts similar to Figure B.1 have been established. Such direct correlations shall be preferred to indirect correlations using a relationship between the SPT blowcount and the CPT cone resistance.

В.4 Графіки, засновані на швидкості поперечної хвилі v_s . Ця властивість має сильні переваги як польовий показник

B.4 Charts based on the shear wave velocity v_s . This property has strong promise as a field index in the evaluation of liquefaction

при оцінці схильності ґрунтів до розрідження, для яких важко відібрати проби (наприклад, мули і піски) або виконувати проникнення (гравій). Також, за останні кілька років було зроблено суттєвий крок вперед у польовому вимірі v_s . Однак, зв'язок між v_s і опором ґрунту розрідженню все ще знаходиться в процесі розробки і його не слід використовувати без підтримки фахівця.

susceptibility in soils that are hard to sample (such as silts and sands) or penetrate (gravels). Also, significant advances have been made over the last few years in measuring v_s in the field. However, correlations between v_s and the soil resistance to liquefaction are still under development and should not be used without the assistance of a specialist.



Позначення

τ_e / σ'_{vo} - коефіцієнт циклічного напруги

A - чисті піски; B - мулисті піски

крива 1: 35 % дрібної фракції

крива 2: 15 % дрібної фракції

крива 3: < 5 % дрібної фракції

Key

τ_e / σ'_{vo} - cyclic stress ratio

A - clean sands;

B - silty sands

curve 1: 35 % fines

curve 2: 15 % fines

curve 3: < 5 % fines

Рисунок В.1 — Залежність між відношенням напруг, що викликають розрідження, і значеннями $N_1(60)$ для чистих та мулистих пісків при землетрусах з $M_S = 7,5$.

Figure B.1 — Relationship between stress ratios causing liquefaction and $N_1(60)$ values for clean and silty sands for $M_S = 7,5$ earthquakes.

ДОДАТОК С
(Довідковий)

ANNEX C
(Informative)

**СТАТИЧНА ЖОРСТКІСТЬ
ОГОЛОВКА ПАЛІ**

PILE-HEAD STATIC STIFFNESSES

C.1 Жорсткість палі визначається як сила (момент), що прикладається до оголовка палі і викликає одиничне лінійне (кутове) переміщення в тому ж напрямку (лінійні/кутові переміщення в інших напрямках дорівнюють нулю), і позначається як K_{HH} (горизонтальна жорсткість), K_{MM} (згинальна жорсткість) і $K_{HM} = K_{MH}$ (поперечна жорсткість).

C.1 The pile stiffness is defined as the force (moment) to be applied to the pile head to produce a unit displacement (rotation) along the same direction (the displacements/rotations along the other directions being zero), and is denoted by K_{HH} (horizontal stiffness), K_{MM} (flexural stiffness) and $K_{HM} = K_{MH}$ (cross stiffness).

Наступні позначення використовуються нижче в Таблиці C.1:

The following notations are used in Table C.1 below:

E модуль Юнга моделі ґрунту, рівний $3G$;

E is Young's modulus of the soil model, equal to $3G$;

E_p модуль Юнга матеріалу палі;

E_p is Young's modulus of the pile material;

E_s модуль Юнга ґрунту на глибині, що дорівнює діаметру палі;

E_s is Young's modulus of the soil at a depth equal to the pile diameter,

d діаметр палі;

d is the pile diameter;

z глибина палі.

z is the pile depth;

Таблиця C.1 — Вирази для статичної жорсткості гнучких палей, занурених у три моделі ґрунту

Table C1 — Expressions for static stiffness of flexible piles embedded in three soil models

Модель ґрунту Soil model	$\frac{K_{HH}}{dE_s}$	$\frac{K_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{K_{HM}}{d^2E_s}$
$E = E_s \cdot z / d$	$0,60 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,35}$	$0,14 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,80}$	$-0,17 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,60}$
$E = E_s \cdot \sqrt{z / d}$	$0,79 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,28}$	$0,15 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,77}$	$-0,24 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,53}$
$E = E_s$	$1,08 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,21}$	$0,16 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,75}$	$-0,22 \cdot \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0,50}$

ДОДАТОК D
(довідковий)

ANNEX D
(informative)

**ДИНАМІЧНА ВЗАЄМОДІЯ ГРУНТ-
БУДІВЛЯ (ВГБ). ЗАГАЛЬНІ ВПЛИВИ І
ВАЖЛИВІСТЬ**

**DYNAMIC SOIL-STRUCTURE
INTERACTION (SSI). GENERAL
EFFECTS AND SIGNIFICANCE**

D.1 В результаті динамічної взаємодії «грунт-будівля», сейсмічна реакція будівлі на гнучкій основі, тобто будівлі, розташованої на ґрунті, що деформується, буде відрізнятися кількома способами від відгуку такої ж будівлі, розташованої на жорсткому ґрунті (нерухомій основі) та схильної до ідентичного збудження вільного поля, з наступних причин:

a) рух фундаменту будівлі на гнучкій основі буде відрізнятися від руху вільного поля і може включати важливу складову коливань будівлі з нерухомою основою;

b) основний період коливань будівлі на гнучкій основі буде більше, ніж період коливань будівлі з нерухомою основою;

c) періоди власних коливань, форма коливань і модальні коефіцієнти будівлі на гнучкій основі будуть відрізнятися від тих же параметрів будівлі з нерухомою основою;

d) загальне демпфування будівлі на гнучкій основі буде включати в себе демпфування випромінюванням і внутрішнє демпфування, що виникає на кордоні «грунт -фундамент», на додаток до демпфірування, пов'язаного з надземною частиною будівлі.

D.2 Для більшості загальних будівельних споруд впливи взаємодії «грунт-будівля» (ВГБ), як правило, є корисними, оскільки вони зменшують згинальні моменти і зсувні зусилля в різних елементах надземної частини будівлі. Для будівель, перелічених у Розділі 6 впливи взаємодії «грунт-будівля» можуть бути шкідливими.

D.1 As a result of dynamic SSI, the seismic response of a flexibly-supported structure, i.e. a structure founded on deformable ground, will differ in several ways from that of the same structure founded on rigid ground (fixed base) and subjected to an identical free-field excitation, for the following reasons:

a) the foundation motion of the flexibly-supported structure will differ from the free-field motion and may include an important rocking component of the fixed-base structure;

b) the fundamental period of vibration of the flexibly-supported structure will be longer than that of the fixed-base structure,

c) the natural periods, mode shapes and modal participation factors of the flexibly-supported structure will be different from those of the fixed-base structure;

d) the overall damping of the flexibly-supported structure will include both the radiation and the internal damping generated at the soil-foundation interface, in addition to the damping associated with the superstructure.

D.2 For the majority of common building structures, the effects of SSI tend to be beneficial, since they reduce the bending moments and shear forces in the various members of the superstructure. For the structures listed in Section 6 the SSI effects might be detrimental.

ДОДАТОК Е
(обов'язковий)

ANNEX E
(normative)

**СПРОЩЕНИЙ РОЗРАХУНОК ДЛЯ
ПІДПІРНИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**SIMPLIFIED ANALYSIS FOR
RETAINING STRUCTURES**

Е.1 По суті, показник r визначається як відношення між величиною прискорення, що створює максимально залишкове переміщення, сумісне існуючим обмеженням, та величиною, відповідною стану граничної рівноваги (початок переміщень). Таким чином, r більше для стін, здатних витримувати більші переміщення.

E.1 Conceptually, the factor r is defined as the ratio between the acceleration value producing the maximum permanent displacement compatible with the existing constraints, and the value corresponding to the state of limit equilibrium (onset of displacements). Hence, r is greater for walls that can tolerate larger displacements.

Е.2 Для підпірних конструкцій висотою більше 10 м може здійснюватися одновимірний розрахунок хвиль, що поширюються вертикально у вільному полі, та можна одержати більш досконалу оцінку α , для використання у виразі (7.1), прийнявши середнє значення пікових горизонтальних прискорень ґрунту по висоті конструкції.

E.2 For retaining structures more than 10 m high, a free-field one-dimensional analysis of vertically propagating waves may be carried out and a more refined estimate of α , for use in expression (7.1), may be obtained by taking an average value of the peak horizontal soil accelerations along the height of the structure.

Е.3 Повна проектна сила, діюча на підпірну конструкцію з боку, захищеного ґрунтом, E_d , отримується за формулою

E.3 The total design force acting on the retaining structure from the land-ward side, E_d is given by

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd}, \quad (\text{E.1})$$

де

where

H висота стіни;

H is the wall height;

E_{ws} гідростатичні зусилля;

E_{ws} is the static water force;

E_{wd} гідродинамічні зусилля (визначено нижче);

E_{wd} is the hydrodynamic water force (defined below);

γ^* питома вага ґрунту (визначена нижче у **Е.5 - Е.7**);

γ^* is the soil unit weight (defined below in **E.5 to E.7**);

K коефіцієнт тиску ґрунту (статичний + динамічний);

K is the earth pressure coefficient (static + dynamic);

k_v вертикальний сейсмічний коефіцієнт (див. вирази (7.2) і (7.3)).

k_v is the vertical seismic coefficient (see expressions (7.2) and (7.3)).

Е.4 Коефіцієнт тиску ґрунту можна розрахувати за формулою Мононобе і Окабе.

E.4 The earth pressure coefficient may be computed from the Mononobe and Okabe formula.

Для активних станів:

For active states:

якщо $\beta \leq \phi'_d - \theta$

if $\beta \leq \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \sin(\phi'_d - \beta - \theta)}{\sin(\psi - \theta - \delta_d) \sin(\psi + \beta)}} \right]^2}; \quad (\text{E.2})$$

якщо $\beta > \phi'_d - \theta$

if $\beta > \phi'_d - \theta$

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi - \theta - \delta_d)}. \quad (\text{E.3})$$

Для пасивних станів (відсутність опору зсуву між ґрунтом і стіною):

For passive states (no shearing resistance between the soil and the wall):

$$K = \frac{\sin^2(\psi + \phi'_d - \theta)}{\cos \theta \sin^2 \psi \sin(\psi + \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \sin(\phi'_d + \beta - \theta)}{\sin(\psi + \beta) \sin(\psi + \theta)}} \right]^2}. \quad (\text{E.4})$$

У попередніх виразах використовуються наступні позначення:

In the preceding expressions the following notations are used:

ϕ'_d проектне значення кута опору зсуву ґрунту, т. е.

ϕ'_d is the design value of the angle of shearing resistance of soil i.e.

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

$$\phi'_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \phi'}{\gamma_{\phi'}} \right);$$

ψ і β кути відхилення задньої частини стіни і поверхні зворотньої засипки від горизонтальної лінії, як показано на Рисунок Е.1;

ψ and β are the inclination angles of the back of the wall and backfill surface from the horizontal line, as shown in Figure E.1;

δ_d проектне значення кута тертя між ґрунтом і стіною, тобто

δ_d is the design value of the friction angle between the soil and the wall i.e.

$$\delta_d = \tan^{-1} \left(\frac{\tan \delta}{\gamma_{\phi'}} \right)$$

θ кут, визначений нижче в **E.5** - **E.7**.

θ is the angle defined below in **E.5** to **E.7**.

Вираз для пасивних станів бажано використовувати для вертикальної поверхні стіни ($\psi = 90^\circ$).

The passive states expression should preferably be used for a vertical wall face ($\psi = 90^\circ$).

E.5 Рівень ґрунтових вод нижче підпірної стіни - Коефіцієнт тиску ґрунту.

E.5 Water table below retaining wall - Earth pressure coefficient.

Застосовуються наступні параметри:

The following parameters apply:

γ^* це питома вага ґрунту,

γ^* is the soil unit weight (E.5)

$$\tan \theta = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{E.6})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.7})$$

де

where

k_h горизонтальний сейсмічний коефіцієнт (див. вираз (7.1)).

k_h is the horizontal seismic coefficient (see expression (7.1)).

В якості альтернативи, можна використовувати таблиці і графіки, що застосовуються для статичного стану (тільки гравітаційні навантаження) з наступними змінами:

Alternatively, use may be made of tables and graphs applicable for the static condition (gravity loads only) with the following modifications:

позначення

denoting

$$\tan \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v}, \quad (\text{E.8})$$

та

and

$$\tan \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v}, \quad (\text{E.9})$$

вся система ґрунт-стіна повертається відповідно на додатковий кут θ_A або θ_B . Прискорення сили тяжіння замінюється наступним значенням:

the entire soil-wall system is rotated appropriately by the additional angle θ_A or θ_B . The acceleration of gravity is replaced by the following value:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A}, \quad (\text{E.10})$$

або

or

$$g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B}. \quad (\text{E.11})$$

Е.6 *Динамічно непроникні ґрунти нижче рівня ґрунтових вод - Коефіцієнт тиску ґрунту.*

E.6 *Dynamically impervious soil below the water table - Earth pressure coefficient.*

Застосовуються наступні параметри:

The following parameters apply:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w, \quad (\text{E.12})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{E.13})$$

$$E_{wd} = 0 \quad (\text{E.14})$$

де

where

γ насичена (об'ємна) питома вага ґрунту;

γ is the saturated (bulk) unit weight of soil;

γ_w питома вага води.

γ_w is the unit weight of water.

Е.7 *Динамічно (сильно) проникні ґрунти нижче рівня ґрунтових вод - Коефіцієнт тиску ґрунту.*

E.7 *Dynamically (highly) pervious soil below the water table - Earth pressure coefficient.*

Застосовуються наступні параметри:

The following parameters apply:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w \quad (\text{E.15})$$

$$\tan \theta = \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} = \frac{k_h}{1 \mp k_v}, \quad (\text{E.16})$$

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \cdot \gamma_w \cdot H'^2, \quad (\text{E.17})$$

де

where

γ_d суха питома вага ґрунту;

γ_d is the dry unit weight of the soil;

H' висота рівня ґрунтових вод від основи стіни.

H' is the height of the water table from the base of the wall.

Е.8 *Гідродинамічний тиск на зовнішню поверхню стіни.*

E.8 *Hydrodynamic pressure on the outer face of the wall.*

Цей тиск, $q(z)$, можна визначити як:

This pressure, $q(z)$, may be evaluated as:

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}, \quad (\text{E.18})$$

де k_h горизонтальний сейсмічний коефіцієнт при $r = 1$ (див. вираз (7.1));

h вільний напір води;

z вертикальна, спрямована вниз, координата з початком координат на поверхні води.

Е.9 Зусилля від тиску ґрунту для жорстких конструкцій

Для жорстких конструкцій, які повністю закріплені, так що в ґрунті не може розвинути активний стан, та для вертикальної стіни і горизонтальної зворотньої засипки, динамічну силу від збільшення тиску ґрунту можна прийняти рівною

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2, \tag{E.19}$$

де H висота стіни.

Точку прикладання можна взяти на середині висоти.

where k_h is the horizontal seismic coefficient with $r = 1$ (see expression (7.1));

h is the free water height;

z is the vertical downward coordinate with the origin at the surface of water.

E.9 Force due to earth pressure for rigid structures

For rigid structures which are completely restrained, so that an active state cannot develop in the soil, and for a vertical wall and horizontal backfill the dynamic force due to earth pressure increment may be taken as being equal to

where H is the wall height.

The point of application may be taken at mid-height.

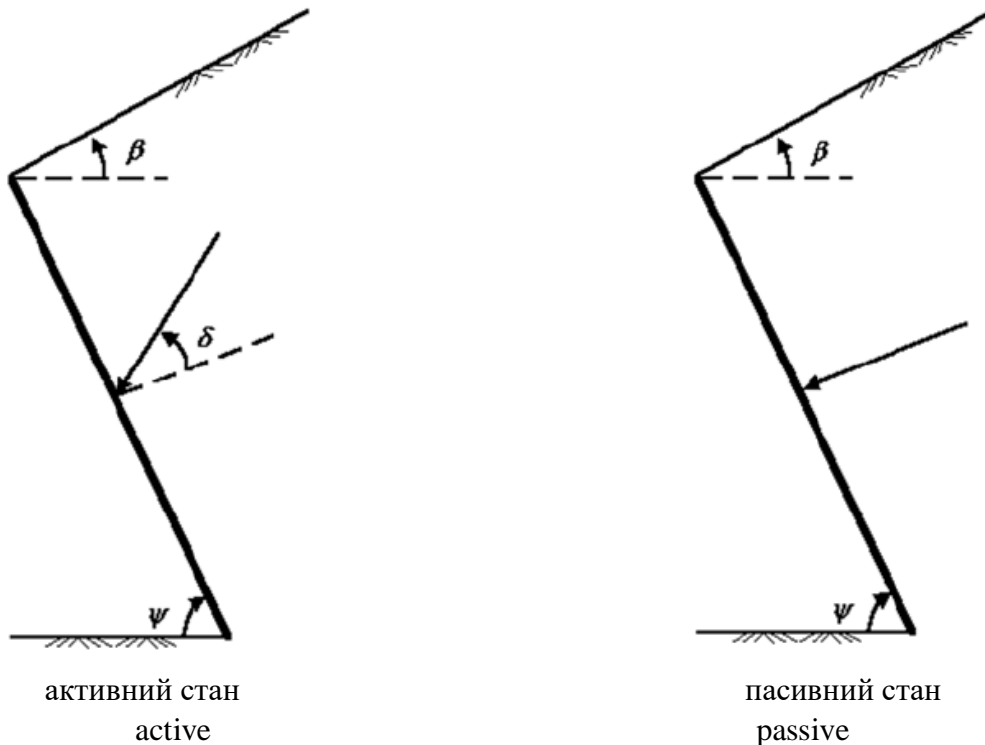


Рисунок Е.1 - Кути, що використовується у формулах для обчислення коефіцієнта тиску ґрунту

Figure E.I — Convention for angles in formulae for calculating the earth pressure coefficient

**СЕЙСМІЧНА НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ
ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО
ЗАКЛАДЕННЯ**

**SEISMIC BEARING CAPACITY OF
SHALLOW FOUNDATIONS**

F.1 *Загальний вираз.* Стійкість проти втрати сейсмічної несучої здатності стрічкових фундаментів мілкового закладання, що спираються на однорідний ґрунт, можна перевірити за допомогою наступного виразу, що зв'язує міцність ґрунту, проектну дію впливів (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) на рівні фундаменту і сили інерції в ґрунті:

F.1 *General expression.* The stability against seismic bearing capacity failure of a shallow strip footing resting on the surface of homogeneous soil, may be checked with the following expression relating the soil strength, the design action effects (N_{Ed} , V_{Ed} , M_{Ed}) at the foundation level, and the inertia forces in the soil

$$\frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta \bar{V})^{c_T}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}^k)^k - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c_M} (\gamma \bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}^k)^k - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0, \quad (F.1)$$

$$\text{де } \bar{N} = \frac{\gamma_{Rd} N_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{V} = \frac{\gamma_{Rd} V_{Ed}}{N_{\max}}, \quad \bar{M} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Ed}}{BN_{\max}} \quad (F.2)$$

N_{\max} максимальна несуча здатність фундаменту під дією вертикального центрального навантаження, визначена в **F.2** та **F.3**;

N_{\max} is the ultimate bearing capacity of the foundation under a vertical centered load, defined in **F.2** and **F.3**;

B ширина фундаменту;

B is the foundation width;

\bar{F} безрозмірна сила інерції ґрунту, визначена в **F.2** та **F.3**;

\bar{F} is the dimensionless soil inertia force defined in **F.2** and **F.3**;

γ_{Rd} відносний коефіцієнт моделі (значення цього параметра наведено в **F.6**);

γ_{Rd} is the model partial factor (values for this parameter are given in **F.6**);

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ чисельні параметри, які залежать від типу ґрунту, визначені в **F.4**.

$a, b, c, d, e, f, m, k, k', c_T, c_M, c'_M, \beta, \gamma$ are numerical parameters depending on the type of soil, defined in **F.4**.

F.2 *Повністю зв'язаний ґрунт.* Для повністю зв'язаних ґрунтів або насичених незв'язаних ґрунтів гранична несуча здатність під дією вертикального центрального навантаження N_{\max} виражається наступним чином

F.2 *Purely cohesive soil.* For purely cohesive soils or saturated cohesionless soils the ultimate bearing capacity under a vertical concentric load N_{\max} is given by

$$N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{n}}{\gamma_M} B, \quad (\text{F.3})$$

де

\bar{c} міцність на зсув недренованого ґрунту, c_u , для зв'язаного ґрунту або циклічна міцність на зсув, $\tau_{cy,u}$, для незв'язаних недренованих ґрунтів;

γ_M відносний коефіцієнт властивостей матеріалу (див. 3.1 (3)).

Безрозмірна сила інерції ґрунту \bar{F} обчислюється таким чином

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}}, \quad (\text{F.4})$$

де

ρ питома маса ґрунту;

a_g проектне прискорення ґрунту для ґрунту типу А ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} довідкове пікове прискорення ґрунту для ґрунту типу А;

γ_I коефіцієнт відповідальності;

S коефіцієнт ґрунту, визначений у EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

Наступні обмеження застосовуються для виразу визначення загальної несучої здатності

$$0 < \bar{N} \leq 1, \quad |\bar{V}| \leq 1. \quad (\text{F.5})$$

F.3 *Повністю незв'язаний ґрунт.* Для повністю сухих незв'язаних ґрунтів або для насичених незв'язаних ґрунтів без значного зростання порового тиску, гранична несуча здатність фундаменту будівлі при дії вертикального центрального навантаження N_{\max}

where

\bar{c} is the undrained shear strength of soil, c_u , for cohesive soil, or the cyclic undrained shear strength, $\tau_{cy,u}$, for cohesionless soils;

γ_M is the partial factor for material properties (see 3.1 (3)).

The dimensionless soil inertia force \bar{F} is given by

where

ρ is the unit mass of the soil;

a_g is the design ground acceleration on type A ground ($a_g = \gamma_I a_{gR}$);

a_{gR} is the reference peak ground acceleration on type A ground;

γ_I is the importance factor;

S is the soil factor defined in EN 1998-1:2004, 3.2.2.2.

The following constraints apply to the general bearing capacity expression

F.3 *Purely cohesionless soil.* For purely dry cohesionless soils or for saturated cohesionless soils without significant pore pressure building the ultimate bearing capacity of the foundation under a vertical centered load N_{\max} is given by

обчислюється таким чином

$$N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g} \right) B^2 N_\gamma, \quad (\text{F.6})$$

де

where

g прискорення сили тяжіння;

g is the acceleration of gravity;

a_v вертикальне прискорення ґрунту, яке можна прийняти рівним $0,5a_g \cdot S$;

a_v is the vertical ground acceleration, that may be taken as being equal to $0,5a_g \cdot S$;

N_γ показник несучої здатності, функція проектного кута опору ґрунту зсуву ϕ'_d (який включає в себе частковий показник для властивостей матеріалу γ_M з **3.1(3)**, див. **E.4**).

N_γ is the bearing capacity factor, a function of the design angle of the shearing resistance of soil ϕ'_d (which includes the partial factor for material property γ_M of **3.1(3)**, see **E.4**).

Безрозмірна сила інерції ґрунту \bar{F} обчислюється таким чином:

The dimensionless soil inertia force \bar{F} is given by:

$$\bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d}. \quad (\text{F.7})$$

Наступне обмеження застосовується до загального виразу

The following constraint applies to the general expression

$$0 < \bar{N} \leq (1 - m\bar{F})^k. \quad (\text{F.8})$$

F.4 Чисельні параметри. Значення числових параметрів у загальному виразі несучої здатності, що залежать від типу ґрунту, визначених у **F.2** та **F.3**, наведені в Таблиці F.1.

F.4 Numerical parameters. The values of the numerical parameters in the general bearing capacity expression, depending on the types of soil identified in **F.2** and **F.3**, are given in Table F.1.

F.5 В найбільш поширених випадках \bar{F} може бути прийнята рівною 0 для зв'язаних ґрунтів. Для незв'язаних ґрунтів \bar{F} можна знехтувати, якщо $a_g \cdot S < 0,1 g$ (тобто якщо $a_g \cdot S < 0,98 \text{ м/с}^2$).

F.5 In most common situations \bar{F} may be taken as being equal to 0 for cohesive soils. For cohesionless soils \bar{F} may be neglected if $a_g \cdot S < 0,1 g$ (i.e., if $a_g \cdot S < 0,98 \text{ m/s}^2$).

F.6 Відносний коефіцієнт моделі γ_{Rd} приймає значення, наведені в Таблиці F.2.

F.6 The model partial factor γ_{Rd} takes the values indicated in Table F.2.

Таблиця F.1 — Значення чисельних параметрів, які використовуються у виразі (F.1)

Table F.1 — Values of numerical parameters used in expression (F.1)

	Повністю зв'язний ґрунт Purely cohesive soil	Повністю незв'язний ґрунт Purely cohesionless soil
<i>a</i>	0,70	0,92
<i>b</i>	1,29	1,25
<i>c</i>	2,14	0,92
<i>d</i>	1,81	1,25
<i>e</i>	0,21	0,41
<i>f</i>	0,44	0,32
<i>m</i>	0,21	0,96
<i>k</i>	1,22	1,00
<i>k'</i>	1,00	0,39
<i>c_T</i>	2,00	1,14
<i>c_M</i>	2,00	1,01
<i>c'_M</i>	1,00	1,01
β	2,57	2,90
γ	1,85	2,80

Таблиця F.2 — Значення відносного коефіцієнта моделі γ_{Rd}

Table F.2 — Values of the model partial factor γ_{Rd}

Пісок середньої щільності - щільний пісок Medium-dense to dense sand	Незв'язаний сухий пісок Loose dry sand	Незв'язаний насичений пісок Loose saturated sand	Нечутлива глина Non sensitive clay	Чутлива глина Sensitive clay
1,00	1,15	1,50	1,00	1,15

ДОДАТОК НА
(довідковий)

**ПЕРЕЛІК НАЦІОНАЛЬНИХ СТАНДАРТІВ УКРАЇНИ (ДСТУ),
ІДЕНТИЧНИХ МС, ПОСИЛАННЯ НА ЯКІ Є В EN 1998-5:2004**

Позначення та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Позначення та назва національного стандарту України (ДСТУ)
EN 1990 Eurocode - Basis of structural design	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1990:2008 «Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)»
EN 1997-1 Eurocode 7 – Geotechnical design - Part 1: General rules	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1997-1:2010 «Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила (EN 1997-1:2004, IDT)»
EN 1997-2 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 2: Ground investigation and testing	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1997-2:2010 «Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 2. Дослідження і випробування ґрунту (EN 1997-2:2007, IDT)»
EN 1998-1 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-1:2010 «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо споруд (EN 1998-1:2004, IDT)»
EN 1998-2 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-2:2012 «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости (EN 1998-2:2005, IDT)»
EN 1998-4 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-4:2012 «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи (EN 1998-4:2006, IDT)»
EN 1998-6 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 6: Towers, masts and chimneys	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-6:2012 «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 6. Башти, вежі і димові труби (EN 1998-6:2005, IDT)»

Код УКНД 91.120.25

Ключові слова: землетрус, Єврокоди, сейсмостійкість, правила проектування, фундаменти, підпірні конструкції, сейсмічні навантаження, ґрунт.

Перший заступник директора ДП НДІБК
з наукової роботи, голова ТК 304
„Захист будівель і споруд”

Ю. Немчинов

Завідувач відділом автоматизації досліджень
та сейсмостійкості будівель і споруд,
науковий керівник

О. Хавкін

Завідувач лабораторії теорії сейсмостійкості
та динамічних випробувань,
відповідальний виконавець

М. Мар'єнков