



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 8.
ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 4. СИЛОСНІ БАШТИ, РЕЗЕРВУАРИ ТА ТРУБОПРОВОДИ
(EN 1998-4:2006, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1998-4:201X
(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. Мірошник**; **Т. Каргопольцева**; **В. Приємський**

2 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ:

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

3 Національний стандарт відповідає EN 1998-4:2006 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи)

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 1998-4:2006 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи).

EN 1998-4:2006 Eurocode 8 - «Design of structures for earthquake resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines» 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 1998-4:201X «Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи (EN 1998-4:2006, 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.2.6 - «Конструкції будинків і споруд».

Стандарт містить вимоги, які відповідають чинному законодавству України.

Технічний комітет, відповідальний за цей стандарт - ТК 304 «Захист будівель і 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 1998-4:2006, наведено в Додатку НА.

Копії МС, що неприйняті як національні стандарти, але на які є посилання в EN 1998-4:2006, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

ЗМІСТ

CONTENTS

Вступ	IX	Foreword	IX
Основи програми Єврокоду	IX	Background of the Eurocode programme	IX
Статус і сфера застосування Єврокодів	XI	Status and field of application of Eurocodes	XI
Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди	XIII	National Standards implementing Eurocodes	XIII
Зв'язки між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (EN-и і ЕТА-и) для виробів	XIII	Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	XIII
Додаткова інформація стосовно EN 1998-4	XIV	Additional information specific to EN 1998-4	XIV
Національний додаток до EN 1998-4	XV	National annex for EN 1998-4	XV
1 Загальні положення	1	1 General	1
1.1 Галузь використання.....	1	1.1 Scope	1
1.2 Нормативні посилання.....	3	1.2 Normative references	3
1.2.1 Загальні стандарти, на які є посилання.....	3	1.2.1 General reference standards	3
1.3 Припущення	5	1.3 Assumptions	5
1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування	5	1.4 Distinction between principles and applications rules	5
1.5 Терміни та визначення.....	6	1.5 Terms and definitions	6
1.5.1 Загальні положення	6	1.5.1 General	6
1.5.2 Терміни, загальні для всіх Єврокодів	6	1.5.2 Terms common to all Eurocodes	6
1.5.3 Подальші терміни, що використовуються в стандарті EN 1998	6	1.5.3 Further terms used in EN 1998	6
1.5.4 Подальші терміни, що використовуються в стандарті EN 1998-4.....	6	1.5.4 Further terms used in EN 1998-4	6
1.6 Позначення.....	6	1.6 Symbols	6
1.7 Одиниці СІ	9	1.7 S.I. Units	9
2 Загальні принципи та правила застосування.....	10	2 General principles and application rules	10
2.1 Вимоги безпеки.....	10	2.1 Safety requirements	10

2.1.1 Загальні положення.....	10	2.1.1 General	10
2.1.2 Кінцевий граничний стан	10	2.1.2 Ultimate limit state	10
2.1.3 Стан обмеження збитку	12	2.1.3 Damage limitation state	12
2.1.4 Розмежування надійності	13	2.1.4 Reliability differentiation	13
2.1.5 Надійність системи по відношенню до елементів	15	2.1.5 System versus element reliability	15
2.1.6 Концептуальне проектування	16	2.1.6 Conceptual design	16
2.2 Сейсмічний вплив	17	2.2 Seismic action	17
2.3 Розрахунок.....	18	2.3 Analysis	18
2.3.1 Методи розрахунку.....	18	2.3.1 Methods of analysis	18
2.3.2 Взаємодія з ґрунтом.....	21	2.3.2 Interaction with the soil.....	21
2.3.3 Демпфування.....	21	2.3.3 Damping	21
2.3.3.1 Демпфування споруд.....	21	2.3.3.1 Structural damping	21
2.3.3.2 Демпфування вмісту.....	21	2.3.3.2 Contents damping	21
2.3.3.3 Демпфування фундаментів	22	2.3.3.3 Foundation damping	22
2.3.3.4 Зважене демпфування	22	2.3.3.4 Weighted damping.....	22
2.4 Показники поведінки	22	2.4 Behaviour factors	22
2.5 Верифікації безпеки	23	2.5 Safety verifications	23
2.5.1 Загальні положення.....	23	2.5.1 General	23
2.5.2 Об'єднання сейсмічної дії з іншими впливами.....	24	2.5.2 Combinations of seismic action with other actions	24
3 Конкретні принципи і правила застосування для бункерів	25	3 Specific principles and application rules for silos.....	25
3.1 Вступ.....	25	3.1 Introduction.....	25
3.2 Комбінація складових руху ґрунту	26	3.2 Combination of ground motion components	26
3.3 Розрахунок бункерів.....	27	3.3 Analysis of silos	27
3.4 Показники поведінки	30	3.4 Behaviour factors	30
3.5 Верифікації	33	3.5 Verifications.....	33
3.5.1 Стан обмеження збитку	33	3.5.1 Damage limitation state.....	33
3.5.2 Кінцевий граничний стан	33	3.5.2 Ultimate limit state	33
3.5.2.1 Глобальна стійкість	33	3.5.2.1 Global stability	33
3.5.2.2 Оболонка.....	34	3.5.2.2 Shell	34
3.5.2.3 Анкери	34	3.5.2.3 Anchors	34
3.5.2.4 Фундаменти	35	3.5.2.4 Foundations	35

4 Конкретні принципи і правила застосування для резервуарів.....36	4 Specific principles and application rules for tanks 36
4.1 Критерії відповідності36	4.1 Compliance criteria 36
4.1.1 Загальні положення36	4.1.1 General..... 36
4.1.2 Стан обмеження збитку.....36	4.1.2 Damage limitation state 36
4.1.3 Кінцевий граничний стан37	4.1.3 Ultimate limit state 37
4.2 Комбінація складових руху ґрунту.....38	4.2 Combination of ground motion components 38
4.3 Методи розрахунку38	4.3 Methods of analysis 38
4.3.1 Загальні положення38	4.3.1 General..... 38
4.3.2 Гідродинамічні ефекти39	4.3.2 Hydrodynamic effects..... 39
4.4 Показники поведінки40	4.4 Behaviour factors 40
4.5 Верифікації.....41	4.5 Verifications 41
4.5.1 Стан обмеження збитку.....41	4.5.1 Damage limitation state 41
4.5.1.1 Загальні положення.....41	4.5.1.1 General 41
4.5.1.2 Оболонка41	4.5.1.2 Shell..... 41
4.5.1.2.1 Оболонки з попередньо напруженого і звичайного залізобетону.....41	4.5.1.2.1 Reinforced and prestressed concrete shells 41
4.5.1.2.2 Сталеві оболонки42	4.5.1.2.2 Steel shells 42
4.5.1.3 Трубопровід.....42	4.5.1.3 Piping..... 42
4.5.2 Кінцевий граничний стан42	4.5.2 Ultimate limit state 42
4.5.2.1 Стійкість42	4.5.2.1 Stability..... 42
4.5.2.2 Оболонка43	4.5.2.2 Shell..... 43
4.5.2.3 Трубопровід.....43	4.5.2.3 Piping..... 43
4.5.2.4 Анкерні кріплення.....44	4.5.2.4 Anchorages 44
4.5.2.5 Фундаменти.....44	4.5.2.5 Foundations..... 44
4.6 Додаткові заходи.....44	4.6 Complementary measures 44
4.6.1 Обвалування44	4.6.1 Bunding..... 44
4.6.2 Розливання45	4.6.2 Sloshing..... 45
4.6.3 Взаємодія трубопроводів45	4.6.3 Piping interaction..... 45
5 Конкретні принципи і правила застосування для надземних трубопроводів46	5 Specific principles and application rules for above-ground pipelines..... 46
5.1 Загальні положення.....46	5.1 General 46
5.2 Вимоги безпеки.....47	5.2 Safety requirements..... 47

5.2.1 Стан обмеження збитку	47	5.2.1 Damage limitation state	47
5.2.2 Кінцевий граничний стан	47	5.2.2 Ultimate limit state	47
5.3 Сейсмічний вплив	48	5.3 Seismic action	48
5.3.1 Загальні положення.....	48	5.3.1 General	48
5.3.2 Сейсмічний вплив для інерційних рухів	48	5.3.2 Seismic action for inertia movements	48
5.3.3 Нерівномірний рух.....	49	5.3.3 Differential movement	49
5.4 Методи розрахунку	49	5.4 Methods of analysis	49
5.4.1 Моделювання.....	49	5.4.1 Modelling	49
5.4.2 Розрахунок	49	5.4.2 Analysis	49
5.5 Показники поведінки	50	5.5 Behaviour factors	50
5.6 Верифікації	51	5.6 Verifications	51
6 Конкретні принципи і правила застосування для підземних трубопроводів.....	52	6 Specific principles and application rules for buried pipelines.....	52
6.1 Загальні положення.....	52	6.1 General.....	52
6.2 Вимоги безпеки	53	6.2 Safety requirements	53
6.2.1 Стан обмеження збитку	53	6.2.1 Damage limitation state.....	53
6.2.2 Кінцевий граничний стан	53	6.2.2 Ultimate limit state.....	53
6.3 Сейсмічний вплив	53	6.3 Seismic action	53
6.3.1 Загальні положення.....	53	6.3.1 General	53
6.3.2 Сейсмічний вплив для інерційних рухів	54	6.3.2 Seismic action for inertia movements	54
6.3.3 Моделювання сейсмічних хвиль	54	6.3.3 Modelling of seismic waves	54
6.3.4 Постійні рухи ґрунту	55	6.3.4 Permanent soil ovements.....	55
6.4 Методи розрахунку (проходження волн).....	55	6.4 Methods of analysis (wave passage)	55
6.5 Верифікації	56	6.5 Verifications	56
6.5.1 Загальні положення.....	56	6.5.1 General	56
6.5.2 Підземні трубопроводи на стійкому ґрунті	56	6.5.2 Buried pipelines on stable soil.....	56
6.5.3 Підземні трубопроводи при нерівномірних підняттях ґрунту (зварні сталеві труби)	57	6.5.3 Buried pipelines under differential ground movements (welded steel pipes)	57
6.6 Проектні заходи при переходах через тектонічні порушення	57	6.6 Design measures for fault crossings	57

Додаток А Процедури сейсмічного аналізу для резервуарів.....60	Annex A Seismic analysis procedures for tanks..... 60
Додаток В Підземні трубопроводи120	Annex B Buried pipelines 120
Додаток НА Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилання на які є в EN 1998-4:2006.....125	Annex NA List of National Standards of Ukraine (SSU), identical MS, which are referenced in EN 1998-4:2005 125

Вступ

Цей Європейський Стандарт EN 1998-4, Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 4: Силосні башти, резервуари та трубопроводи, був підготовлений Технічним Комітетом CEN/TC 250 "Єврокоди в галузі будівництва", секретаріат якого проводиться BSI. CEN/TC 250 відповідає за всі Єврокоди конструкцій.

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 даному, повинні бути відкликани не пізніше березня 2010 року.

Цей документ замінює собою ENV 1998-4:1997.

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 1998-4, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Silos, tanks and pipelines, 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 1998-4:1997.

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 році.

В 1989 році, комісія і держави - члени ЄС і Європейська асоціація вільної торгівлі (ЄАВТ) 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 фактично Єврокоди з положеннями всіх директив Ради і/або рішень комісії, пов'язаних з європейськими стандартами (наприклад, директива Ради 89/106/ЄЕС про будівельну продукцію - CPD - і директиви Ради 93/37/ЄЕС, 92/50/ЄЕС і 89/440/ЄЕС про громадські роботи, послуги і еквівалент ЄАВТ директиви ініційовано з ціллю створення внутрішнього ринку).

Структурно програма Будівельних Єврокодів включає в себе такі стандарти, які, як правило, складаються з декількох Части:

EN 1990 Єврокод. 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 сталезалізобетонних 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 - Механічний опір та стійкість - 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 (EN 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 EFTA, що працюють з стандартами на продукцію 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 EFTA 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 (ER-ам), повинна бути дана конкретна форма в тлумаченні документів для створення необхідних зв'язків між основним вимогам і мандатами для гармонізованих EN-и і ETAG-и/ЕТА-и.

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 **National Standards implementing Eurocodes**

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.

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.

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

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. :

- 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 альтернатива процедури, наведеної в Єврокодi.

- 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.

Він також може містити

It may also contain

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

- 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 ETA-и) для виробів

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

Існує необхідність узгодження між гармонізованими технічними умовами на будівельні вироби і технічними правилами для works⁴. Крім того, вся інформація, яка

There is a need for consistency between the harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works⁴. Furthermore, all the information

супроводжує CE-маркировку на будівельну продукцію, яка відноситься до Єврокодів, повинна чітко вказувати, які параметри, визначені на національному рівні, було прийнято до уваги.

accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes shall clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

Додаткова інформація стосовно EN 1998-4 Additional information specific to EN 1998-4

Сфера Єврокоду 8 визначена в EN 1998-1:2004 р., **1.1.1** і сфера цієї Частини Єврокоду 8 визначена в **1.1. Додаткові Частини Єврокоду 8 перераховані в EN 1998 - 1:2004 р., 1.1.3.**

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 1998-4:2004 призначений для використання:

EN 1998-4:2004 is intended for use by:

- клієнтами (наприклад, для формулювання їх специфічних вимог на рівні надійності і довговічності);
- проектувальниками і конструкторами;
- відповідними органами влади.

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

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 є доповненням до EN 1991-4, EN 1992-3, EN 1993-4-1, EN 1993-4-2 і EN 1993-4-3, які не охоплені спеціальними вимогами сейсмостійкого проектування.

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 1991-4, EN 1992-3, EN 1993-4-1, EN 1993-4-2 and EN 1993-4-3, which do not cover the special requirements for seismic design.

⁴ див. 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.

Національний додаток до EN 1998-4

National annex for EN 1998-4

Цей стандарт дає альтернативні процедури, вимоги та рекомендації з примітками, що вказують, де національні уточнення повинні бути зроблені. Тому Національний Стандарт, реалізуючий EN 1998-4, 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 1998-4 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 1998-4:2004 в наступних розділах:

National choice is allowed in EN 1998-4:2004 through clauses:

Розділ Reference	Пункти Item
1.1(4)	Додаткові вимоги для об'єктів, пов'язаних з великими ризиками для населення або навколишнього середовища. Additional requirements for facilities associated with large risks to the population or the environment.
2.1.2(4)P	Базовий період активності T_{NCR} сейсмічних дій для кінцевого граничного стану (або, еквівалентно, базова ймовірність перевищення за 50 років, P_{NCR}). Reference return period T_{NCR} of seismic action for the ultimate limit state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 50 years, P_{NCR}).
2.1.3(5)P	Базовий період активності T_{DLR} сейсмічної дії для стану обмежених збитків (або, еквівалентно, базова ймовірність перевищення за 10 років, P_{DLR}). Reference return period T_{DLR} of seismic action for the damage limitation state (or, equivalently, reference probability of exceedance in 10 years, P_{DLR}).
2.1.4(8)	Важливі фактори для силосних башт, резервуарів та трубопроводів Importance factors for silos, tanks and pipelines
2.2(3)	Знижуючий коефіцієнт ν для впливів сейсмічних дій, відповідно до стану обмеження збитків Reduction factor ν for the effects of the seismic action relevant to the damage limitation state

2.3.3.3(2)P	Максимальне значення радіаційного згасання для розрахунків взаємодії ґрунтової структури, ζ_{\max} Maximum value of radiation damping for soil structure interaction analysis, ζ_{\max}
2.5.2(3)P	Значення ϕ для силосних башт, резервуарів та трубопроводів Values of ϕ for silos, tanks and pipelines
3.1(2)P	Вага одиниці твердих частиць в силосних баштах, γ , у проектній сейсмічній ситуації Unit weight of the particulate solid in silos, γ , in the seismic design situation
4.5.1.3(3)	Коефіцієнт підсилення до сили, що передається трубопроводом в зоні приєднання до стіни резервуару для проектування зони, що залишається пружною у стані обмежених збитків Amplification factor on forces transmitted by the piping to region of attachment on the tank wall, for the design of the region to remain elastic in the damage limitation state
4.5.2.3(2)P	Коефіцієнт запасу міцності для проектного опору трубопровода при перевірці, що з'єднання трубопроводу з резервуаром не досягне текучості раніше трубопроводу у кінцевому граничному стані Overstrength factor on design resistance of piping in the verification that the connection of the piping to the tank will not yield prior to the piping in the ultimate limit state

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 8. ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ Частина 4. Силосні башти, резервуари та трубопроводи

ЕВРОКОД 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ Часть 4. Бункеры, резервуары и трубопроводы

EUROCODE 8 DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE Part 4. Silos, tanks and pipelines

Чинний від 201X - XX - XX

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1 GENERAL

1.1 Галузь використання

1.1 Scope

(1) Галузь використання Єврокоду 8 визначена в стандарті EN 1998-1:2004, **1.1.1**, а галузь використання цього стандарту визначена в цьому пункті. Додаткові частини Єврокоду 8 зазначені в EN 1998-1:2004, **1.1.3**.

(1) The scope of Eurocode 8 is defined in EN 1998-1: 2004, **1.1.1** and the scope of this Standard is defined in this clause. Additional parts of Eurocode 8 are indicated in EN 1998-1: 2004, **1.1.3**.

(2) Цей стандарт встановлює принципи і правила застосування для сейсмостійкого проектування конструктивних аспектів споруд, що складаються з систем надземних і підземних трубопроводів і резервуарів зберігання різних типів і різного призначення, а також для самостійних об'єктів, таких, як, наприклад, відокремлені водонапірні башти, маючих конкретне призначення, або групи силосних башт, що містять гранульовані матеріали і т. д.

(2) This standard specifies principles and application rules for the seismic design of the structural aspects of facilities composed of above-ground and buried pipeline systems and of storage tanks of different types and uses, as well as for independent items, such as for example single water towers serving a specific purpose or groups of silos enclosing granular materials, etc.

(3) Цей стандарт включає в себе додаткові критерії і правила, необхідні для сейсмостійкого проектування зазначених споруд без обмеження їх розмірів, конструктивних типів та інших функціональних характеристик. Для деяких типів резервуарів і силосних башт, він передбачає також детальні методи оцінки і правила перевірки.

(3) This standard includes the additional criteria and rules required for the seismic design of these structures without restrictions on their size, structural types and other functional characteristics. For some types of tanks and silos, it also provides detailed methods of assessment and verification rules.

(4) Цей стандарт не може бути повним для тих споруд, які пов'язані з великими ризиками для населення або навколишнього середовища, додаткові вимоги до яких входять у межі відповідальності компетентних органів. Цей стандарт також не є повним для тих будівельних робіт, які включають в себе незвичайні елементи конструкції, і які потребують особливих заходів і проведення спеціальних досліджень для забезпечення захисту від землетрусів. У цих двох випадках цей стандарт встановлює загальні принципи, але не встановлює детальних правил застосування.

ПРИМІТКА Національне застосування може встановлювати додаткові вимоги для споруд, пов'язаних з великими ризиками для населення або навколишнього середовища.

(5) Незважаючи на те, що трубопроводи великого діаметра входять в область застосування цього стандарту, відповідні критерії проектування не застосовуються до явно схожих споруд, таких, як тунелі і великі підземні порожнини.

(6) Характер систем комунікацій, який часто характеризує споруди, на які поширюється дія цього стандарту, вимагає концепцій, моделей і методів, які можуть істотно відрізнятися від тих, які використовуються в даний час для більш поширених структурних типів. Більш того, реакція і стійкість бункерів і резервуарів, на які діють сильні сейсмічні коливання, можуть включати в себе явища досить складних взаємодій між структурою ґрунту і матеріалом, що зберігається (текучим або гранульованим), легко не піддаються спрощеним процедурам проектування. Настільки ж складним може виявитися і проектування системи трубопроводів, що проходять через ділянки слабких і, можливо, нестійких ґрунтів. З причин, зазначених вище, організація цього стандарту дещо відрізняється від організації інших частин стандарту EN 1998. Цей стандарт, в цілому, обмежується основними принципами і методологічними підходами.

(4) This standard may not be complete for those facilities associated with large risks to the population or the environment, for which additional requirements are the responsibility of the competent authorities. This standard is also not complete for those construction works which have uncommon structural elements and which require special measures to be taken and special studies to be performed to ensure earthquake protection. In those two cases the present standard gives general principles but not detailed application rules.

NOTE The National Annex may specify additional requirements for facilities associated with large risks to the population or the environment.

(5) Although large diameter pipelines are within the scope of this standard, the corresponding design criteria do not apply for apparently similar facilities, like tunnels and large underground cavities.

(6) The nature of lifeline systems which often characterizes the facilities covered by this standard requires concepts, models and methods that may differ substantially from those in current use for more common structural types. Furthermore, the response and the stability of silos and tanks subjected to strong seismic actions may involve rather complex interaction phenomena between soil-structure and stored material (either fluid or granular), not easily amenable to simplified design procedures. Equally challenging may prove to be the design of a pipeline system through areas with poor and possibly unstable soils. For the reasons given above, the organization of this standard is to some extent different from that of other Parts of EN 1998. This standard is, in general, restricted to basic principles and methodological approaches.

ПРИМІТКА Процедури детального аналізу, що виходять за рамки базових принципів і методологічних підходів, представлені в Додатках А і В для низки типових ситуацій.

NOTE Detailed analysis procedures going beyond basic principles and methodological approaches are given in Annexes A and B for a number of typical situations.

(7) У формулюванні і реалізації загальних принципів була проведена різниця між незалежними конструкціями та резервованими системами через вибір показників значущості та/або через визначення конкретних критеріїв верифікації.

(7) In the formulation and implementation of the general requirements, a distinction has been made between independent structures and redundant systems, via the choice of importance factors and/or through the definition of specific verification criteria.

(8) Якщо сейсмічний захист підземних трубопроводів забезпечується за допомогою пристроїв сейсмічної ізоляції між трубопроводом і його опорами (особливо на палях), у якості відповідного стандарту застосовується EN 1998-2:2005. Для проектування резервуарів, бункерів або окремих споруд чи компонентів систем трубопроводів з сейсмічною ізоляцією застосовуються відповідні положення стандарту EN 1998-1:2004.

(8) If seismic protection of above-ground pipelines is provided through seismic isolation devices between the pipeline and its supports (notably on piles), EN 1998-2:2005 applies, as relevant. For the design of tanks, silos, or individual facilities or components of pipeline systems with seismic isolation, the relevant provisions of EN 1998-1:2004 apply.

1.2 Нормативні посилання

1.2 Normative references

(1)P Цей Європейський стандарт містить положення з інших публікацій, на які робляться посилання із зазначенням або без зазначення дати. Ці нормативні посилання цитуються у відповідних місцях тексту, і публікації зазначені нижче. Для посилань з вказівкою дати подальші зміни будь-яких з згаданих публікацій або перегляди будь-яких з них застосовуються до цього Європейського стандарту, тільки коли вони включені до нього з посиланням на їх зміну або перегляд. Для посилань без вказівки дати застосовується остання редакція публікації (включаючи зміни).

(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 Загальні стандарти, на які є посилання

1.2.1 General reference standards

EN 1990:2002 *Єврокод. Основи проектування несучих конструкцій*

EN 1990:2002 *Eurocode - Basis of structural design*

- | | |
|--|---|
| EN 1991-4:2006 <i>Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 4. Бункери і резервуари.</i> | EN 1991-4:2006 <i>Eurocode 1 - Actions on structures - Part 4: Silos and tanks.</i> |
| EN 1992-1-1:2004 <i>Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд.</i> | EN 1992-1-1:2004 <i>Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.</i> |
| EN 1992-3:2006 <i>Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 3. Конструкції для збеігання та утримання рідини.</i> | EN 1992-3:2006 <i>Eurocode 2 - Design of concrete structures - Part 3: Liquid retaining and containing structures.</i> |
| EN 1993-1-1:2004 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд.</i> | EN 1993-1-1:2004 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.</i> |
| EN 1993-1-5:2006 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-5. Пластинчасті конструктивні елементи.</i> | EN 1993-1-5:2006 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-5: Plated structural elements.</i> |
| EN 1993-1-6:2006 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-6. Міцність та стійкість оболонок.</i> | EN 1993-1-6:2006 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-6: Strength and stability of shell structures.</i> |
| EN 1993-1-7:2006 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-7. Пластичні конструкції при навантаженні поза межами площини.</i> | EN 1993-1-7:2006 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 1-7: Strength and stability of planar plated structures transversely loaded.</i> |
| EN 1993-4-1:2006 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-1. Силоси.</i> | EN 1993-4-1:2006 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 4-1: Silos.</i> |
| EN 1993-4-2:2006 <i>Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-2. Резервуари.</i> | EN 1993-4-2:2006 <i>Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 4-2: Tanks.</i> |

EN 1993-4-3:2006 *Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 4-3. Трубопроводи.*

EN 1993-4-3:2006 *Eurocode 3 - Design of steel structures - Part 4-3: Pipelines.*

EN 1997-1:2004 *Єврокод 7. Геотехнічне проектування. Частина 1. Загальні правила.*

EN 1997-1:2004 *Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules.*

EN 1998-1:2004 *Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії і правила щодо споруд.*

EN 1998-1:2004 *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.*

EN 1998-2:2005 *Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 2. Мости.*

EN 1998-2:2005 *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges.*

EN 1998-5:2004 *Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 5. Фундаменти, підірні конструкції та геотехнічні аспекти.*

EN 1998-5:2004 *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects.*

EN 1998-6:2005 *Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 6. Башти, вежі і димові труби.*

EN 1998-6:2005 *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 6: Towers, masts and chimneys*

1.3 Припущення

(1)P Загальні припущення повинні бути у відповідності зі стандартом EN 1990:2002, **1.3**.

1.3 Assumptions

(1)P The general assumptions shall be in accordance with EN 1990:2002, **1.3**.

1.4 Відмінності між принципами і правилами застосування

(1)P Різниця між принципами і правилами застосування повинна бути у відповідності зі стандартом EN 1990:2002, **1.4**.

1.4 Distinction between principles and applications rules

(1)P The distinction between principles and applications rules shall be in accordance with EN 1990:2002, **1.4**.

1.5 Терміни та визначення

1.5.1 Загальні положення

(1) Для цілей цього стандарту застосовуються наступні визначення.

1.5.2 Терміни, загальні для всіх Єврокодів

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

(2)P **1.5.1** стандарту EN 1998-1:2004 застосовується до термінів, загальних для всіх Єврокодів.

1.5.3 Подальші терміни, що використовуються в стандарті EN 1998

(1) Для цілей цього Європейського стандарту застосовуються терміни, наведені в стандарті EN 1998-1:2004, **1.5.1** і **1.5.2**.

1.5.4 Подальші терміни, що використовуються в стандарті EN 1998-4

Незалежна конструкція - конструкція, на структурну та функціональну поведінку якої під час і після сейсмічної події не впливає структурна та функціональна поведінка інших конструкцій, і наслідки руйнування якої відносяться тільки до функцій, виконання яких потребується від даної конструкції.

1.6 Позначення

(1) Для цілей цього Європейського стандарту застосовуються наступні позначення:

A_{Ed} проектна величина сейсмічної дії
(= γA_{Ek})

A_{Ek} характеристична величина сейсмічної дії за базовий період повторення

1.5 Terms and Definitions

1.5.1 General

(1) For the purposes of this standard the following definitions apply.

1.5.2 Terms common to all Eurocodes

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

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

1.5.3 Further terms used in EN 1998

(1) For the purposes of this European Standard the terms given in EN 1998-1: 2004, **1.5.1** and **1.5.2** apply.

1.5.4 Further terms used in EN 1998-4

Independent structure - a structure whose structural and functional behaviour during and after a seismic event are not influenced by that of other structures, and whose consequences of failure relate only to the functions demanded from it.

1.6 Symbols

(1) For the purposes of this European Standard the following symbols apply:

A_{Ed} design value of seismic action (= γA_{Ek})

A_{Ek} characteristic value of the seismic action for the reference return period

<i>b</i> горизонтальний розмір бункера, паралельний горизонтальній складовій сейсмічній дії	<i>b</i> horizontal dimension of silos parallel to the horizontal component of the seismic action
<i>d_c</i> внутрішній діаметр круглого бункера	<i>d_c</i> inside diameter of a circular silos
<i>d_g</i> проектний зсув ґрунту, наведений в EN 1998-1:2004, 3.2.2.4(1) , використаний у виразі (4.1)	<i>d_g</i> design ground displacement, as given in EN 1998-1:2004, 3.2.2.4(1) , used in expression (4.1)
<i>g</i> гравітаційне прискорення	<i>g</i> acceleration of gravity
<i>h_b</i> загальна висота бункера, від плоского дна або завантажувальної воронки до еквівалентної поверхні матеріалу, який зберігається	<i>h_b</i> overall height of the silos, from a flat bottom or the hopper outlet to the equivalent surface of the stored contents
<i>q</i> показник поведінки	<i>q</i> behaviour factor
<i>r</i> радіус круглого бункера, відсіку бункера, резервуара або труби	<i>r</i> radius of circular silos, silos compartment, tank or pipe
<i>r_s*</i> геометрична величина, визначена в бункерах за допомогою виразу (3.5) як $r_s^* = \min(H, Br_s/2)$	<i>r_s*</i> geometric quantity defined in silos through expression (3.5) as $r_s^* = \min(H, Br_s/2)$;
<i>t</i> товщина	<i>t</i> thickness
<i>x</i> вертикальна відстань точки на стінці бункера від плоского дна бункера або вершини конічної або пірамідальної завантажувальної воронки	<i>x</i> vertical distance of a point on a silos wall from a flat silos bottom or the apex of a conical or pyramidal hopper
<i>x</i> відстань між точками кріплення трубопроводу і точкою з'єднання з резервуаром	<i>x</i> distance between the anchoring point of piping and the point of connection with the tank
<i>z</i> вертикальна нижня координата в бункері, виміряна від еквівалентної поверхні матеріалу, який зберігається	<i>z</i> vertical downward co-ordinate in a silos, measured from the equivalent surface of the stored contents
$\alpha(z)$ реакція прискорення бункера на рівні, що представляє інтерес, <i>z</i> , до гравітаційного прискорення	$\alpha(z)$ the response acceleration of a silos at the level of interest, <i>z</i> , to the acceleration of gravity
β кут нахилу стінки завантажувальної воронки в бункері, вимірний від вертикалі, або самий крутий кут нахилу стінки пірамідальної завантажувальної воронки по відношенню до вертикалі	β angle of inclination of the hopper wall in a silos, measured from the vertical, or the steepest angle of inclination to the vertical of the wall in a pyramidal hopper

γ насипна питома вага сипучого матеріалу в бункері, прийнята рівною верхній характеристичній величині, наведеній в EN 1991-4:2006, Таблиця E1	γ bulk unit weight of particulate material in silos, taken equal to the upper characteristic value given in EN 1991-4:2006, Table E1
η показник важливості	η importance factor
γ_p коефіцієнт збільшення зусиль, що передаються трубопроводом ділянки закріплення на стінці резервуару, для проектування ділянки, яка б залишалася пружною, див. 4.5.1.3(3)	γ_p amplification factor on forces transmitted by the piping to region of attachment on tank wall, for the region to be designed to remain elastic, see 4.5.1.3(3)
Δ мінімальне значення доданого відносного зсуву між першою точкою кріплення трубопроводу і резервуаром, що береться з виразу (4.1)	Δ minimum value of imposed relative displacement between the first anchoring point of piping and the tank to be taken from given by expression (4.1)
$\Delta_{ph,s}$ додатковий нормальний тиск на стінку бункера внаслідок реакції твердих сипучих до горизонтальної складової сейсмічної дії	$\Delta_{ph,s}$ additional normal pressure on the silos wall due to the response of the particulate solid to the horizontal component of the seismic action
$\Delta_{ph,so}$ рекомендований тиск на стінки бункера, зазначений в 3.3(8), вираз (3.5)	$\Delta_{ph,so}$ reference pressure on silos walls given in 3.3(8), expression (3.5)
θ кут ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) між радіальною лінією до точки, яка представляє інтерес, на стінці круглого бункера і напрямком горизонтальної складової сейсмічної дії	θ angle ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) between the radial line to the point of interest on the wall of a circular silos and the direction of the horizontal component of the seismic action.
λ поправочний коефіцієнт до зсуву основи з методу розрахунку бічної сили, в стандарті EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.2(1)	λ the correction factor on base shear from the lateral force method of analysis, in EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.2(1)
ν коефіцієнт зниження для дії сейсмічного впливу, відповідно до стану обмеження збитку	ν reduction factor for the effects of the seismic action relevant to the damage limitation state
ξ відношення в'язкісного демпфування (у відсотках)	ξ viscous damping ratio (in percent)
$\psi_{2,i}$ комбінація коефіцієнтів для квазіпостійного значення змінної дії	$\psi_{2,i}$ combination coefficient for the quasi-permanent value of a variable action
$\psi_{E,i}$ комбінація коефіцієнтів для змінної дії i , які будуть використовуватися при визначенні дії проектного сейсмічного впливу	$\psi_{E,i}$ combination coefficient for a variable action i , to be used when determining the effects of the design seismic action

1.7 Одиниці СІ

(1)Р Одиниці СІ повинні використовуватися згідно з стандартом ISO 1000.

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

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.

2 ЗАГАЛЬНІ ПРИНЦИПИ ТА ПРАВИЛА ЗАСТОСУВАННЯ

2.1 Вимоги безпеки

2.1.1 Загальні положення

(1)P У цьому стандарті розглядаються конструкції, які можуть сильно відрізнятися за своїми основними характеристиками, такими, як:

- характер і кількість вмісту і пов'язана з ним потенційна небезпека
- функціональні вимоги під час і після сейсмічної події
- умови навколишнього середовища.

(2) В залежності від конкретного поєднання цих характеристик, застосовуються різні формулювання загальних принципів. Для забезпечення сумісності з загальною структурою Єврокодів зберігається формат з двома граничними станами, з відповідним чином скоригованими визначеннями.

2.1.2 Кінцевий граничний стан

(1)P Кінцевий граничний стан, для якого система повинна перевірятися, визначений як такий, що відповідає руйнуванню конструкції. За деяких обставин часткове відновлення експлуатаційної придатності системи, втраченої внаслідок перевищення кінцевого граничного стану, є можливим після проведення прийнятної обсягу ремонтних робіт.

ПРИМІТКА 1 Цими обставинами є ті, які визначені відповідальним органом або клієнтом.

(2)P Для окремих елементів мережі, а також для незалежних конструкцій, повне руйнування яких спричинило б за собою тяжкі наслідки, кінцевий граничний стан визначається як стан, що передусе руйнуванню, який, хоча і може бути тяжким, виключав би крихке руйнування і дозволив би контролювати викид вмісту.

2 GENERAL PRINCIPLES AND APPLICATION RULES

2.1 Safety requirements

2.1.1 General

(1)P This standard deals with structures which may differ widely in such basic features as:

- the nature and amount of the contents and associated potential danger
- the functional requirements during and after the seismic event
- the environmental conditions.

(2) Depending on the specific combination of the indicated features, different formulations of the general requirements are appropriate. For the sake of consistency with the general framework of the Eurocodes, the two-limit-states format is retained, with a suitably adjusted definition

2.1.2 Ultimate limit state

(1)P The ultimate limit state for which a system shall be checked is defined as that corresponding to structural failure. In some circumstances, partial recovery of the operational capacity of the system lost by exceedance of the ultimate limit state may be possible, after an acceptable amount of repairs.

NOTE 1 The circumstances are those defined by the responsible authority or the client.

(2)P For particular elements of the network, as well as for independent structures whose complete collapse would entail severe consequences, the ultimate limit state is defined as that of a state prior to structural collapse that, although possibly severe, would exclude brittle failures and would allow for a controlled release of the contents.

Коли руйнування вищезазначених елементів не тягне за собою тяжких наслідків, кінцевий граничний стан може визначатися як відповідний повному руйнуванню конструкції.

(3)Р Проектний сейсмічний вплив, для якого кінцевий граничний стан не може бути перевищений, повинен встановлюватися на підставі прямих і непрямих наслідків руйнування конструкції.

(4)Р Проектний сейсмічний вплив, A_{Ed} , має виражатися в термінах: а) рекомендований сейсмічний вплив, A_{Ek} , пов'язаний з рекомендованою ймовірністю перевищення, P_{NCR} , протягом 50 років або рекомендованим періодом повторення, T_{NCR} , (див. у EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** і **3.2.1(3)** і b) показник важливості n (див. EN 1990:2002 і EN 1998-1:2004, **2.1(2)P**, **2.1(3)P** і (4)) з урахуванням диференціації надійності:

$$A_{Ed} = \gamma A_{Ek} \quad (2.1)$$

ПРИМІТКА Значення, яке має бути приписане до рекомендованого періоду повторення, T_{NCR} , пов'язане з рекомендованим сейсмічним впливом для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендоване значення дорівнює: $T_{NCR} = 475$ років.

(5) Здатність конструктивних систем витримувати сейсмічні впливи в кінцевому граничному стані в нелінійному діапазоні, в цілому, дозволяє їх проектувати меншим для опору сейсмічним силам, ніж у випадку лінійно пружної реакції.

(6) Щоб уникнути в проекті явного непружного розрахунку, здатність конструктивних систем розсіювати енергію за допомогою здебільшого пластичної поведінки їх елементів та/або інших механізмів, може братися до уваги шляхом виконання лінійно-пружного розрахунку на основі спектру реакції, зменшеного по відношенню до пружного спектру, названого «проектним спектром».

When the failure of the aforementioned elements does not entail severe consequences, the ultimate limit state may be defined as corresponding to total structural collapse.

(3)P The design seismic action for which the ultimate limit state may not be exceeded shall be established based on the direct and indirect consequences of structural failure.

(4)P The design seismic action, A_{Ed} , shall be expressed in terms of: a) the reference seismic action, A_{Ek} , associated with a reference probability of exceedance, P_{NCR} , in 50 years or a reference return period, T_{NCR} , (see EN 1998-1:2004, **2.1(1)P** and **3.2.1(3)**) and b) the importance factor n (see EN 1990:2002 and EN 1998-1:2004, **2.1(2)P**, **2.1(3)P** and (4)) to take into account reliability differentiation:

NOTE The value to be ascribed to the reference return period, T_{NCR} , associated with the reference seismic action for use in a country, may be found in its National Annex. The recommended value is: $T_{NCR} = 475$ years.

(5) The capacity of structural systems to resist seismic actions at the ultimate limit state in the non-linear range generally permits their design for resistance to seismic forces smaller than those corresponding to a linear elastic response.

(6) To avoid explicit inelastic analysis in design, the capacity of the structural systems to dissipate energy, through mainly ductile behaviour of its elements and/or other mechanisms, may be taken into account by performing a linear-elastic analysis based on a response spectrum reduced with respect to the elastic one, called "design spectrum".

Це зменшення виконується шляхом введення показника поведінки q , який є наближенням відношення сейсмічних сил, які буде зазнавати споруда, якщо її реакція була повністю пружною з 5% в'язким демпфуванням, до сейсмічних сил, які можуть використовуватися в проекті з традиційною моделлю лінійно-пружного розрахунку, коли конструктивна система, як і раніше, забезпечує задовільні показники в кінцевому граничному стані.

(7) Значення показника поведінки q , який також враховує вплив в'язкого демпфування, які відрізняються від 5%, наведені для різних типів конструкцій, охоплених EN 1998-4 у відповідних розділах цього Єврокоду.

2.1.3 Стан обмеження збитку

(1)P Залежно від характеристик і призначення розглядаємих конструкцій, може виникнути стан обмеження збитку, який відповідає одному або обом з двох наступних рівнів експлуатаційних характеристик:

- «цілісність»;
- «мінімальний робочий рівень».

(2)P Для виконання вимоги «цілісності» розглядаєма система, яка включає в себе заданий набір допоміжних елементів, об'єднаних з нею, повинна залишатися повністю працездатною і герметичною при відповідному сейсмічному впливі.

(3)P Для виконання вимоги «мінімального робочого рівня», ступінь і розмір збитку, розглядаємої системи, включаючи деякі з її компонентів, повинні бути обмежені, таким чином, щоб після виконання операцій з перевірки та контролю ушкоджень здатність системи могла бути відновлена до попередньо визначеного робочого рівня.

This reduction is accomplished by introducing the behaviour factor q , which is an approximation of the ratio of the seismic forces that the structure would experience if its response was completely elastic with 5% viscous damping, to the seismic forces that may be used in the design, with a conventional linear-elastic analysis model, still ensuring a satisfactory performance of the structural system at the ultimate limit state.

(7) The values of the behaviour factor q , which also account for the influence of the viscous damping being different from 5%, are given for the various types of constructions covered by EN 1998-4 in the relevant Sections of this Eurocode.

2.1.3 Damage limitation state

(1)P Depending on the characteristics and the purposes of the structure considered, a damage limitation state that meets one or both of the two following performance levels may need to be satisfied:

- «integrity»;
- «minimum operating level».

(2)P In order to satisfy the «integrity» requirement, the considered system, including a specified set of accessory elements integrated with it, shall remain fully serviceable and leak proof under the relevant seismic action.

(3)P To satisfy the «minimum operating level» requirement, the extent and amount of damage of the considered system, including some of its components, shall be limited, so that, after the operations for damage checking and control are carried out, the capacity of the system can be restored up to a predefined level of operation.

(4)Р Сейсмічний вплив, для якого цей граничний стан не може бути перевищений, має річну ймовірність перевищення, значення якого повинно бути встановлено на підставі наступного:

- наслідків втрати функцій і/або витоку вмісту, і
- втрат, що відносяться до зниження здатності системи і необхідних ремонтних робіт.

(5)Р Сейсмічний вплив, для якого стан «обмеженого збитку» не може бути перевищений, повинен мати ймовірність перевищення, P_{DLR} , протягом 10 років і період повторюваності, T_{DLR} . При відсутності більш точної інформації, може використовуватися коефіцієнт зменшення, застосований до проектного сейсмічному впливу відповідно до 2.2(3) для отримання сейсмічного впливу для перевірки стану обмеження збитку.

ПРИМІТКА Значення, які слід приписувати величинам P_{DLR} або T_{DLR} для використання у країні, можна знайти в її Національному Додатку до цього документа. Рекомендовані значення складають $P_{DLR} = 10\%$ і $T_{DLR} = 95$ років.

2.1.4 Розмежування надійності

(1)Р Мережі трубопроводів і незалежні споруди, такі, як резервуари або бункери, повинні бути забезпечені рівнем захисту, пропорційним кількості людей, які піддаються ризику, і економічних втрат, пов'язаних з недосягненням їх рівня продуктивності.

(2)Р Розмежування надійності має досягатися належним коригуванням значення річної ймовірності перевищення проектного сейсмічного впливу.

(3) Дане коригування слід здійснювати шляхом класифікації конструкцій у відповідності з різними класами важливості і застосування до рекомендованого сейсмічного впливу показника важливості γ_I , визначеного у пункті 2.1.2(4)Р і в EN 1998-1:2004, 2.1(3)Р, значення якого залежить від класу

(4)P The seismic action for which this limit state may not be exceeded shall have an annual probability of exceedance whose value is to be established based on the following

- the consequences of loss of function and/or of leakage of the content, and
- the losses related to the reduced capacity of the system and to the necessary repairs.

(5)P The seismic action for which the «damage limitation» state may not be exceeded shall have a probability of exceedance, P_{DLR} , in 10 years and a return period, T_{DLR} . In the absence of more precise information, the reduction factor applied on the design seismic action in accordance with 2.2(3) may be used to obtain the seismic action for the verification of the damage limitation state.

NOTE The values to be ascribed to P_{DLR} or to T_{DLR} for use in a country may be found in its National Annex of this document. The recommended values are $P_{DLR} = 10\%$ and $T_{DLR} = 95$ years.

2.1.4 Reliability differentiation

(1)P Pipeline networks and independent structures, either tanks or silos, shall be provided with a level of protection proportioned to the number of people at risk and to the economic losses associated with their performance level being not achieved.

(2)P Reliability differentiation shall be achieved by appropriately adjusting the value of the annual probability of exceedance of the design seismic action.

(3) This adjustment should be implemented by classifying structures into different importance classes and applying to the reference seismic action an importance factor γ_I defined in 2.1.2(4)P and in EN 1998-1: 2004, 2.1(3)P, the value of which depends on the importance class. Specific values of the factor γ_I necessary to modify the

важливості. Конкретні значення показника γ , необхідні для зміни впливу таким чином, щоб він відповідав сейсмічній події вибраного періоду повторюваності, залежать від сейсмічності кожного регіону. Значення показника важливості $\gamma = 1,0$ пов'язано з сейсмічним впливом з рекомендованим періодом повторюваності, зазначеним у **2.1.2(4)P**.

ПРИМІТКА Для залежності по значенню γ дивись примітку в стандарті EN1998-1:2004, **2.1(4)**.

(4) Для конструкцій, на які поширюється дія цього стандарту, доречно розглянути три різних класи важливості, в залежності від потенційної загрози загибелі внаслідок руйнування окремої споруди та від економічних і соціальних наслідків руйнування. Подальша класифікація може бути здійснена в межах кожного класу важливості, в залежності від використання і вмісту об'єкту і від наслідків для суспільної безпеки.

ПРИМІТКА Класи важливості I, II і III/IV приблизно відповідають класам наслідків CC1, CC2 і CC3 відповідно, визначеним у стандарті EN 1990:2002, Додаток B.

(5) Клас I відноситься до ситуацій, в яких ризик для життя є малим, і соціально-економічні наслідки руйнування є малими або незначними.

(6) Ситуації, що представляють середній ризик для життя і місцевих економічних та соціальних наслідків руйнування, відносяться до Класу II.

(7) Клас III відноситься до ситуацій, які характеризуються високим ризиком для життя і великими соціально-економічними наслідками руйнування.

(8) Клас IV відноситься до ситуацій особливого ризику для життя і надзвичайними соціально-економічними наслідками руйнування.

ПРИМІТКА Значення, які повинні приписуватися величині γ для використання в країні, можна знайти

action so as to correspond to a seismic event of selected return period, depend on the seismicity of each region. The value of the importance factor $\gamma = 1,0$ is associated to the seismic action with the reference return period indicated in **2.1.2(4)P**.

NOTE For the dependence of the value of γ see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)

(4) For the structures within the scope of this standard it is appropriate to consider three different importance classes, depending on the potential loss of life due to the failure of the particular structure and on the economic and social consequences of failure. Further classification may be made within each Importance Class, depending on the use and contents of the facility and the implications for public safety.

NOTE Importance classes I, II and III/IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

(5) Class I refers to situations where the risk to life is low and the economic and social consequences of failure are small or negligible.

(6) Situations with medium risk to life and local economic or social consequences of failure belong to Class II.

(7) Class III refers to situations with a high risk to life and large economic and social consequences of failure.

(8) Class IV refers to situations with exceptional risk to life and extreme economic and social consequences of failure.

NOTE The values to be ascribed to γ for use in a country may be found in its National Annex. The

в її Національному Додатку. Значення γ_i можуть бути різними для різних сейсмічних зон країни, в залежності від умов сейсмічної небезпеки (див. Примітку до стандарту EN 1998-1:2004, 2.1(4)) і від міркувань громадської безпеки, викладених докладно в 2.1.4. Значення γ_i для класу важливості II, за визначенням, дорівнює 1,0. Для решти класів рекомендованими значеннями γ_i є $\gamma_i = 0,8$ для класу важливості I, $\gamma_i = 1,2$ для класу важливості III і $\gamma_i = 1,6$ для класу важливості IV.

(9)P Система трубопроводів, що проходить через великий географічний регіон, зазвичай зустрічається з широким діапазоном сейсмічної небезпеки і ґрунтових умов. Крім того, уздовж системи проходження трубопроводу може розташовуватися ряд підсистем, які можуть представляти собою або супутні об'єкти (резервуари, водосховища і т. д.), або об'єкти трубопроводів (клапани, насоси і т. д.). За таких обставин критичні ділянки трубопроводу (наприклад, частини системи з меншим резервуванням) і критичні елементи (насоси, компресори, контрольна апаратура і т. д.) повинні проектуватися таким чином, щоб забезпечити більшу надійність по відношенню до сейсмічних подій. Інші елементи, які є менш істотними, і для яких деякі пошкодження є прийнятними, не потрібно проектувати з настільки жорсткими критеріями.

2.1.5 Надійність системи по відношенню до елементів

(1)P Вимоги до надійності, встановлені в 2.1.4, повинні застосовуватися до всієї системи, що розглядається, незалежно від того, чи складається вона з одної компоненти або з набору компонентів, сполучених різним способом для виконання функцій, які вимагаються від неї.

values of γ_i may be different for the various seismic zones of the country, depending on the seismic hazard conditions (see Note to EN 1998-1:2004, 2.1(4)) and on the public safety considerations detailed in 2.1.4. The value of γ_i for importance class II is, by definition, equal to 1,0. For the other classes the recommended values of γ_i are $\gamma_i = 0.8$ for Importance Class I, $\gamma_i = 1.2$ for importance class III and $\gamma_i = 1.6$ for importance class IV.

(9)P A pipeline system traversing a large geographical region normally encounters a wide variety of seismic hazards and soil conditions. In addition, a number of subsystems may be located along a pipeline transmission system, which may be either associated facilities (tanks, storage reservoirs etc.), or pipeline facilities (valves, pumps, etc.) Under such circumstances, critical stretches of the pipeline (for instance, less redundant parts of the system) and critical components (pumps, compressors, control equipment, etc.) shall be designed to provide larger reliability with regard to seismic events. Other components, that are less essential and for which some damage is acceptable, need not be designed to such stringent criteria.

2.1.5 System versus element reliability

(1)P The reliability requirements specified in 2.1.4, shall apply to the whole system under consideration, be it constituted by a single component or by a set of components variously connected to perform the functions required from it.

(2) Незважаючи на те, що формальний підхід до аналізу надійності системи виходить за рамки цього стандарту, проектувальнику слід приділити належну увагу ролі, яку відіграють різні елементи в забезпеченні безперервного функціонування системи, особливо, коли ця система не має резервування. У випадку дуже складних систем проект повинен ґрунтуватися на аналізі чутливості.

(3)P Елементи мережі, або споруди мережі, які визначені як критичні по відношенню до відмови системи, повинні бути забезпечені додатковим запасом захисту, порівняно з наслідками руйнування. При відсутності попереднього досвіду, ці критичні елементи повинні бути експериментально досліджені для підтвердження прийнятності проектних припущень.

(4) Якщо більш точні розрахунки не були виконані, додатковий запас захисту для критичних елементів може бути досягнений шляхом віднесення цих елементів до класу надійності (виражений через Клас Важливості), на один рівень вище, ніж застосований до системи в цілому. В якості альтернативи для проектування критичних елементів споруд в мережі можуть використовуватися правила Проектної Потужності з урахуванням фактичного опору елементів, що не вважаються критичними.

2.1.6 Концептуальне проектування

(1)P Навіть коли загальна сейсмічна реакція вказана як пружна, конструктивні елементи повинні проектуватися і виготовлятися з місцевою пластичністю і будуватися з пластичних матеріалів.

(2)P При проектуванні мережі або незалежної споруди беруть до уваги наступні загальні аспекти пом'якшення наслідків ефектів від землетрусу:

- функціональне резервування систем;

(2) Although a formal approach to system reliability analysis is outside the scope of this standard, the designer should give explicit consideration to the role played by the various elements in ensuring the continued operation of the system, especially when it is not redundant. In the case of very complex systems the design should be based on sensitivity analyses.

(3)P Elements of the network, or of a structure in the network, which are shown to be critical, with respect to the failure of the system, shall be provided with an additional margin of protection, commensurate with the consequences of the failure. When there is no previous experience, those critical elements shall be experimentally investigated to verify the acceptability of the design assumptions.

(4) If more rigorous analyses are not undertaken, the additional margin of protection for critical elements may be achieved by assigning these elements to a class of reliability (expressed in terms of Importance Class) one level higher than that appropriate to the system as a whole. Alternatively the Capacity Design rules may be used for the design of critical elements of a structure in the network, taking into account the actual resistance of elements not considered as critical.

2.1.6 Conceptual design

(1)P Even when the overall seismic response is specified to be elastic, structural elements shall be designed and detailed for local ductility and constructed from ductile materials.

(2)P The design of a network or of an independent structure shall take into consideration the following general aspects for mitigation of earthquake effects:

- functional redundancy of the systems;

- відсутність взаємодії механічних і електричних компонентів з конструктивними елементами;

- легкий доступ для огляду, обслуговування та усунення пошкоджень;

- контроль якості компонентів.

(3) Для запобігання розповсюдження пошкодження в системах з функціональним резервуванням внаслідок конструктивного взаємозв'язку компонентів, відповідні частини слід функціонально ізолювати.

(4) У разі відповідальних об'єктів, уразливих до землетрусів, відновлення яких після пошкодження було б важким або займало б багато часу, слід забезпечити запасні частини або вузли.

2.2 Сейсмічний вплив

(1)P Сейсмічний вплив, який буде використовуватися для проектування бункерів, резервуарів і трубопроводів, має бути таким, як визначено в EN 1998-1:2004, **3.2** у різних еквівалентних формах пружного спектру реакції, залежно від майданчика (EN 1998-1:2004, **3.2.2**), та представлення змін в часі (EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**). Додаткові положення для просторової зміни руху ґрунту для підземних трубопроводів наведені у Розділі 6.

(2)P Сейсмічний вплив, для якого повинен бути підтверджений кінцевий граничний стан, вказаний в пункті **2.1.2(4)P**. Якщо визначення дії сейсмічного впливу ґрунтується на лінійно-пружному розрахунку з показником поведінки q , який перевищує 1, у відповідності з EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(2)**, проектний спектр для пружного розрахунку повинен використовуватися у відповідності з EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** (див. також **2.1.2(6)P**).

- absence of interaction of the mechanical and electrical components with the structural elements;

- easy access for inspection, maintenance and repair of damages;

- quality control of the components.

(3) In order to avoid spreading of damage in functionally redundant systems due to structural interconnection of components, the appropriate parts should be functionally isolated.

(4) In case of important facilities vulnerable to earthquakes, of which damage recovery is difficult or time consuming, replacement parts or subassemblies should be provided.

2.2 Seismic action

(1)P The seismic action to be used for the design of silos, tanks and pipelines shall be that defined in EN 1998-1:2004, **3.2** in the various equivalent forms of site-dependent elastic response spectra (EN 1998-1:2004, **3.2.2**), and time-history representation (EN 1998-1:2004, **3.2.3.1**). Additional provisions for the spatial variation of ground motion for buried pipelines are given in Section 6.

(2)P The seismic action for which the ultimate limit state shall be verified is specified in **2.1.2(4)P**. If the determination of the seismic action effects is based on linear-elastic analysis with a behaviour factor q larger than 1 according to EN 1998-1:2004, **3.2.2.5(2)**, the design spectrum for elastic analysis shall be used in accordance with EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** (see also **2.1.2(6)P**).

(3) Коефіцієнт зниження ν може застосовуватися до проектного сейсмічного впливу, відповідного до кінцевого граничного стану для того, щоб врахувати менший період повторюваності сейсмічного впливу, пов'язаного із станом обмеження збитку, як зазначено в EN 1998-1:2004, 2.1(1)P. Значення коефіцієнта зниження ν може також залежати від класу важливості споруди. В його використанні полягає припущення про те, що пружний спектр реакції сейсмічного впливу, при якому стан обмеження збитку повинен бути підтверджений, має ту ж саму форму, що і пружний спектр реакції проектного сейсмічного впливу, що відповідає кінцевому граничному стану відповідно EN 1998-1:2004, 2.1(1)P і 3.2.1(3). (Див. EN 1998-1:2004, 3.2.2.1(2) і 4.4.3.2(2).

ПРИМІТКА Значення, які повинні приписувати ν для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Різні значення ν можуть бути визначені для різних сейсмічних зон країни, в залежності від умов сейсмічної небезпеки і захисту майна об'єкта. Рекомендованими значеннями ν є 0,5 для класів важливості I і II і $\nu = 0,4$ для класів важливості III і IV. Різні значення можуть бути результатом спеціального дослідження зонування.

2.3 Розрахунок

2.3.1 Методи розрахунку

(1) Для конструкцій, на які поширюється дія цього стандарту, дію сейсмічних впливів слід визначати на підставі лінійної поведінки споруд і ґрунту в безпосередній близькості від них.

(2) Нелінійні методи розрахунку можуть використовуватися для отримання дії сейсмічних впливів для тих особливих випадків, коли розгляд нелінійної поведінки споруди або навколишнього ґрунту визначається характером проблеми, або коли пружне рішення було б економічно нездійсненним.

(3) A reduction factor ν may be applied to the design seismic action corresponding to the ultimate limit state, to take into account the lower return period of the seismic action associated with the damage limitation state, as mentioned in EN 1998-1:2004, 2.1(1)P. The value of the reduction factor ν may also depend on the Importance Class of the structure. Implicit in its use is the assumption that the elastic response spectrum of the seismic action under which the damage limitation state should be verified has the same shape as the elastic response spectrum of the design seismic action corresponding to the ultimate limit state according to EN 1998-1:2004, 2.1(1)P and 3.2.1(3). (See EN 1998-1:2004, 3.2.2.1(2) and 4.4.3.2(2).

NOTE The values to be ascribed to ν for use in a country may be found in its National Annex. Different values of ν may be defined for the various seismic zones of a country, depending on the seismic hazard conditions and on the protection of property objective. The recommended values of ν are 0,5 for importance classes I and II and $\nu = 0,4$ for importance classes III and IV. Different values may result from special zoning studies.

2.3 Analysis

2.3.1 Methods of analysis

(1) For the structures within the scope of this standard the seismic actions effects should be determined on the basis of linear behaviour of the structures and of the soil in their vicinity.

(2) Nonlinear methods of analysis may be used to obtain the seismic action effects for those special cases where consideration of nonlinear behaviour of the structure or of the surrounding soil is dictated by the nature of the problem, or where the elastic solution would be economically unfeasible.

(3)Р Розрахунки для оцінки дії сейсмічних впливів стосовно стану обмеження збитку повинні бути лінійно-пружним, з використанням пружних спектрів, визначених у стандарті EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** і **3.2.2.3**, помножених на коефіцієнт зниження ν , згаданий в пункті **2.2(3)**. Пружні спектри слід вводити із середньозваженим значенням в'язкісного демпфування, яке враховує різні значення демпфування різних матеріалів/елементів відповідно до **2.3.5** і EN 1998-1:2004, **3.2.2.2(3)**.

(4) Розрахунки для оцінки дії сейсмічних впливів стосовно кінцевого граничного стана, можуть бути лінійно-пружними відповідно до **2.1.2(6)** і EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, з використанням проектних спектрів, які вказані в EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** для коефіцієнта демпфування 5 %. В них використовується показник поведінки q для врахування здатності споруди розсіювати енергію шляхом переважно пластичної поведінки її елементів і/або інших механізмів, а також вплив в'язкісного демпфування, відмінного від 5 % (див. також **2.1.2(6)P**).

(5)Р Якщо не вказано інше для окремих типів споруд у відповідних частинах цього стандарту, типи розрахунку, які можуть застосовуватися, є ті, які вказані в EN 1998-1:2004, **4.3.3**, а саме:

a) розрахунок «методом горизонтального зсувного навантаження» (лінійно-пружний) (див. EN 1998-1:2004, **4.3.3.2**);

b) розрахунок «спектральним методом з використанням модального аналізу» (лінійно-пружний) (див. EN 1998-1:2004, **4.3.3.3**);

c) нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів) (див. EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2**);

d) нелінійний динамічний розрахунок при дії акселерограм (динамічний) (див. EN 1998-1:2004 **4.3.3.4.3**).

(3)P Analysis for the evaluation of the effects of the seismic action relevant to the damage limitation state shall be linear-elastic, using the elastic spectra defined in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2** and **3.2.2.3**, multiplied by the reduction factor ν referred to in **2.2(3)**. The elastic spectra should be entered with a weighted average value of the viscous damping that takes into account the different damping values of the different materials/elements according to **2.3.5** and to EN 1998-1: 2004, **3.2.2.2(3)**.

(4) Analysis for the evaluation of the effects of the seismic action relevant to the ultimate limit state may be linear-elastic in accordance with **2.1.2(6)** and EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, using the design spectra which are specified in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5** for a damping ratio of 5 %. They make use of the behaviour factor q to account for the capacity of the structure to dissipate energy, through mainly ductile behaviour of its elements and/or other mechanisms, as well as the influence of viscous damping different from 5 % (see also **2.1.2(6)P**).

(5)P Unless otherwise specified for particular types of structures in the relevant parts of this standard, the types of analysis that may be applied are those indicated in EN 1998-1: 2004, **4.3.3**, namely:

a) the «lateral force method» of (linear-elastic) analysis (see EN 1998-1:2004, **4.3.3.2**);

b) the «modal response spectrum» (linear-elastic) analysis (see EN 1998-1:2004, **4.3.3.3**);

c) the non-linear static (pushover) analysis (see EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2**);

d) the non-linear time history (dynamic) analysis (see EN 1998-1:2004 **4.3.3.4.3**).

(6)P Пункти **4.3.1(1)P**, **4.3.1(2)**, **4.3.1(6)**, **4.3.1(7)**, **4.3.1(9)P**, **4.3.3.1(5)** і **4.3.3.1(6)** стандарту EN 1998-1:2004 повинні застосовуватися для моделювання та розрахунку типів споруд, на які поширюється дія цього стандарту.

(7) Лінійно-пружний розрахунок «методом горизонтального зсувного навантаження» слід використовувати у відповідності з пунктами **4.3.3.2.1(1)P**, **4.3.3.2.2(1)** (при $\lambda=1,0$), **4.3.3.2.2(2)** і **4.3.3.2.3(2)P** EN 1998-1:2004. Він застосовується для споруд, які реагують на кожну складову сейсмічного впливу приблизно як система з одним ступенем свободи: жорсткі (тобто бетонні) наземні резервуари або бункери на відносно гнучких і майже невагомих опорах.

(8) Лінійно-пружний розрахунок «спектральним методом з використанням модального аналізу» слід використовувати у відповідності з пунктами **4.3.3.3.1(2)P**, **4.3.3.3.1(3)**, **4.3.3.3.1(4)** і **4.3.3.3.2** EN 1998-1:2004. Він застосовується для споруд, реакція яких в значній мірі перебуває під впливом вкладу від режимів, інших, ніж режим системи з одним ступенем свободи в кожному з головних напрямків.

(9) Нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів) або динамічний (при дії акселерограм), повинен задовольняти EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.1**.

(10) Нелінійний статичний розрахунок (при дії слабких землетрусів) повинен бути виконаний згідно з пунктами **4.3.3.4.2.2(1)**, **4.3.3.4.2.3**, **4.3.3.4.2.6** EN 1998-1:2004.

(11) Нелінійний динамічний розрахунок (при дії акселерограм) повинен відповідати EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.3**.

(12) Відповідні положення стандарту EN 1998-1:2004 застосовуються для розрахунку резервуарів, бункерів і окремих споруд або компонентів систем трубопроводів, з ізолюваною основою.

(6)P Clauses **4.3.1(1)P**, **4.3.1(2)**, **4.3.1(6)**, **4.3.1(7)**, **4.3.1(9)P**, **4.3.3.1(5)** and **4.3.3.1(6)** of EN 1998-1:2004 shall apply for the modelling and analysis of the types of structures covered by the present standard.

(7) The «lateral force method» of linear-elastic analysis should be performed according to clauses **4.3.3.2.1(1)P**, **4.3.3.2.2(1)** (with $\lambda=1,0$), **4.3.3.2.2(2)** і **4.3.3.2.3(2)P** of EN 1998-1:2004. It is appropriate for structures that respond to each component of the seismic action approximately as a Single-Degree-of-Freedom system: rigid (i.e. concrete) elevated tanks or silos on relatively flexible and almost massless supports.

(8) The «modal response spectrum» linear-elastic analysis should be performed according to Clauses **4.3.3.3.1(2)P**, **4.3.3.3.1(3)**, **4.3.3.3.1(4)** and **4.3.3.3.2** of EN 1998-1:2004. It is appropriate for structures whose response is significantly affected by contributions from modes other than that of a Single-Degree-of-Freedom system in each principal direction.

(9) Non-linear analysis, static (pushover) or dynamic (time history), should satisfy EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.1**.

(10) Non-linear static (pushover) analysis should be performed according to **4.3.3.4.2.2(1)**, **4.3.3.4.2.3**, **4.3.3.4.2.6** of EN 1998-1:2004.

(11) Non-linear dynamic (time history) analysis should satisfy EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.3**.

(12) The relevant provisions of EN 1998-1:2004 apply to the analysis of tanks, silos and individual facilities or components of pipeline systems that are base isolated.

(13) Відповідні положення EN 1998-2:2005 застосовуються для розрахунку надземних трубопроводів, в яких передбачена сейсмічна ізоляція між трубопроводом і його опорами.

2.3.2 Взаємодія з ґрунтом

(1)P Впливи взаємодії між ґрунтом і спорудою повинні розглядатися у відповідності до EN 1998-5:2004, Розділ 6.

ПРИМІТКА Додаткова інформація про процедури з врахування взаємодії між ґрунтом і спорудою представлена в інформативному Додатку А, а також в EN 1998-6:2005, інформативний Додаток С.

2.3.3 Демпфування

2.3.3.1 Демпфування споруд

(1) Якщо значення демпфування не отримане з конкретної інформації, наступні значення коефіцієнта демпфування слід використовувати при лінійному розрахунку:

a) стан обмеження збитку: значення, вказані у EN 1998-2:2005, **4.1.3(1)**;

b) кінцевий граничний стан: $\xi = 5 \%$

2.3.3.2 Демпфування вмісту

(1) Значення $\xi = 0,5 \%$ може бути прийняте для коефіцієнта демпфування води та інших рідин, якщо не визначено інакше.

ПРИМІТКА Посилання на додаткову інформацію для визначення коефіцієнтів демпфування рідин наведена в інформативному Додатку В.

(2) Для сипучих матеріалів слід використовувати відповідне значення для коефіцієнта демпфування. При відсутності більш конкретної інформації може використовуватись значення $\xi = 10 \%$.

(13) The relevant provisions of EN 1998-2:2005 apply to the analysis of above-ground pipelines provided with seismic isolation devices between the pipeline and its supports.

2.3.2 Interaction with the soil

(1)P Soil-structure interaction effects shall be addressed in accordance with EN 1998-5:2004, Section 6.

NOTE Additional information on procedures for accounting for soil-structure interaction is presented in Informative Annex A, as well as in EN 1998-6:2005, Informative Annex C.

2.3.3 Damping

2.3.3.1 Structural damping

(1) If the damping values are not obtained from specific information, the following values of the damping ratio should be used in linear analysis:

a) damage limitation state: the values specified in EN 1998-2:2005, **4.1.3(1)**;

b) ultimate limit state: $\xi = 5 \%$

2.3.3.2 Contents damping

(1) The value $\xi = 0,5 \%$ may be adopted for the damping ratio of water and other liquids, unless otherwise determined.

NOTE: Reference to additional information for the determination of damping ratios of liquids is given in Informative Annex B.

(2) For granular materials an appropriate value for the damping ratio should be used. In the absence of more specific information a value of $\xi = 10 \%$ may be used.

2.3.3.3 Демпфування фундаментів

(1) Демпфування матеріалу змінюється в залежності від характеру ґрунту та інтенсивності струсів. Коли більш точні визначення недоступні, слід використовувати значення, наведені у Таблиці 4.1 EN 1998-5:2004.

(2)Р Радіаційне демпфування залежить від напрямку руху (горизонтальний поступальний рух, вертикальний поступальний рух, коливання тощо), від геометрії фундаменту, від нашарування ґрунту і морфології ґрунту. Значення, прийняті в розрахунку, повинні бути сумісні з фактичними місцевими умовами і повинні бути обґрунтовані з посиланням на визнані теоретичні та/або експериментальні результати. Значення радіаційного демпфування, використані в розрахунку, не повинні перевищувати максимальне значення ξ_{\max} .

ПРИМІТКА Значення, яке має бути приписано величині ξ_{\max} для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Вказівки по вибору і використанню значень демпфування, пов'язаних з різними рухами фундаментів, передбачені в EN 1998-6:2005. Рекомендоване значення дорівнює $\xi_{\max} = 25\%$.

2.3.3.4 Зважене демпфування

(1) Глобальне усереднене демпфування всієї системи повинне враховувати вклади різних матеріалів/елементів в демпфування.

ПРИМІТКА Процедури по врахуванню внесків різних матеріалів/елементів в глобальне усереднене демпфування системи представлені в стандарті EN 1998-2:2005, 4.1.3(1), Примітка і в стандарті EN 1998-6:2005, Інформативний Додаток В.

2.4 Показники поведінки

(1)Р Для стану обмеження збитку, показник поведінки q повинен прийматися рівним 1,0.

ПРИМІТКА Для конструкцій, на які поширюється дія цього стандарту, істотне розсіювання енергії не очікується для стану обмеження збитку.

2.3.3.3 Foundation damping

(1) Material damping varies with the nature of the soil and the intensity of shaking. When more accurate determinations are not available, the values given in Table 4.1 of EN 1998-5:2004 should be used.

(2)P Radiation damping depends on the direction of motion (horizontal translation, vertical translation, rocking, etc.), on the geometry of the foundation, on soil layering and soil morphology. The values adopted in the analysis shall be compatible with actual site conditions and shall be justified with reference to acknowledged theoretical and/or experimental results. The values of the radiation damping used in the analysis shall not exceed a maximum value ξ_{\max} .

NOTE: The value to be ascribed to ξ_{\max} for use in a country may be found in its National Annex. Guidance for the selection and use of damping values associated with different foundation motions is provided in EN 1998-6:2005. The recommended value is $\xi_{\max} = 25\%$.

2.3.3.4 Weighted damping

(1) The global average damping of the whole system should account for the contributions of the different materials/elements to damping.

NOTE Procedures for accounting for the contributions of the different materials/elements to the global average damping of the system are presented in EN 1998-2:2005, 4.1.3(1), Note and in EN 1998-6:2005, Informative Annex B.

2.4 Behaviour factors

(1)P For the damage limitation state, the behaviour factor q shall be taken as equal to 1,0.

NOTE For structures covered by this standard significant energy dissipation is not expected for the damage limitation state.

(2) Використання показника q , що перевищує 1,5, в підтвердження кінцевого граничного стану допускається тільки за умови, що джерела розсіювання енергії чітко ідентифіковані й оцінені кількісно, і продемонстрована здатність споруди використовувати їх через відповідну деталізацію.

(3)P Якщо сейсмічний захист забезпечується за допомогою сейсмоізоляції, значення показника поведінки в кінцевому граничному стані повинен прийматися не вище $q = 1,5$, за винятком випадків, передбачених у (4)P.

(4)P Якщо сейсмічний захист забезпечується за допомогою сейсмоізоляції, показник q повинен прийматися рівним 1 для наступного:

a) Проектування підстави (тобто елементів, розташованих нижче плану ізоляції).

b) Частина реакції надбудови резервуарів, у зв'язку з реакцією конвективної частини рідини (розплюскування).

c) Проектування ізоляторів.

2.5 Верифікації безпеки

2.5.1 Загальні положення

(1)P Верифікації безпеки повинні виконуватися для граничних значень, визначених у 2.1, відповідно до спеціальних положень 3.5, 4.5, 5.6 і 6.5.

(2) Якщо товщина плити збільшується для врахування подальших ефектів корозії, верифікації слід проводити як для нормальної, так і для збільшеної товщини. Аналіз може ґрунтуватися на одиничному значенні товщини плити.

(2) Use of q factors greater than 1,5 in ultimate limit state verifications is only allowed, provided that the sources of energy dissipation are explicitly identified and quantified and the capability of the structure to exploit them through appropriate detailing is demonstrated.

(3)P If seismic protection is provided through seismic isolation, the value of the behaviour factor at the ultimate limit state shall be taken as not greater than $q = 1,5$, except as provided in (4)P.

(4)P If seismic protection is provided through seismic isolation, q shall be taken as equal to 1 for the following:

a) For the design of the substructure (i.e. of the elements below the plane of isolation).

b) For the part of the superstructure response of tanks which is due to the convective part of the liquid response (sloshing).

c) For the design of the isolators.

2.5 Safety verifications

2.5.1 General

(1)P Safety verifications shall be carried out for the limit states defined in 2.1, following the specific provisions in 3.5, 4.5, 5.6 and 6.5.

(2) If plate thickness is increased to account for future corrosion effects, the verifications should be made for both the non-increased and the increased thickness. Analysis may be based on a single value of the plate thickness.

2.5.2 Об'єднання сейсмічної дії з іншими впливами

(1)Р Проектне значення E_d дії впливів в проектній сейсмічній ситуації повинне визначатися у відповідності зі стандартом EN 1990:2002, **6.4.3.4**, і інерційні впливи проектної сейсмічної дії повинні оцінюватися у відповідності зі стандартом EN 1998-1:2004, **3.2.4(2)**.

(2) У частково засипаних або заглиблених резервуарах постійні навантаження включаються на додаток до ваги споруди, ваги ґрунтової товщі і будь-якого постійного зовнішнього тиску, обумовленого ґрунтовими водами.

(3)Р Коефіцієнти комбінації $\psi_{2,i}$ (для квазіпостійного значення змінної дії і) повинні бути такими, які наведені в EN 1991-4. Коефіцієнти комбінації ψ_E , введені в EN 1998-1:2004 **3.2.4(2)P** для розрахунку дії сейсмічних впливів, повинні прийматися рівними величині $\psi_{2,i}$ помноженій на коефіцієнт φ

ПРИМІТКА Значення, які повинні приписуватися величині φ для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендовані значення величини φ є $\varphi = 1$ для повного бункера, резервуара або трубопровода і $\varphi = 0$ для порожнього бункера, резервуара або трубопровода.

(4)Р Дія вмісту, повинна розглядатися в змінних навантаженнях для двох рівнів заповнення: порожнього або повного. У чарунках батарей бункерів або резервуарів, різні ймовірності розподілу повних і порожніх чарунок повинні розглядатися згідно з правилами експлуатації споруди. Принаймі, повинні розглядатися проектні ситуації, коли всі чарунки або порожні, або повні. В проектній сейсмічній ситуації повинні розглядатися тільки навантаження від симетричного заповнення бункерів або їх чарунок.

2.5.2 Combinations of seismic action with other actions

(1)P The design value E_d of the effects of actions in the seismic design situation shall be determined according to EN 1990:2002, **6.4.3.4**, and the inertial effects of the design seismic action shall be evaluated according to EN 1998-1:2004, **3.2.4(2)**.

(2) In partially backfilled or buried tanks, permanent loads include, in addition to the weight of the structure, the weight of earth cover and any permanent external pressures due to groundwater.

(3)P The combination coefficients $\psi_{2,i}$ (for the quasi-permanent value of variable action i) shall be those given in EN 1991-4. The combination coefficients ψ_E , introduced in EN 1998-1: 2004 **3.2.4(2)P** for the calculation of the effects of the seismic actions, shall be taken as being equal to $\psi_{2,i}$ multiplied by a factor φ

NOTE The values to be ascribed to φ for use in a country may be found in its National Annex. The recommended values of φ are $\varphi = 1$ for full silos, tank or pipeline and $\varphi = 0$ for empty silos, tank or pipeline.

(4)P The effects of the contents shall be considered in the variable loads for two levels of filling: empty or full. In batteries of silos or tank cells, different likely distributions of full and empty cells shall be considered according to the operation rules of the facility. At least, the design situations where all cells are either empty or full shall be considered. Only the symmetrical filling loads of silos or silos cells shall be considered in the seismic design situation.

3 КОНКРЕТНІ ПРИНЦИПИ І ПРАВИЛА ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ БУНКЕРІВ

3.1 Вступ

(1) Розрізняють:

- бункери, що безпосередньо спираються на ґрунт або на фундамент, і
- підвищені бункери, що спираються на підніжжя, що входить в ґрунт, або на ряди колон, які мають в'язі жорсткості або ні.

Головною дією сейсмічного впливу на бункери, розташовані на ґрунті, є напруги, викликані в стінці оболонки завдяки реакції вмісту бункера (див. (3) і з 3.3(5) до (12) для додаткових нормальних тисків на стінки оболонки). Основною проблемою при проектуванні сейсмостійкого підвищеного бункеру є опорна конструкція та її гнучкість і здатність розсіювати енергію (див. 3.4(4) та (5)).

(2)Р Визначення властивостей твердих частин, що зберігаються в бункері, включаючи їх питому вагу, γ , має проводитись у відповідності зі стандартом EN 1991-4:2006, Розділ 4.

ПРИМІТКА Значення, які повинні приписуватися γ для використання в країні для проектної сейсмічної ситуації можна знайти в її Національному Додатку. Для зберігаємих матеріалів, перерахованих в EN 1991-4:2006, Таблиця E1, рекомендованим значенням величини γ є верхня характеристична величина питомої ваги γ_u , зазначена в тій таблиці.

(3) При сейсмічних умовах, тиск, який чиниться зернистим матеріалом на стінки, завантажувальну воронку і дно, може збільшуватися по відношенню до значення, яке відноситься до умов відсутності сейсмічного впливу. Для цілей проектування цей підвищений тиск вважається знайденим тільки від інерційних сил, діючих на зберігаємих матеріал, завдяки сейсмічному впливу (див. 3.3(5)).

3 SPECIFIC PRINCIPLES AND APPLICATION RULES FOR SILOS

3.1 Introduction

(1) A distinction is made between:

- silos directly supported on the ground or on the foundation, and
- elevated silos, supported on a skirt extending to the ground, or on a series of columns, braced or not.

The main effect of the seismic action on ground silos are the stresses induced in the shell wall due to the response of the contents of the silos (see (3) and 3.3(5) to (12) for the additional normal pressures on the shell walls). The main concern in the seismic design of elevated silos is the supporting structure and its ductility and energy dissipation capacity (see 3.4(4) and (5)).

(2)P The determination of the properties of the particulate solid stored in the silos, including its unit weight, γ , shall be in accordance with EN 1991-4:2006, Section 4.

NOTE The values to be ascribed to γ for use in a country in the seismic design situation may be found in its National Annex. For the stored materials listed in EN 1991-4:2006, Table E1, the recommended value of γ is the upper characteristic value of unit weight γ_u specified in that table.

(3) Under seismic conditions, the pressure exerted by the particulate material on the walls, the hopper and the bottom, may increase over the value relative to the condition when there is no seismic action. For design purposes this increased pressure is deemed to be found only from the inertia forces acting on the stored material due to the seismic action (see 3.3(5)).

(4)Р Еквівалентна поверхня вмісту (як визначено в EN 1991-4:2006, **1.5**) в проектній сейсмічній ситуації повинна бути узгодженою зі значеннями коефіцієнтів комбінації ψ_E , що використовуються для розрахунку дії сейсмічних впливів згідно з **2.5.2(3)Р**.

3.2 Комбінація складових руху ґрунту

(1)Р В вісесиметричних бункерах або їх частинах може бути прийнята тільки одна горизонтальна складова сейсмічного впливу, діюча разом з вертикальною складовою. У всіх інших випадках, бункери повинні проектуватися в розрахунку при одночасній дії двох горизонтальних складових і вертикальної складової сейсмічного впливу.

(2) Коли реакція споруди на кожен складову сейсмічного впливу оцінюється окремо, EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** може застосовуватися для визначення найбільш несприятливого ефекту одночасного застосування діючих складових.

(3)Р Якщо вирази **(4.20)**, **(4.21)**, **(4.22)** в EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** застосовуються для розрахунку впливу дії одночасних складових, знак результатів дії, зумовленої кожною окремою складовою, повинен бути прийнятий як самий несприятливий для конкретного результату розглядуваної дії.

(4)Р Якщо розрахунок виконується одночасно для трьох складових сейсмічного впливу з використанням просторової моделі споруди, пікові значення загальної реакції під спільною дією горизонтальної і вертикальної складової, отримані з розрахунку, повинні використовуватися в верифікаціях конструкції.

(4)P The equivalent surface of the stored contents (as defined in EN 1991-4:2006, **1.5**), in the seismic design situation shall be consistent with the value of the combination coefficients ψ_E , used for the calculation of the effects of the seismic actions in accordance with **2.5.2(3)P**.

3.2 Combination of ground motion components

(1)P In axisymmetric silos or parts thereof, only one horizontal component of the seismic action may be taken to act together with the vertical component. In all other cases, silos shall be designed for simultaneous action of the two horizontal components and of the vertical component of the seismic action.

(2) When the structural response to each component of the seismic action is evaluated separately, EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** may be applied for the determination of the most unfavourable effect of the application of the simultaneous components.

(3)P If expressions **(4.20)**, **(4.21)**, **(4.22)** in EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2(4)** are applied for the calculation of the action effects of the simultaneous components, the sign of the action effect due to each individual component shall be taken as the most unfavourable for the particular action effect under consideration.

(4)P If the analysis is performed simultaneously for the three components of the seismic action using a spatial model of the structure, the peak values of the total response under the combined action of the horizontal and vertical components obtained from the analysis shall be used in the structural verifications.

3.3 Розрахунок бункерів

(1) Розрахунок бункерів слід проводити у відповідності з 2.3 і 3.3.

(2)P Модель, яка буде використовуватись для визначення дії сейсмічних впливів, повинна точно відтворювати жорсткість, масу і геометричні властивості захисної оболонки, повинна враховувати реакцію укладеного всередині зернистого матеріалу і ефекти будь-якої взаємодії з підстилаючим ґрунтом. Моделювання та розрахунок сталевих бункерів повинно здійснюватись у відповідності з EN 1993-4-1:2006, Розділ 4.

(3)P Розрахунок бункерів повинен здійснюватись шляхом розгляду пружної поведінки оболонки бункера і його опорної конструкції, при її наявності, за відсутності підстав для проведення нелінійного аналізу.

(4) При відсутності більш точних оцінок, глобальна сейсмічна реакція і дія сейсмічного впливу в опорній конструкції можуть розраховуватись, виходячи з припущення, що зернистий вміст переміщується разом з оболонкою бункера, і шляхом моделювання їх з їх ефективною масою в центрі їх тяжкості і інерцією обертання вмісту по відношенню до бункера. При відсутності більш точної оцінки, вміст бункера може прийматись з ефективною масою, рівною 80 % від його загальної маси.

(5) Якщо механічні властивості і динамічна реакція твердих частин не враховані в розрахунку точно і ретельно (наприклад, шляхом використання скінчених елементів для моделювання механічних властивостей і динамічної реакції твердих частин), вплив на оболонку реакції твердих частин на горизонтальну складову сейсмічної дії може бути представлений через додатковий нормальний тиск на стінку, $\Delta_{ph,s}$ (позитивний для стиснення), заданий

3.3 Analysis of silos

(1) Analysis of silos should be accordance with 2.3 and 3.3.

(2)P The model to be used for the determination of the seismic action effects shall reproduce accurately the stiffness, the mass and the geometrical properties of the containment structure, shall account for the response of the contained particulate material and for the effects of any interaction with the foundation soil. The modelling and analysis of steel silos shall be in accordance with EN 1993-4-1:2006, Section 4.

(3)P Silos shall be analysed by considering elastic behaviour of the silos shell and of its supporting structure, if any, unless proper justification is given for performing a nonlinear analysis.

(4) Unless more accurate evaluations are undertaken, the global seismic response and the seismic action effects in the supporting structure may be calculated assuming that the particulate contents move together with the silos shell and modelling them with their effective mass at their centre of gravity and its rotational inertia with respect to it. Unless a more accurate evaluation is made, the contents of the silos may be taken to have an effective mass equal to 80 % of their total mass.

(5) Unless the mechanical properties and the dynamic response of the particulate solid are explicitly and accurately accounted for in the analysis (e.g. by using finite elements to model the mechanical properties and the dynamic response of the particulate solid), the effect on the shell of the response of the particulate solid to the horizontal component of the seismic action may be represented through an additional normal pressure on the wall, $\Delta_{ph,s}$ (positive for compression) specified in (6) to (10), under the conditions

у пунктах з (6) до (10) при умовах пунктів (11) і (12). Це додатковий тиск в проектній сейсмічній ситуації слід застосовувати тільки на тій частині стіни, яка знаходиться в контакті з вмістом, тобто до еквівалентної поверхні вмісту (див. 3.1(4)P).

of (11) and (12). This additional pressure should be applied only over the part of the wall that is in contact with the stored contents, i.e. up to the equivalent surface of the stored contents, in the seismic design situation (see 3.1(4)P).

(6) У круглих бункерах (або відсіках бункерів) додатковий нормальний тиск на стінку може бути прийнята рівним:

(6) In circular silos (or silos compartments) the additional normal pressure on the wall may be taken as equal to:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \cos \theta \quad (3.1)$$

де $\Delta_{ph,so}$ - рекомендований тиск, див. (8);

where $\Delta_{ph,so}$ - is the reference pressure, see (8);

θ - кут ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) між радіальною лінією до інтересуючої точки на стінці і напрямком горизонтальної складової сейсмічного впливу.

θ - is the angle ($0^\circ \leq \theta < 360^\circ$) between the radial line to the point of interest on the wall and the direction of the horizontal component of the seismic action.

(7) У прямокутних бункерах (або відсіках бункерів) додатковий нормальний тиск на стінку завдяки горизонтальній складовій сейсмічного впливу паралельно або перпендикулярно до стінок бункеру, може прийматися рівним:

(7) In rectangular silos (or silos compartments) the additional normal pressure on the wall due to a horizontal component of the seismic action parallel or normal to the silos walls may be taken as equal to:

На «підвітряній» стінці, яка перпендикулярна горизонтальній складовій сейсмічного впливу:

On the «leeward» wall which is normal to the horizontal component of the seismic action:

$$\Delta_{ph,s} = \Delta_{ph,so} \quad (3.2)$$

На «навітряній» стінці, яка перпендикулярна горизонтальній складовій сейсмічного впливу:

On the «windward» wall which is normal to the horizontal component of the seismic action:

$$\Delta_{ph,s} = -\Delta_{ph,so} \quad (3.3)$$

На стінках, які паралельні горизонтальній складовій сейсмічного впливу:

On the walls which are parallel to the horizontal component of the seismic action:

$$\Delta_{ph,s} = 0 \quad (3.4)$$

(8) У точках на стінці бункера, розташованих на вертикальній відстані x від плоского дна або вершини конічної або пірамідальної завантажувальної воронки, рекомендований тиск $\Delta_{ph,so}$ може бути прийнятий рівним:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z)\gamma\min(r_s^*; 3x) \quad (3.5)$$

де:

$\alpha(z)$ віношення відповідного прискорення бункера на вертикальній відстані z від еквівалентної поверхні зберігаємого вмісту до гравітаційного прискорення;

γ насипна питома вага сипкого матеріалу в проектній сейсмічній ситуації (див. 3.1(1)P) та;

r_s^* визначається як:

$$r_s^* = \min(h_b, d_c/2) \quad (3.6)$$

де:

h_b загальна висота бункера, від плоского дна або виходу завантажувальної воронки до еквівалентної поверхні зберігаємого вмісту, і

d_c внутрішній розмір бункера, паралельний горизонтальній складовій сейсмічного впливу (внутрішній діаметр, d_c у круглих бункерах або відсіках бункерів, внутрішній горизонтальний розмір b паралельний горизонтальній складовій сейсмічного впливу в прямокутних бункерах).

(9) Вираз (3.6) застосовується для вертикальних стінок бункера. В межах висоти завантажувальної воронки рекомендований тиск $\Delta_{ph,so}$ може бути прийнят як:

$$\Delta_{ph,so} = \alpha(z)\gamma\min(r_s^*; 3x)/\cos\beta \quad (3.7)$$

(8) At points on the silos wall at a vertical distance x from a flat bottom or the apex of a conical or pyramidal hopper, the reference pressure $\Delta_{ph,so}$ may be taken as:

where:

$\alpha(z)$ is the ratio of the response acceleration of the silos at a vertical distance z from the equivalent surface of the stored contents, to the acceleration of gravity;

γ is the bulk unit weight of the particulate material in the seismic design situation (see 3.1(1)P) and

r_s^* is defined as:

where:

h_b is the overall height of the silos, from a flat bottom or the hopper outlet to the equivalent surface of the stored contents, and

d_c is the inside dimension of the silos parallel to the horizontal component of the seismic action (inside diameter, d_c in circular silos or silos compartments, inside horizontal dimension b parallel to the horizontal component of the seismic action in rectangular ones).

(9) Expression (3.6) applies for vertical silos walls. Within the height of a hopper the reference pressure $\Delta_{ph,so}$ may be taken as:

де

β кут нахилу стінки завантажувальної воронки, вимірний по відношенню до вертикалі, або самий крутий кут нахилу пірамідальної завантажувальної воронки по відношенню до вертикалі стінки.

(10) Якщо доступно тільки значення реакції прискорення в центрі тяжіння сипкого матеріалу (див., наприклад, (4) і 2.3.1(7)), відповідне відношення реакції прискорення до гравітаційного прискорення може використовуватися у виразі (3.7) для $\alpha(z)$.

(11)P В будь-якій точці на стінці бункера сума статичного тиску сипкого матеріалу на стінку і дії сейсмічного впливу $\Delta_{ph,s}$ не приймається менше нуля.

(12) Якщо в будь-якому місці на стінці бункера сума величин

- $\Delta_{ph,s}$, наведена у пунктах з (6) до (10) та виразами з (3.1) по (3.3) і

- статичний тиск сипкого матеріалу на стінку є негативним (маючи на увазі чисте всмоктування на стіні), то (6) або (7) не можуть розглядатися як застосовні. В цьому випадку додаткові нормальні тиски на стінку $\Delta_{ph,s}$ потрібно перерозподілити таким чином, щоб їх сума зі статичним тиском сипкого матеріалу на стінку всюди не мала негативний знак, при збереженні тієї ж результуючої сили в порівнянні з аналогічною горизонтальною площиною, як і значення $\Delta_{ph,s}$ представлені пунктах (6) або (7).

3.4 Показники поведінки

(1)P Бункери з неізолюваною основою повинні проектуватися відповідно до однієї з наступних концепцій (див. EN 1998-1:2004, 5.2.1, 6.1.2, 7.1.2):

а) низькодисипативна поведінка споруди,

where

β is the angle of inclination of the hopper wall, measured from the vertical, or the steepest angle of inclination to the vertical of the wall in a pyramidal hopper.

(10) If only the value of the response acceleration at the centre of gravity of the particulate material is available (see, e.g., (4) and 2.3.1(7)) the corresponding ratio of response acceleration to the acceleration of gravity may be used in expression (3.7) for $\alpha(z)$.

(11)P At any point on the silos wall the sum of the static pressure of the particulate material on the wall and of the seismic action effect, $\Delta_{ph,s}$, shall not be taken less than zero.

(12) If it any location on the silos wall the sum of

- $\Delta_{ph,s}$ given by (6) to (10) and expressions (3.1) to (3.3) and

- the static pressure of the particulate material on the wall is negative (implying net suction on the wall), then (6) or (7) may not be considered to apply. In that case, the additional normal pressures on the wall, $\Delta_{ph,s}$ should be redistributed to ensure that their sum with the static pressure of the particulate material on the wall is everywhere non-negative, while maintaining the same force resultant over the same horizontal plane as the values of $\Delta_{ph,s}$ given in (6) or (7).

3.4 Behaviour factors

(1)P Non-base-isolated silos shall be designed according to one of the following concepts (see EN 1998-1:2004, 5.2.1, 6.1.2, 7.1.2):

а) low-dissipative structural behaviour,

b) дисипативна поведінка споруди.

(2) В концепції а) дія сейсмічного впливу може розраховуватися на підставі пружного глобального розрахунку без урахування істотної нелінійної поведінки матеріалу. При використанні проектного спектру, визначеного в EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, значення показника поведінки q може бути прийняте рівним до 1,5. Проектування згідно з концепцією а) називається проектуванням для Низького класу пластичності (DCL). Вибір матеріалів, оцінка опору і деталізація елементів і з'єднань повинні бути такими, як зазначено в EN 1998-1:2004, Розділи з **5** по **7**, для Низького класу пластичності (DCL).

(3) Бункери, безпосередньо спираючися на ґрунт або на фундамент, слід проектувати згідно з концепцією а) і (2).

(4) Концепція b) може застосовуватися до підвищених бункерів. Згідно з цією концепцією, враховується здатність частин опорної конструкції витримувати впливи землетрусу за межами області пружних деформацій (їх зони дисипації). Опорні конструкції, запроектовані відповідно з цією концепцією, повинні належати до Середнього (DCM) або Високого (DCH) класу пластичності, визначених і описаних в EN 1998-1:2004, Розділи з **5** по **7**, залежно від конструкційного матеріалу опорної конструкції. У цьому відношенні вони повинні відповідати вимогам по пластичності відносно конструктивного типу, матеріалів та вибору розмірів, а також до деталізації елементів або з'єднань. Коли використовується проектний спектр для лінійно-пружного розрахунку, визначеного в EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, показник поведінки q може бути прийнятий більше 1,5. Значення q залежить від обраного класу пластичності (DCM або DCH).

(5) У зв'язку з обмеженим резервуванням, великі осьові сили, обумовлені вагою вмісту бункеру і відсутністю

b) dissipative structural behaviour.

(2) In concept a) the seismic action effects may be calculated on the basis of an elastic global analysis without taking into account significant non-linear material behaviour. When using the design spectrum defined in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, the value of the behaviour factor q may be taken up to 1,5. Design according to concept a) is termed design for ductility class Low (DCL). Selection of materials, evaluation of resistance and detailing of members and connections should be as specified in EN 1998-1:2004, Section **5** to **7**, for ductility class Low (DCL).

(3) Silos directly supported on the ground or on the foundation should be designed according to concept a) and (2).

(4) Concept b) may be applied to elevated silos, According to this concept, the capability of parts of the supporting structure to resist earthquake actions beyond their elastic range (its dissipative zones), is taken into account. Supporting structures designed according to this concept should belong to ductility class Medium (DCM) or High (DCH) defined and described in EN 1998-1: 2004, Section **5** to **7**, depending on the structural material of the supporting structure. They should meet the requirements specified therein regarding structural type, materials and dimensioning and detailing of members or connections for ductility. When using the design spectrum for linear-elastic analysis defined in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, the behaviour factor q may be taken as being greater than 1,5. The value of q depends on the selected ductility class (DCM or DCH).

(5) Due to the limited redundancy, the high axial forces due to the weight of the silos contents and the absence of non-structural

неконструктивних елементів, сприяють стійкості до землетрусів і дисипації енергії, здатність до дисипації енергії конструктивних типів опор, які зазвичай використовуються для підвищених бункерів, в цілому, менше відповідної здатності аналогічних конструктивних типів при використанні їх в будівлях. Отже, у концепції b) значення верхньої межі показників q для підвищених бункерів визначається у виразі показників q , зазначених в EN 1998-1:2004, Розділи з 5 по 7, для обраного класу пластичності (DCM або DCH), наступним чином:

- Для бункерів, що спираються на підніжжя, яке запроектовано і деталізовано для забезпечення дисипативної поведінки, може бути використана верхня межа значення показника q , визначена в EN 1998-1:2004, розділи з 5 по 7 для споруд у вигляді перевернутого маятника. Якщо підніжжя не деталізовано для дисипативної поведінки, його слід проектувати згідно з концепцією а) і (2)
- Для бункерів, спираючихся на рами, що сприймають згинальні моменти, або на рамах з в'язями, і для монолітних бетонних бункерів, спираючихся на бетонні стіни, які складають одне ціле з фундаментом, верхньою межею показника q є той, який визначений для відповідної конструктивної системи в EN 1998-1:2004, Розділи з 5 по 7, помножений на коефіцієнт нерегулярності по висоті, який дорівнює 0,7.

elements contributing to earthquake resistance and energy dissipation, the energy dissipation capacity of the structural types commonly used to support elevated silos is, in general, less than that of a similar structural type when used in buildings. Therefore, in concept b) the upper limit value of the q factors for elevated silos are defined in terms of the q factors specified in EN 1998-1:2004, Sections 5 to 7, for the selected ductility class (DCM or DCH), as follows :

- For skirt-supported silos, with the skirt designed and detailed to ensure dissipative behaviour; the upper limit values of the q factor defined in EN 1998-1:2004, Sections 5 to 7 for inverted pendulum structures may be used. If the skirt is not detailed for dissipative behaviour, it should be designed according to concept a) and (2)
- For silos supported on moment resisting frames or on frames with bracings, and for cast-in-place concrete silos supported on concrete walls which are continuous to the foundation, the upper limit of the q factors are those defined for the corresponding structural system in EN 1998-1:2004, Sections 5 to 7, times a factor equal to 0,7 for irregularity in elevation.

3.5 Верифікації

3.5.1 Стан обмеження збитку

(1)P В сейсмічній проектній ситуації, що відповідає стану обмеження збитку, споруда бункеру повинна перевірятися для задоволення верифікацій для стану експлуатаційної надійності необхідних на підставі EN 1992-1-1, EN 1992-3 і EN 1993-4-1.

ПРИМІТКА Для сталевих бункерів, високим ступенем надійності до виникнення явищ пружної або непружної втрати стійкості вважається, що передбачено у сейсмічній проектній ситуації, пов'язаної зі станом обмеження збитку, якщо верифікації, що стосуються цих явищ, виконуються при сейсмічній проектній ситуації для кінцевого граничного стану.

3.5.2 Кінцевий граничний стан

3.5.2.1 Глобальна стійкість

(1)P Перекидання або втрата несучої здатності ґрунту не повинні виявлятися в сейсмічній проектній ситуації. Опір силі зсува на межі розділу основи споруди та фундаменту повинна оцінюватися з урахуванням дії вертикальної складової сейсмічного впливу. Обмежене ковзання може бути прийнятним, якщо буде продемонстровано, що наслідки ковзання для з'єднань між різними частинами споруди і між спорудою і будь-яким трубопроводом враховується в розрахунку та верифікації (див. також EN 1998-5:2004, 5.4.1.1(7)).

(2)P При піднятті наземних бункерів, яке вважається прийнятним, будь-який трубопровід і фундамент повинні бути враховані в розрахунку і подальшій верифікації споруди (наприклад, в оцінці загальної стійкості).

3.5 Verifications

3.5.1 Damage limitation state

(1)P In the seismic design situation relevant to the damage limitation state the silos structure shall be checked to satisfy the relevant serviceability limit state verifications required by EN 1992-1-1, EN 1992-3 and EN 1993-4-1.

NOTE For steel silos, adequate reliability with respect to the occurrence of elastic or inelastic buckling phenomena is considered to be provided in the seismic design situation relevant to the damage limitation state, if the verifications regarding these phenomena are satisfied under the seismic design situation for the ultimate limit state.

3.5.2 Ultimate limit state

3.5.2.1 Global stability

(1)P Overturning or bearing capacity failure of the soil shall not occur in the seismic design situation. The resisting shear force at the interface of the base of the structure and the foundation, shall be evaluated taking into account the effects of the vertical component of the seismic action. Limited sliding may be acceptable, if it is demonstrated that the implications of sliding for the connections between the various parts of the structure and between the structure and any piping are taken into account in the analysis and the verifications (see also EN 1998-5:2004, 5.4.1.1(7)).

(2)P For uplift of on-ground silos to be considered acceptable, it shall be taken into account in the analysis and in the subsequent verifications of the structure, of any piping and of the foundation (e.g. in the assessment of overall stability).

3.5.2.2 Оболонка

(1)P Максимальні дії впливу (мембранні сили і згинальні моменти в окружному або меридіональному напрямі, і мембранний зсув), викликані в сейсмічній проектній ситуації, повинні бути менше або рівними опору оболонки, оціненому у стійких або перехідних проектних ситуаціях. Це включає всі види руйнування.

(a) Для сталевих оболонок:

- текучість (пластичне руйнування),
- втрата стійкості при зсуві, або втрата стійкості при поздовжньому стиску з одночасним поперечним розтягом (вид руйнування «нога слона») тощо (див. EN 1993-4-1:2006, розділи з **5** по **9**).

(b) Для бетонних оболонок:

- кінцевий граничний стан при згині з осьовою силою,
- кінцевий граничний стан при зсуві для зсуву в площині або радіального тощо.

(2)P Розрахунок опорів і верифікації здійснюються відповідно до EN 1992-1-1, EN 1992-3, EN 1993-1-1, EN 1993-1-5, EN 1993-1-6, EN 1993-1-7 і EN 1993-4-1

3.5.2.3 Анкери

(1)P Анкерні системи, в цілому, повинні проектуватися таким чином, щоб вони залишалися пружними в сейсмічній проектній ситуації. Однак, вони повинні мати також достатню пластичність, щоб уникнути крихких руйнувань. Приєднання анкерних елементів до конструкції та її фундаменту повинні мати коефіцієнт запасу міцності не менш ніж 1,25 по відношенню до опору анкерних елементів.

3.5.2.2 Shell

(1)P The maximum action effects (membrane forces and bending moments, circumferential or meridional, and membrane shear) induced in the seismic design situation shall be less or equal to the resistance of the shell evaluated as in the persistent or transient design situations. This includes all types of failure modes.

(a) For steel shells:

- yielding (plastic collapse),
- buckling in shear, or buckling by vertical compression with simultaneous transverse tension («elephant foot» mode of failure), etc. (see EN 1993-4-1:2006, Sections **5** to **9**).

(b) For concrete shells:

- the ULS in bending with axial force,
- the ULS in shear for in-plane or radial shear, etc.

(2)P The calculation of resistances and the verifications shall be carried out in accordance with EN 1992-1-1, EN 1992-3, EN 1993-1-1, EN 1993-1-5, EN 1993-1-6, EN 1993-1-7 and EN 1993-4-1.

3.5.2.3 Anchors

(1)P Anchoring systems shall generally be designed to remain elastic in the seismic design situation. However, they shall also be provided with sufficient ductility, so as to avoid brittle failures. The connection of anchoring elements to the structure and to its foundation shall have an overstrength factor of not less than 1,25 with respect to the resistance of the anchoring elements.

(2) Якщо анкерна система є частиною дисипативних механізмів, то необхідно перевірити, чи має вона необхідну здатність до пластичності.

3.5.2.4 Фундаменти

(1)Р Фундамент повинен бути перевірений у відповідності з EN 1998-5:2004, **5.4** і EN 1997-1.

(2)Р Дії впливів для перевірки фундаменту і його елементів повинні бути отримані у відповідності з EN 1998-5:2004, **5.3.1**, EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** і **5.8**.

(2) If the anchoring system is part of the dissipative mechanisms, then it should be verified that it possesses the necessary ductility capacity.

3.5.2.4 Foundations

(1)P The foundation shall be verified according to EN 1998-5:2004, **5.4** and to EN 1997-1.

(2)P The action effects for the verification of the foundation and of the foundation elements shall be derived in accordance with EN 1998-5:2004, **5.3.1**, EN 1998-1:2004, **4.4.2.6** and **5.8**.

4 КОНКРЕТНІ ПРИНЦИПИ І ПРАВИЛА ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ РЕЗЕРВУАРІВ

4.1 Критерії відповідності

4.1.1 Загальні положення

(1)Р Загальні вимоги, встановлені в **2.1**, вважаються задоволеними, якщо, на додаток до перевірок, зазначених у **4.4**, резервуари будуть відповідати додатковим вимогам, встановленим у **4.5**.

(2) Критерії відповідності та правила застосування, наведені в цьому Розділі, повністю не охоплюють випадок сталевих резервуарів з плаваючими дахами.

ПРИМІТКА Особливу увагу необхідно приділяти тому, щоб запобігти пошкодження оболонки внаслідок місцевих впливів від ударів плаваючим дахом. Такі впливи можуть призвести до спалаху в резервуарах з легкозаймистою рідиною.

4.1.2 Стан обмеження збитку

(1)Р Для виконання вимоги «цілісності» під сейсмічним впливом, застосованого до стану обмеження збитку:

- Повинна бути перевірена герметичність системи резервуару;

- має бути передбачена адекватна відстань в резервуарі при максимальному вертикальному переміщенні поверхні рідини, щоб уникнути пошкодження даху у зв'язку з тиском бовтаючоїся рідини, або, якщо резервуар не має твердого даху, то для запобігання небажаних ефектів розливання рідини;

- повинна здійснюватися перевірка гідравлічних систем, які складають частину резервуару або приєднані до нього, щоб пристосувати напруги і деформації, обумовлені відносними переміщеннями між резервуарами або між резервуарами і ґрунтом без порушення їх функцій.

4 SPECIFIC PRINCIPLES AND APPLICATION RULES FOR TANKS

4.1 Compliance criteria

4.1.1 General

(1)P The general requirements specified in **2.1** are deemed to be satisfied if, in addition to the verifications specified in **4.4**, tanks conform to the complementary measures specified in **4.5**.

(2) The compliance criteria and application rules given in this Section do not fully cover the case of steel tanks with floating roofs.

NOTE Special attention is needed to avoid damage to the shell due to local effects of the impact by the floating roof. Such effects may cause a fire in tanks with combustible contents.

4.1.2 Damage limitation state

(1)P In order to satisfy the «integrity» requirement under the seismic action relevant to the damage limitation state:

- Leak tightness of the tank system shall be verified;

- adequate freeboard shall be provided in the tank under the maximum vertical displacement of the liquid surface, in order to prevent damage to the roof due to the pressure of the sloshing liquid or, if the tank has no rigid roof, to prevent undesirable effects of spilling of the liquid;

- the hydraulic systems which are part of, or are connected to the tank, shall be verified to accommodate stresses and distortions due to relative displacements between tanks or between tanks and soil, without their functions being impaired.

(2)Р Для виконання вимоги «мінімального експлуатаційного рівня» при сейсмічному впливі відповідно стану обмеження збитків, повинно бути перевірено, що локальна втрата стійкості, якщо така відбудеться, не викликає колапс і є зворотньою.

4.1.3 Кінцевий граничний стан

(1)Р При сейсмічній проектній ситуації повинні бути перевірені наступні умови:

- Загальної стійкості резервуара повинна бути перевірена у відповідності з EN 1998-1:2004, **4.4.2.4**. Загальна стійкість відноситься до поведінки жорсткого корпусу, і може бути погіршена в результаті ковзання або перекидання. Обмежена величина ковзання може бути прийнятною у відповідності з EN 1998-5: 2004, **5.4.1.1(7)**, якщо це допускає система труб, і, якщо резервуар не має анкерного кріплення до фундаменту.

- Непружна поведінка обмежується чітко визначеними частинами резервуару, відповідно до положень цього стандарту.

- Граничні деформації матеріалів не перевищені. Характер і ступінь втрати стійкості в оболонці контролюються згідно з відповідними перевірками.

- Гідравлічні системи, які складають частину резервуару або приєднані до нього, запроектовані таким чином, щоб була виключена втрата вмісту резервуару у випадку руйнування будь-якого з її компонентів.

(2)P In order to satisfy the 'minimum operating level' requirement under the seismic action relevant to the damage limitation state, it shall be verified that local buckling, if it occurs, does not trigger collapse and is reversible.

4.1.3 Ultimate limit state

(1)P The following conditions shall be verified in the seismic design situation:

- The overall stability of the tank shall be verified in accordance with EN 1998-1: 2004, **4.4.2.4**. The overall stability refers to rigid body behaviour and may be impaired by sliding or overturning. A limited amount of sliding may be accepted in accordance with EN 1998-5: 2004, **5.4.1.1(7)**, if tolerated by the pipe system and if the tank is not anchored to the foundation.

- Inelastic behaviour is restricted to well-defined parts of the tank, in accordance with the provisions of the present standard.

- The ultimate deformations of the materials are not exceeded. The nature and the extent of buckling phenomena in the shell are controlled according to the relevant verifications.

- The hydraulic systems which are part of, or connected to the tank are designed so as to prevent loss of the contents of the tank in the event of failure of any of its components.

4.2 Комбінація складових руху ґрунту

(1)Р Резервуари повинні відповідати вимогам 3.2(1)Р.

(2)Резервуари повинні відповідати вимогам 3.2(2).

(3)Р Резервуари повинні відповідати вимогам 3.2(3)Р.

4.3 Методи розрахунку

4.3.1 Загальні положення

(1)Р Модель, яка буде використовуватися для визначення сейсмічних впливів, повинна відтворювати належним чином жорсткість, міцність, демпфування, масу і геометричні властивості стримуючої споруди, і повинна враховувати гідродинамічну реакцію рідини, що міститься, і, де це необхідно, впливи взаємодії з підстиляючим ґрунтом.

ПРИМІТКА Параметри взаємодії між ґрунтом, рідиною і спорудою можуть чинити істотний вплив на власні частоти і радіаційне демпфування в ґрунті. При підвищенні швидкості поперечних хвиль ґрунту, поведінка вібрації змінюється від горизонтальної вібрації в поєднанні з коливанням, яке залежить від ґрунту, до характерного режиму вібрації резервуару на твердому ґрунті. Для сильно навантажених споруд резервуарів або для випадку небезпечних вантажів може знадобитися глобальний (тривимірний) розрахунок.

(2) Резервуари повинні бути розраховані в цілому, припускаючи лінійно-пружну реакцію. В окремих випадках нелінійна реакція може бути обґрунтована відповідними методами розрахунку.

ПРИМІТКА Інформація про методи сейсмічного розрахунку резервуарів звичайної форми представлена в Інформативному Додатку А.

(3) Можливу взаємодію між різними резервуарами, обумовлену сполучними трубами, слід розглядати у всіх випадках, коли це доречно

4.2 Combination of ground motion components

(1)P Tanks shall conform to 3.2(1)P.

(2) Tanks should conform to 3.2(2).

(3)P Tanks shall conform to 3.2(3)P

4.3 Methods of analysis

4.3.1 General

(1)P The model to be used for the determination of the seismic effects shall reproduce properly the stiffness, the strength, the damping, the mass and the geometrical properties of the containment structure, and shall account for the hydrodynamic response of the contained liquid and, where necessary, for the effects of the interaction with the foundation soil.

NOTE The parameters of soil-liquid-structure-interaction may have a significant influence on the natural frequencies and the radiation damping in the soil. With increasing shear wave velocity of the soil the vibration behaviour changes from a horizontal vibration combined with rocking influenced by the soil to the typical vibration mode of a tank on rigid soil. For highly stressed tank structures or for the case of dangerous goods a global (three-dimensional) analysis may be necessary.

(2) Tanks should be generally analysed assuming linear elastic response. In particular cases nonlinear response may be justified by appropriate methods of analysis.

NOTE Information on methods for seismic analysis of tanks of usual shapes is provided in Informative Annex A.

(3) Possible interaction between different tanks due to connecting piping should be considered whenever relevant.

4.3.2 Гідродинамічні ефекти

(1)Р Рациональний метод, заснований на вирішенні гідродинамічних рівнянь з відповідними граничними умовами, повинен використовуватися для оцінки реакції системи резервуару на сейсмічний вплив.

(2)Р Зокрема, у відповідних випадках, розрахунок повинен правильно враховувати наступне:

- конвективну і імпульсну складові руху рідини;
- деформацію оболонки резервуару, обумовлену гідродинамічними тисками і ефектами взаємодії з імпульсною складовою;
- деформативність підстилаючого ґрунту та подальші модифікації реакції;
- ефекти плаваючого даху, якщо це доречно.

(3) Для цілей оцінки динамічної реакції при сейсмічному впливі, рідина може вважатися, в цілому, нестисливою.

(4) Визначення максимальних гідродинамічних тисків, обумовлених горизонтальним і вертикальним збудженням, вимагає, в принципі, використання нелінійного динамічного розрахунку (при дії акселерограм). Спрощені методи, які передбачають пряме застосування розрахунків спектру реакції, можуть використовуватися за умови прийняття відповідних консервативних правил для комбінації пікових модальних вкладів.

ПРИМІТКА Інформативний Додаток А надає інформацію про прийнятні процедури для комбінації пікових модальних вкладів у розрахунок спектру реакції. Там же представлені вирази для розрахунку висоти хвилі розплескування.

4.3.2 Hydrodynamic effects

(1)P A rational method based on the solution of the hydrodynamic equations with the appropriate boundary conditions shall be used for the evaluation of the response of the tank system to the seismic action.

(2)P In particular, the analysis shall properly account for the following, where relevant:

- the convective and the impulsive components of the motion of the liquid;
- the deformation of the tank shell due to the hydrodynamic pressures and the interaction effects with the impulsive component;
- the deformability of the foundation soil and the ensuing modification of the response;
- the effects of a floating roof, if relevant.

(3) For the purpose of evaluating the dynamic response under seismic actions, the liquid may be generally assumed as incompressible.

(4) Determination of the maximum hydrodynamic pressures induced by horizontal and vertical excitation requires, in principle, use of nonlinear dynamic (time-history) analysis. Simplified methods allowing for a direct application of the response spectrum analysis may be used, provided that suitable conservative rules for the combination of the peak modal contributions are adopted.

NOTE Informative Annex A gives information on acceptable procedures for the combination of the peak modal contributions in response spectrum analysis. It also gives expressions for the calculation of the sloshing wave height.

4.4 Показники поведінки

(1)Р Резервуари іншого типу, ніж ті, які згадані в пунктах (4)Р і (5), повинні бути запроектовані в розрахунку на пружну реакцію (q до 1,5, з урахуванням запасу міцності), або, в належним чином обґрунтованих випадках на непружну реакцію (див. 2.3.1(2)), за умови, що буде продемонстрована прийнятність непружної реакції.

(2)Р Дисипація енергії, відповідна вибраному значенню q , має бути належним чином обґрунтована і забезпечена необхідна пластичність завдяки пластичному проектуванню.

(3) Р Конвективна частина реакції рідини (розливання) завжди повинна оцінюватися на підставі пружної реакції (тобто з $q = 1,0$) і пов'язаних з цим спектрів (див. EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 і 3.2.2.3).

(4) Показники поведінки, зазначені в 3.4, слід застосовувати також до частини реакції надземних резервуарів, які не піддаються розплескуванню рідини. Для цієї частини правила, зазначені в 3.4(4) для бункерів, спираючихся на підніжжя, застосовуються також до надземних резервуарів на єдиній основі.

(5) Сталеві резервуари (якщо вони не мають ізолюваної основи), які мають вертикальну вісь та спираються безпосередньо на ґрунт або на фундамент, можуть проектуватися з показником поведінки q більше 1,5, за умови дотримання таких вимог:

- частину реакції, обумовлену розплескуванням рідини, слід приймати з $q = 1,0$;
- резервуар або його фундамент запроектовані з можливістю підйому і/або ковзання;

4.4 Behaviour factors

(1)P Tanks of type other than those mentioned in (4)P and (5) shall be either designed for elastic response (q up to 1,5, accounting for overstrength), or, in properly justified cases, for inelastic response (see 2.3.1(2)), provided that it is demonstrated that inelastic response is acceptable.

(2)P The energy dissipation corresponding to the selected value of q shall be properly substantiated and the necessary ductility provided through ductile design.

(3)P The convective part of the liquid response (sloshing) shall always be evaluated on the basis of elastic response (i.e. with $q = 1,0$) and of the associated spectra (see EN 1998-1:2004, 3.2.2.2 and 3.2.2.3).

(4) The behaviour factors specified in 3.4 should be applied also to the part of the response of elevated tanks which is not due to sloshing of the liquid. For that part, the rules specified in 3.4(4) for skirt-supported silos apply also to elevated tanks on a single pedestal.

(5) Steel tanks (unless base-isolated) which have a vertical axis and are supported directly on the ground or on the foundation, may be designed with a behaviour factor q greater than 1,5, subject to the following:

- the part of the response which is due to sloshing of the liquid, should be taken with $q = 1,0$;
- the tank or its foundation is designed to allow uplift and/or sliding;

- запобігається локалізація пластичних деформацій у стінці оболонки, нижній пластині або в їх перетинах.

При цих умовах, якщо непружна реакція не буде оцінена більш точним підходом, показник поведінки q може прийматися не вище наступних значень:

- 2,0 для резервуарів без анкерного кріплення, за умови дотримання проектних правил EN 1993-4-2:2006, особливо тих, які стосуються товщини нижньої пластини, яка повинна бути менше товщини нижньої частини оболонки;
- 2,5 для резервуарів зі спеціально запроєктованими пластичними анкерами, які допускають збільшення довжини анкера без розриву, рівну $R/200$, де R - радіус резервуару.

4.5 Верифікації

4.5.1 Стан обмеження збитку

4.5.1.1 Загальні положення

(1)P При сейсмічному впливі, застосованому до стану обмеження збитку, конструкція резервуара повинна задовольняти перевіркам граничного стану по придатності до експлуатації, встановленому в EN 1992-3 і EN 1993-4-2, наскільки це прийнятно.

4.5.1.2 Оболонка

4.5.1.2.1 Оболонки з попередньо напруженого і звичайного залізобетону

(1) Під сейсмічним впливом, застосованим до стану обмеження збитку, має бути перевірена ширина тріщин по відношенню до граничних значень, зазначених в EN 1992-1-1:2004, **4.4.2**, з урахуванням відповідного класу впливу на навколишнє середовище і чутливості стали до корозії.

- localisation of plastic deformations in the shell wall, the bottom plate or their intersection is prevented.

Under these conditions, the behaviour factor q may be taken as not larger than the following values, unless the inelastic response is evaluated by a more refined approach:

- 2,0 for unanchored tanks, provided that the design rules of EN 1993-4-2:2006 are fulfilled, especially those concerning the thickness of the bottom plate, which should be less than the thickness of the lower part of the shell;
- 2,5 for tanks with specially designed ductile anchors allowing an increase in anchor length without rupture equal to $R/200$, where R is the tank radius.

4.5 Verifications

4.5.1 Damage limitation state

4.5.1.1 General

(1)P Under the seismic action relevant to the damage limitation state, the tank structure shall satisfy the serviceability limit state verifications specified in EN 1992-3 and EN 1993-4-2, as relevant.

4.5.1.2 Shell

4.5.1.2.1 Reinforced and prestressed concrete shells

(1) Under the seismic action relevant to the damage limitation state, crack widths should be verified against the limit values specified in EN 1992-1-1:2004, **4.4.2**, taking into account the appropriate environmental exposure class and the sensitivity of the steel to corrosion.

(2) У разі бетонних резервуарів з облицюванням ширина мігруючих тріщин в бетоні не повинна перевищувати значення, яке могло б призвести до локальної деформації в облицюванні, що перевищує 50% її кінцевого рівномірного подовження.

4.5.1.2.2 Сталеві оболонки

(1) Сталеві резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.1(2).

4.5.1.3 Трубопровід

(1) Якщо для активних зовнішніх компонентів, таких, як клапани або насоси, не встановлено особливих вимог, трубопровід не потребує перевірки для стану обмеження збитку.

(2)P Відносні переміщення, обумовлені різними сейсмічними рухами ґрунту, повинні враховуватися, якщо трубопровід і резервуар(и) виконані на різних фундаментах.

(3) Зону резервуару, до якої приєднується трубопровід, слід проектувати таким чином, щоб вона залишалася пружною під впливом сил, які передаються трубопроводом, збільшених за допомогою коефіцієнта γ_{p1} .

ПРИМІТКА Значення, яке має бути приписано коефіцієнту підсилення γ_{p1} для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендоване значення дорівнює: $\gamma_{p1}=1,3$.

4.5.2 Кінцевий граничний стан

4.5.2.1 Стійкість

(1)P Резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.2.1(1)P.

(2)P Резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.2.1(2)P.

In case of lined concrete tanks, transient concrete crack widths should not exceed a value that might induce local deformation in the liner exceeding 50% of its ultimate uniform elongation.

4.5.1.2.2 Steel shells

(1) Steel tanks should conform to 3.5.1(2).

4.5.1.3 Piping

(1) Unless special requirements are specified for active on-line components, such as valves or pumps, piping does not need to be verified for the damage limitation state.

(2)P Relative displacements due to differential seismic movements of the ground shall be accounted for, if the piping and the tank(s) are supported on different foundations.

(3) The region of the tank where the piping is attached to should be designed to remain elastic under the forces transmitted by the piping amplified by a factor γ_{p1} .

NOTE The value to be ascribed to the amplification factor γ_{p1} for use in a country, may be found in its National Annex. The recommended value is: $\gamma_{p1}=1,3$.

4.5.2 Ultimate limit state

4.5.2.1 Stability

(1)P Tanks shall conform to 3.5.2.1(1)P.

(2)P Tanks shall conform to 3.5.2.1(2)P.

4.5.2.2 Оболонка

(1)Р Резервуари повинні відповідати вимогам **3.5.2.2(1)Р**.

ПРИМІТКА Інформація по межі міцності оболонки, перевірена у відповідності з різними видами руйнування, наведена в Інформативному Додатку А.

4.5.2.3 Трубопровід

(1) Якщо достовірні дані недоступні, або більш точні розрахунки не виконуються, відносне переміщення між першою точкою анкерного кріплення трубопроводу і резервуаром слід постулювати як таке, що відбудеться у найбільш несприятливому напрямку з мінімальним значенням, рівним:

$$\Delta = \frac{x}{x_0} d_g, \quad (4.1)$$

де

x відстань між точкою анкерного кріплення та точкою з'єднання з резервуаром, м;

$x_0 = 500$ м; і

d_g проектне переміщення ґрунта, наведене в EN 1998-1:2004, **3.2.2.4(1)**.

(2)Р Повинно бути перевірено, що в сейсмічній проектній ситуації, включаючи постулюємі в **(1)** відносні переміщення, текучість обмежується трубопроводом і не розповсюджується на його приєднання до резервуару, навіть, коли приймається до уваги коефіцієнт запасу міцності y_{p2} для проектного опору трубопроводу.

ПРИМІТКА Значення, яке має бути приписано коефіцієнту запасу міцності y_{p2} для використання в країні, можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендоване значення дорівнює: $y_{p2} = 1,3$.

4.5.2.2 Shell

(1)P Tanks shall conform to **3.5.2.2(1)P**.

NOTE Information for the ultimate strength capacity of the shell, as controlled by various failure modes, is given in Informative Annex A.

4.5.2.3 Piping

(1) If reliable data are not available or more accurate analyses are not made, a relative displacement between the first anchoring point of the piping and the tank should be postulated to take place in the most adverse direction, with a minimum value of:

where:

x distance between the anchoring point of the piping and the point of connection with the tank (in meters);

x_0 500 m, and

d_g design ground displacement as given in EN 1998-1:2004, **3.2.2.4(1)**.

(2)P It shall be verified that in the seismic design situation, including the postulated relative displacements of **(1)**, yielding is restricted to the piping and does not extend to its connection to the tank, even when an overstrength factor y_{p2} on the design resistance of the piping is taken into account.

NOTE The value to be ascribed to the overstrength factor y_{p2} for use in a country, may be found in its National Annex. The recommended value is: $y_{p2}=1,3$.

(3)P Проектний опір елементів трубопроводу повинен оцінюватися в сталих або перехідних проектних ситуаціях.

4.5.2.4 Анкерні кріплення

(1)P Резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.2.3(1)P.

4.5.2.5 Фундаменти

(1)P Резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.2.4(1)P.

(2)P Резервуари повинні відповідати вимогам 3.5.2.4(2)P.

4.6 Додаткові заходи

4.6.1 Обвалування

(1)P Резервуари, одиночні або в групах, які проектується з контролем або виключенням витоків, з метою запобігання пожеж, вибухів і викидів токсичних матеріалів, повинні бути захищені обвалуванням (тобто повинні бути оточені канавою і/або насипом).

(2)P Якщо резервуари монтуються групами, обвалування може бути передбачено або для кожного резервуару окремо, або для цілої групи. Якщо наслідки можливого руйнування обвалування розглядаються як тяжкі, повинне використовуватися індивідуальне обвалування.

(3)P Обвалування повинне проектуватися таким чином, щоб воно зберігало свою повну цілісність (відсутність витоків) при проектному сейсмічному впливі, що відповідає кінцевому граничному стану замкнутої системи.

(3)P The design resistance of piping elements shall be evaluated as in the persistent or transient design situations.

4.5.2.4 Anchorages

(1)P Tanks shall conform to 3.5.2.3(1)P.

4.5.2.5 Foundations

(1)P Tanks shall conform to 3.5.2.4(1)P.

(2)P Tanks shall conform to 3.5.2.4(2)P.

4.6 Complementary measures

4.6.1 Bunding

(1)P Tanks, single or in groups, which are designed to control or avoid leakage in order to prevent fire, explosions and release of toxic materials shall be bunded (i.e. shall be surrounded by a ditch and/or an embankment).

(2)P If tanks are built in groups, bunding may be provided either to every individual tank or to the whole group. If the consequences associated with potential failure of the bund are considered to be severe, individual bunding shall be used.

(3)P The bunding shall be designed to retain its full integrity (absence of leaks) under the design seismic action relevant to the ultimate limit state of the enclosed system.

4.6.2 Розливання

(1)Р При відсутності явних обґрунтувань (див. 4.1.2(1)Р), повинен бути передбачений запас по висоті, рівний, як мінімум, розрахункової висоті хвиль розплескування.

ПРИМІТКА Інформація щодо процедур визначення висоти хвиль розплескування наведена в Інформативному Додатку А.

(2)Р Запас по висоті, рівний, як мінімум, розрахункової висоті хвиль розплескування, повинен бути передбачений у тому випадку, якщо вміст є токсичним, або якщо бризки вмісту здатні призвести до пошкодження труб або підмиттю фундаменту.

(3) Запас по висоті менше розрахункової висоті хвиль розплескування може бути достатнім, якщо дах запроектований на відповідний підвищений тиск, або якщо передбачений зливний отвір для контролю проливання.

(4) Демпфуючі пристрої, такі, як, наприклад, ростверки або вертикальні перегородки, можуть використовуватися для зменшення розплескування.

4.6.3 Взаємодія трубопроводів

(1)Р Трубопроводи повинні проектуватися таким чином, щоб були зведені до мінімуму несприятливі впливи взаємодії між окремими резервуарами і між резервуарами та іншими спорудами.

4.6.2 Sloshing

(1)P In the absence of explicit justifications (see 4.1.2(1)P), a freeboard shall be provided having a height not less than the calculated height of the slosh waves.

NOTE Information on procedures to determine the sloshing wave height are presented in Informative Annex A.

(2)P Freeboard at least equal to the calculated height of the slosh waves shall be provided, if the contents are toxic, or if spilling could cause damage to piping or scouring of the foundation.

(3) Freeboard less than the calculated height of the slosh waves may be sufficient, if the roof is designed for the associated uplift pressure or if an overflow spillway is provided to control spilling.

(4) Damping devices, as for example grillages or vertical partitions, may be used to reduce sloshing.

4.6.3 Piping interaction

(1)P The piping shall be designed to minimize unfavourable effects of interaction between tanks and between tanks and other structures.

5 КОНКРЕТНІ ПРИНЦИПИ І ПРАВИЛА ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ НАДЗЕМНИХ ТРУБОПРОВОДІВ

5.1 Загальні положення

(1) Мета цього розділу полягає у встановленні принципів і правил застосування конструктивних аспектів сейсмічного проектування систем надземних трубопроводів. Цей розділ може також використовуватися як основа для оцінки опору існуючого надземного трубопроводу і для оцінки будь-якого необхідного підсилення.

(2) Сейсмічне проектування надземного трубопроводу включає в себе встановлення розташування і характеристик опор з метою обмеження напруги в елементах трубопроводу і обмеження навантажень, застосованого до обладнання, розміщеного на трубопроводі, такого, як клапани, резервуари, насоси або вимірювальні прилади. Ці обмеження не визначені у цьому стандарті, і їх має надати власник споруди або виробник обладнання.

(3) Системи трубопроводів зазвичай включають в себе деякі пов'язані з ними споруди, такі, як насосні станції, центри управління, станції обслуговування і т. д., кожна з яких вміщає в себе різні типи механічного та електричного обладнання. Оскільки ці споруди мають істотний вплив на безперебійне функціонування системи, необхідно приділити їм адекватну увагу в процесі сейсмічного проектування, спрямовану на задоволення загальних вимог до надійності. Явний розгляд цих споруд виходить за рамки цього стандарту. Фактично, деякі з цих споруд розглядаються в стандарті EN 1998-1, тоді як сейсмічне проектування механічного та електричного обладнання вимагає додаткових конкретних критеріїв, які виходять за рамки Єврокоду 8 (див. 1.1(8) про сейсмічний захист окремих споруд або компонентів систем трубопроводів за допомогою сейсмічної ізоляції).

5 SPECIFIC PRINCIPLES AND APPLICATION RULES FOR ABOVE-GROUND PIPELINES

5.1 General

(1) This section aims at providing principles and application rules for the seismic design of the structural aspects of above-ground pipeline systems. This section may also be used as a basis for evaluating the resistance of existing above-ground piping and to assess any required strengthening.

(2) The seismic design of an above-ground pipeline comprises the establishment of the location and characteristics of the supports in order to limit the strain in the piping components and to limit the loads applied to the equipment located on the pipeline, such as valves, tanks, pumps or instrumentation. Those limits are not defined in this standard and should be provided by the owner of the facility or the manufacturer of the equipment.

(3) Pipeline systems usually comprise several associated facilities, such as pumping stations, operation centres, maintenance stations, etc., each of them housing different types of mechanical and electrical equipment. Since these facilities have a considerable influence on the continued operation of the system, it is necessary to give them adequate consideration in the seismic design process aimed at satisfying the overall reliability requirements. Explicit treatment of these facilities, however, is not within the scope of this standard. In fact, some of those facilities are covered in EN 1998-1, while the seismic design of mechanical and electrical equipment requires additional specific criteria that are beyond the scope of Eurocode 8 (see 1.1(8) for the seismic protection of individual facilities or components of pipeline systems through seismic isolation).

(4)P Для формулювання загальних вимог, яким необхідно слідувати, а також для їх реалізації, системи трубопроводів повинні відрізнятися наступним:

- одинарні лінії
- мережі з резервуванням.

(5)P Трубопровід повинен розглядатися як одинарна лінія, коли на його поведінку під час і після сейсмічної події не впливає поведінка інших трубопроводів, і якщо наслідки його руйнування торкаються тільки тих функцій, виконання яких необхідно від нього.

5.2 Вимоги безпеки

5.2.1 Стан обмеження збитку

(1)P Системи трубопроводів повинні будуватися таким чином, щоб вони могли підтримувати свою пропускну здатність після сейсмічної впливу як глобальна система обслуговування, відповідного «мінімального експлуатаційного рівня» (див. 2.1.3), навіть зі значним місцевим пошкодженням.

(2) Допускається загальна деформація трубопроводу, яка не більше, ніж в 1,5 рази перевищує деформацію текучості, за умови відсутності ризику втрати стійкості і якщо навантаження прикладені до активного обладнання, такого як клапани, насоси і т. д., не будуть виходити за межі їх робочого діапазону.

5.2.2 Кінцевий граничний стан

(1)P Основними загрозами безпеці, безпосередньо пов'язаними з розривом трубопроводу під час сейсмічної події, є вибух і пожежа, в особливості для газопроводів. Віддаленість розташування і вразливість населення до впливу розриву повинні бути прийняті до уваги при встановленні рівня сейсмічного впливу, відповідного кінцевому граничному стану.

(4)P For the formulation of the general requirements to follow, as well as for their implementation, pipeline systems shall be distinguished as follows:

- single lines
- redundant networks.

(5)P A pipeline shall be considered as a single line when its behaviour during and after a seismic event is not influenced by that of other pipelines, and if the consequences of its failure relate only to the functions demanded from it.

5.2 Safety requirements

5.2.1 Damage limitation state

(1)P Pipeline systems shall be constructed in such a way as to be able to maintain their supplying capability as a global servicing system, after the seismic action relevant to the 'minimum operating level' (see 2.1.3), even with considerable local damage.

(2) A global deformation of the piping not greater than 1,5 times its yield deformation is acceptable, provided that there is no risk of buckling and the loads applied to active equipment, such as valves, pumps, etc., are within its operating range.

5.2.2 Ultimate limit state

(1)P The main safety hazard directly associated with the pipeline rupture during a seismic event is explosion and fire, particularly with regard to gas pipelines. The remoteness of the location and the exposure of the population to the impact of rupture shall be taken into account in establishing the level of the seismic action relevant to the ultimate limit state.

(2)P Для систем трубопроводів на ділянках, чутливих до впливу навколишнього середовища, шкода для навколишнього середовища, заподіяна розривами трубопроводу, також повинна бути прийнята до уваги при визначенні прийняттого ризику.

5.3 Сейсмічний вплив

5.3.1 Загальні положення

(1)P Наступні типи прямої і непрямой сейсмічної небезпеки є доречними для сейсмічного проектування систем надземних трубопроводів:

- Рух, обумовлений інерцією трубопроводів, викликаний сейсмічним рухом, прикладеним до їх опор.

- Нерівномірний рух опор трубопроводів.

(2) Для нерівномірного руху опор можуть існувати дві різні ситуації:

- Для опор, встановлених безпосередньо на ґрунті, істотний нерівномірний рух можливий тільки внаслідок порушення ґрунту і/або постійних деформацій.

- Для опор, які розташовані на різних спорудах, сейсмічна реакція споруди може призвести до нерівномірного руху трубопроводу.

5.3.2 Сейсмічний вплив для інерційних рухів

(1)P Кількісна оцінка горизонтальних складових сейсмічного впливу повинна здійснюватися у виразі спектру реакції (або сумісних акселерограм), як зазначено в EN 1998-1:2004, **3.2.2**.

(2) В розрахунок слід приймати тільки три поступальні складові сейсмічного впливу (тобто, обертальними складовими можна знехтувати).

(2)P For pipeline systems in environmentally sensitive areas, the damage to the environment due to pipeline ruptures shall also be taken into account in the definition of the acceptable risk.

5.3 Seismic action

5.3.1 General

(1)P The following direct and indirect seismic hazard types are relevant for the seismic design of above-ground pipeline systems:

- Movement due to the inertia of the pipelines induced by the seismic movement applied to their supports.

- Differential movement of the supports of the pipelines.

(2) For differential movement of supports two different situations may exist:

- For supports which are directly on the ground, significant differential movement is possible only if there are soil failures and/or permanent deformations.

- For supports which are located on different structures, the seismic response of the structure may create differential movements on the pipeline.

5.3.2 Seismic action for inertia movements

(1)P The quantification of the horizontal components of the seismic action shall be carried out in terms of the response spectrum (or a compatible time history representation) as specified in EN 1998-1:2004, **3.2.2**.

(2) Only the three translational components of the seismic action should be taken into account (i.e., the rotational components may be neglected).

5.3.3 Нерівномірний рух

(1) Коли трубопровід спирається безпосередньо на ґрунт, нерівномірним рухом можна знехтувати, за винятком тих випадків, коли можуть відбутися порушення ґрунту або постійні деформації. У цьому випадку амплітуду руху слід оцінювати з використанням відповідного методу.

(2) Коли трубопровід спирається на різні споруди, їх нерівномірний рух слід визначати з розрахунку сейсмічної реакції або з використанням спрощених підходів.

5.4 Методи розрахунку

5.4.1 Моделювання

(1)P Модель трубопроводу повинна бути в змозі представляти жорсткість, демпфування і масові властивості, а також динамічні ступені свободи системи з докладним розглядом, по мірі необхідності, наступних аспектів:

- гнучкість підстиляючого ґрунту і системи фундаменту;
- маса текучого середовища всередині трубопроводу;
- динамічні характеристики опорних конструкцій;
- тип з'єднання між трубопроводом і опорною конструкцією;
- стики вздовж трубопровода і між опорами.

5.4.2 Розрахунок

(1) Розрахунок надземних трубопроводів може виконуватися за допомогою розрахунку модального спектру реакції з відповідним проектним спектром реакції, як наведено в EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, поєднуючи модальні реакції відповідно до EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2**.

5.3.3 Differential movement

(1) When the pipeline is supported directly on the ground, the differential movement may be neglected, except when soil failures or permanent deformations are likely to occur. In that case the amplitude of the movement should be evaluated with appropriate techniques.

(2) When the pipeline is supported on different structures, their differential movement should be defined from their seismic response analysis or by simplified envelope approaches.

5.4 Methods of analysis

5.4.1 Modelling

(1)P The model of the pipeline shall be able to represent the stiffness, the damping and the mass properties, as well as the dynamic degrees of freedom of the system, with explicit consideration of the following aspects, as appropriate:

- flexibility of the foundation soil and foundation system;
- mass of the fluid inside the pipeline;
- dynamic characteristics of the supporting structures;
- type of connection between pipeline and supporting structure;
- joints along the pipeline and between the supports.

5.4.2 Analysis

(1) Above ground pipelines may be analysed by means of the modal response spectrum analysis with the associated design response spectrum as given in EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**, combining the modal responses according to EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2**.

ПРИМІТКА Додаткові правила, що стосуються комбінації модальних реакцій, а саме для використання Повної Квадратичної Комбінації, наведені в EN 1998-2:2005, **4.2.1.3**.

(2) Може також застосовуватися розрахунок на акселерограми з спектрами сумісних акселерограм, у відповідності з EN 1998-1:2004, **3.2.3**.

(3) Розрахунок «методом бічної сили» (лінійно-пружний) може також застосовуватися за умови, що значення застосованого прискорення обґрунтовано. Значення, що дорівнює 1,5-кратному піковому спектру, застосоване до опори, є прийнятним. Принципи і правила застосування, зазначені в EN 1998-1:2004, **4.3.3.2**, можуть застосовуватися, якщо це вважається прийнятним.

(4)P Сейсмічний вплив може бути застосований окремо вздовж двох перпендикулярних напрямків (поперечного і поздовжнього для прямолінійних трубопроводів); максимальна комбінована реакція має бути отримана у відповідності до EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.1(2)** і (3).

(5)P Просторова мінливість руху повинна розглядатися у всіх випадках, коли довжина трубопроводу перевищує 600 м, або коли присутні геологічні розриви або позначені топографічні зміни.

(6) Принципи і правила застосування в EN 1998-2:2005, 3.3 можуть використовуватися для прийняття до уваги просторової мінливості руху.

ПРИМІТКА Додаткові моделі для прийняття до уваги просторової мінливості руху представлені в EN 1998-2:2005, Інформативний Додаток D.

5.5 Показники поведінки

(1) Здатність до дисипації надземного трубопроводу, якщо така є, обмежується його опорною спорудою, оскільки розвивати дисипацію енергії в підтримуючих трубах і важко, і незручно, за винятком зварних сталевих труб.

NOTE Additional rules regarding the combination of modal responses, namely for the use of the Complete Quadratic Combination is given in EN 1998-2:2005, **4.2.1.3**.

(2) Time history analysis with spectrum compatible accelerograms in accordance with EN 1998-1: 2004, **3.2.3** may also be applied.

(3) The «lateral force method» of (linear-elastic) analysis may also be applied, provided that the value of the applied acceleration is justified. A value equal to 1,5 times the peak of the spectrum applying at the support is acceptable. The principles and application rules specified in EN 1998-1:2004, **4.3.3.2**, may be applied if considered appropriate.

(4)P The seismic action shall be applied separately along two orthogonal directions (transverse and longitudinal, for straight pipelines); the maximum combined response shall be obtained in accordance with EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.1(2)** and (3).

(5)P Spatial variability of the motion shall be considered whenever the length of the pipeline exceeds 600 m or when geological discontinuities or marked topographical changes are present.

(6) The principles and application rules in EN 1998-2:2005, 3.3 may be used to take into account the spatial variability of the motion.

NOTE Additional models to take into account the spatial variability of the motion are given in EN 1998-2:2005, Informative Annex D.

5.5 Behaviour factors

(1) The dissipative capacity of an above-ground pipeline, if any, is restricted to its supporting structure, since it is both difficult and inconvenient to develop energy dissipation in the supported pipes, except for welded steel pipes. On the other hand, shapes

З іншого боку, форми і матеріал, що використовуються для опор, змінюються в дуже широких межах, що робить практично неможливим встановлення величин для показників поведінки з загальною використовуваністю.

(2) Для опорних споруд трубопроводів без сейсмічної ізоляції, відповідне значення q може бути взяте з EN 1998-1 і EN 1998-2, на підставі конкретної компоновки, матеріалу і рівня деталізації.

(3) Сталеві зварні трубопроводи демонструють значну деформацію і здатність до дисипації, за умови їх достатньої товщини. Для трубопроводів, без сейсмічної ізоляції, які мають відношення радіусу до товщини (r/t) менше 50, показник поведінки, q , який повинен використовуватися для перевірки труб може бути прийнятий рівним 3,0. Якщо відношення r/t менше 100, значення q може бути рівним 2,0. В інших випадках значення q для проектування трубопроводу не може прийматися більше 1,5.

(4) Для перевірки опор дії сейсмічного впливу, отримані з розрахунку, повинні бути помножені на $(1 + q)/2$, де q - показник поведінки трубопроводу, використаний у його проекті.

5.6 Верифікації

(1)P Ефект навантаження, викликаний в опорних елементах (опори, рами і т. д.) в сейсмічній проектній ситуації повинен бути менше або дорівнювати проектному опору, оціненому як для сталої або перехідної проектної ситуації.

(2)P При найбільш несприятливій комбінації осьових і обертальних деформацій, обумовлених застосуванням сейсмічного впливу, що відноситься до вимоги «мінімального експлуатаційного рівня», повинно бути перевірено, що вузли не зазнають ушкоджень, які могли б призвести до втрати герметичності.

and material used for the supports vary widely, which makes it unfeasible to establish values for the behaviour factors with general applicability.

(2) For the supporting structures of non-seismically-isolated pipelines, appropriate values of q may be taken from EN 1998-1 and EN 1998-2, on the basis of the specific layout, material and level of detailing.

(3) Welded steel pipelines exhibit significant deformation and dissipation capacity, provided that their thickness is sufficient. For non-seismically-isolated pipelines which have a radius over thickness ratio (r/t) of less than 50, the behaviour factor, q , to be used for the verification of the pipes may be taken as equal to 3,0. If the r/t ratio is less than 100, q may be taken as equal to 2,0. Otherwise, the value of q for the design of the pipeline may not be taken greater than 1,5.

(4) For the verification of the supports, the seismic action effects derived from the analysis should be multiplied by $(1 + q)/2$, where q is the behaviour factor of the pipeline used in its design.

5.6 Verifications

(1)P The load effect induced in the supporting elements (piers, frames, etc) in the seismic design situation shall be less than or equal to the design resistance evaluated as for the persistent or transient design situation.

(2)P Under the most unfavourable combination of axial and rotational deformations, due to the application of the seismic action relevant to the «minimum operating level» requirement, it shall be verified that the joints do not suffer damage that may cause loss of tightness.

6 КОНКРЕТНІ ПРИНЦИПИ І ПРАВИЛА ЗАСТОСУВАННЯ ДЛЯ ПІДЗЕМНИХ ТРУБОПРОВОДІВ

6.1 Загальні положення

(1) Мета цього розділу полягає у встановленні принципів і правил застосування для сейсмічного проектування і для оцінки опору системи підземних трубопроводів до землетрусів.

(2) Навіть незважаючи на те, що може бути проведена різниця між різними системами трубопроводів, як, наприклад одинарні лінії і системи з резервуванням, з практичних міркувань, трубопровід розглядається в даному випадку як одинарна лінія, якщо на його механічну поведінку під час і після сейсмічної події не впливає поведінка інших трубопроводів, і якщо наслідки його можливого розриву торкаються тільки тих функцій, виконання яких потрібні від зазначеного трубопроводу.

(3) Мережі часто є занадто великими та складними для того, щоб розглядатися як ціле, а тому практично виправданою і зручною є ідентифікація окремих мереж в межах загальної мережі. Ідентифікація може бути результатом відділення більшої частини системи (наприклад, регіональний розподіл) від меншої частини (наприклад, міський розподіл) або проведення відмінності між окремими функціями, виконуваними однією системою.

(4) Як приклад до пункту (3), міська система розподілу води може бути розділена на одну мережу, обслуговуючу вуличні вогнегасники, і другу мережу, обслуговуючу приватних користувачів. Розподіл сприятиме забезпеченню різних рівнів надійності для двох систем. Слід зазначити, що розподіл відноситься до функцій і, таким чином, не обов'язково є фізичним; дві різні мережі можуть мати кілька загальних елементів.

6 SPECIFIC PRINCIPLES AND APPLICATION RULES FOR BURIED PIPELINES

6.1 General

(1) This Section aims at providing principles and application rules for the seismic design and for the evaluation of the earthquake resistance of buried pipeline systems.

(2) Even though distinction can be made among different pipeline systems, like for instance single lines and redundant systems, for the sake of practicality a pipeline is considered here as a single line if its mechanical behaviour during and after the seismic event is not influenced by that of other pipelines, and if the consequences of its possible failure relate only to the functions demanded from it.

(3) Networks are often too extensive and complex to be treated as a whole, and it is both feasible and convenient to identify separate networks within the overall network. The identification may result from the separation of the larger scale part of the system (e.g. regional distribution) from the finer one (e.g. urban distribution), or from the distinction between separate functions accomplished by the same system.

(4) As an example of (3), an urban water distribution system may be separated into a network serving street fire extinguishers and a second one serving private users. The separation would facilitate providing different reliability levels to the two systems. It is to be noted that the separation is related to functions and it is therefore not necessarily physical; two distinct networks can have several elements in common.

(5) Проектування мереж трубопроводів включає додаткові вимоги до надійності і проектні підходи по відношенню до тих, які передбачені в цьому стандарті.

6.2 Вимоги безпеки

6.2.1 Стан обмеження збитку

(1)P Системи підземних трубопроводів повинні проектуватися і будуватися таким чином, щоб підтримувалася їх цілісність, або деяка частина їх пропускної здатності після сейсмічної події відповідно до стану обмеження збитку (див. **2.1.3**) навіть з урахуванням місцевого пошкодження.

6.2.2 Кінцевий граничний стан

(1)P Підземні трубопроводи повинні відповідати вимогам **5.2.2(1)P**.

(2)P Підземні трубопроводи повинні відповідати вимогам **5.2.2(2)P**.

6.3 Сейсмічний вплив

6.3.1 Загальні положення

(1)P Сейсмічне проектування системи підземних трубопроводів має враховувати наступні типи прямої і непрямої сейсмічної небезпеки:

a) сейсмічні хвилі, що розповсюджуються на твердому ґрунті і створюють різну інтенсивність струсу ґрунту в різних точках на поверхні і просторові деформації зразків ґрунту в ґрунтовому середовищі;

b) постійні деформації, викликані землетрусами, такі, як переміщення сейсмічних розломів, зсуви, переміщення ґрунту, викликані розрідженням.

(2)P Загальні вимоги, що стосуються обмеження ушкоджень і кінцевого граничного стану, повинні виконуватися для всіх типів небезпек, зазначених у пункті (1)P.

(5) The design of pipeline networks involves additional reliability requirements and design approaches with respect to those provided in the present standard.

6.2 Safety requirements

6.2.1 Damage limitation state

(1)P Buried pipeline systems shall be designed and constructed in such a way as to maintain their integrity or some of their supplying capacity after the seismic events relevant to the damage limitation state (see **2.1.3**), even with considerable local damage.

6.2.2 Ultimate limit state

(1)P Buried pipelines shall conform to **5.2.2(1)P**.

(2)P Buried pipelines shall conform to **5.2.2(2)P**.

6.3 Seismic action

6.3.1 General

(1)P The seismic design of buried pipeline systems shall take into account the following direct and indirect seismic hazard types:

a) seismic waves propagating on firm ground and producing different ground shaking intensity at distinct points on the surface and spatial soil deformation patterns within the soil medium;

b) permanent deformations induced by earthquakes such as seismic fault displacements, landslides, ground displacements induced by liquefaction.

(2)P The general requirements regarding damage limitation and the ultimate limit state shall be satisfied for all of the types of hazards specified in (1)P.

(3) Для небезпек типу (b), зазначених у пункті (1)P, в цілому, можна припустити, що задоволення кінцевого граничного стану забезпечує також виконання вимог обмеження ушкоджень, так що може бути виконана тільки одна перевірка.

(4) Той факт, що системи трубопроводів перетинають або поширюються на великі географічні регіони і вимагають приєднання певних ділянок, не завжди дає можливість найкращого вибору підтримуючого ґрунту. Більше того, може бути практично неможливо уникнути перетину потенційно активних розломів, або обійти ґрунти, схильні до розрідження, або ділянки, які можуть бути порушені зсувами, викликаними землетрусами, і великими постійними деформаціями ґрунту.

(5) Ситуація, описана в пункті (4), явно суперечить ситуації інших споруд, при якій необхідною умовою для самої можливості будівництва є те, щоб ймовірність порушень ґрунтів будь-якого типу була зневажливо малою. Відповідно, в більшості випадків, прояв небезпек типу (b), зазначених у пункті (1)P, не може бути виключений. На підставі доступних даних і досвіду, для визначення моделі даної небезпеки слід використовувати обґрунтовані допущення.

6.3.2 Сейсмічний вплив для інерційних рухів

(1)P Кількісна оцінка складових вібрацій від землетрусу повинна бути у відповідності з 2.2.

6.3.3 Моделювання сейсмічних хвиль

(1)P Повинна бути встановлена модель для сейсмічних хвиль, з якої можуть бути виведені деформації і викривлення ґрунтів, що впливають на трубопровід.

ПРИМІТКА Інформативний додаток В передбачає методи для розрахунку напруг і викривлень у трубопроводі для деяких випадків, при певних спрощуючих припущеннях.

(3) For the hazards of type (b) specified in (1)P it may be generally assumed that satisfaction of the ultimate limit state provides also fulfilment of the damage limitation requirements, so that only one verification may be performed.

(4) The fact that pipeline systems traverse or extend over large geographical areas and need to connect certain locations, does not always allow the best choices regarding the nature of the supporting soil. Furthermore, it may not be feasible to avoid crossing potentially active faults, or avoid soils susceptible to liquefaction or areas that might be affected by seismically induced landslides and large differential permanent deformations of the ground.

(5) The situation described in (4) is clearly at variance with that of other structures, for which a requisite for the very possibility to build is that the probability of soil failures of any type be negligible. Accordingly, in most cases, the occurrence of hazards of type (b) specified in (1)P cannot be ruled out. Based on available data and experience, reasoned assumptions should be used to define a model for that hazard.

6.3.2 Seismic action for inertia movements

(1)P The quantification of the components of the earthquake vibrations shall be in accordance with 2.2.

6.3.3 Modelling of seismic waves

(1)P A model for the seismic waves shall be established, from which soil strains and curvatures affecting the pipeline can be derived.

NOTE Informative Annex B provides methods for the calculation of strains and curvatures in the pipeline for some cases, under certain simplifying assumptions.

(2) Вібрації ґрунту при землетрусах викликаються поєднанням зсувних та поздовжніх хвиль, а також хвиль Лява і Релея. Швидкості хвиль є функцією шляху їх переміщення через матеріал з більш низькою і високою швидкістю. Рухи різних часток, пов'язані з цими типами хвиль призводять до залежності напруги і викривлення у трубопроводі також від кута падіння хвиль. Загальне правило полягає в припущенні, що ділянки, розташовані поблизу епіцентру землетрусу більшою мірою зачіпаються зсувними і поздовжніми хвилями (об'ємними хвилями), тоді як для ділянок, віддалених на більші відстані, хвилі Лява і Релея (поверхневі хвилі) мають тенденцію бути більш значними.

(3)P Вибір хвиль, які повинні братися до уваги, і відповідні швидкості розповсюдження хвиль, повинні базуватися на геофізичних міркуваннях.

6.3.4 Постійні рухи ґрунту

(1)P Схеми розриву ґрунту, пов'язаного з рухами ґрунту, викликаних землетрусом, внаслідок поверхневого сбросоутворення або зсувів, ймовірно, є складними і демонструють істотні зміни у переміщенні, як функцію геологічної будови, типу ґрунту, а також магнітуди і тривалості землетрусу. Повинна бути встановлена можливість прояву таких явищ на даних ділянках і визначено відповідні моделі (див. EN 1998-5).

6.4 Методи розрахунку (проходження волн)

(1)P Припускається використовувати після-пружну деформацію трубопроводів. Повинна бути оцінена деформаційна здатність трубопроводу.

ПРИМІТКА Прийнятний метод розрахунку для підземних трубопроводів на стійкому ґрунті, що базується на приблизних припущеннях характеристик руху ґрунту, представлений в Інформативному Додатку В.

(2) Ground vibrations in earthquakes are caused by a mixture of shear, dilatational, Love and Rayleigh waves. Wave velocities are a function of their travel path through lower and higher velocity material. Different particle motions associated with these wave types make the strain and curvature in the pipeline also depend upon the angle of incidence of the waves. A general rule is to assume that sites located in the proximity of the epicentre of the earthquake are more affected by shear and dilatational waves (body waves), while for sites at a larger distance Love and Rayleigh waves (surface waves) tend to be more significant.

(3)P The selection of the waves to be taken into account and of the corresponding wave propagation velocities shall be based on geophysical considerations.

6.3.4 Permanent soil movements

(1)P The ground rupture patterns associated with earthquake induced ground movements, either due to surface faulting or landslides, are likely to be complex, showing substantial variations in displacements as a function of the geologic setting, soil type and the magnitude and duration of the earthquake. The possibility of such phenomena occurring at given sites shall be established and appropriate models shall be defined (see EN 1998-5).

6.4 Methods of analysis (wave passage)

(1)P It is acceptable to take advantage of the post-elastic deformation of pipelines. The deformation capacity of a pipeline shall be evaluated.

NOTE An acceptable analysis method for buried pipelines on stable soil, based on approximate assumptions of the characteristics of ground motion, is given in Informative Annex B.

6.5 Верифікації

6.5.1 Загальні положення

(1) Трубопроводи, прокладені в стійкому і досить однорідному ґрунті, можуть перевірятися тільки на деформації ґрунту, обумовлені проходженням хвиль.

(2)P Підземні трубопроводи, що перетинають ділянки, на яких можливі порушення або концентровані спотворення ґрунту, такі, як бічне поширення, розрідження, зсуви і рухи по скиданню, повинні проектуватися, щоб витримувати зазначені явища.

6.5.2 Підземні трубопроводи на стійкому ґрунті

(1)P Величини реакції, одержувані з розрахунку, повинні включати максимальні значення осьових деформацій і кривизни та, для незварних вузлів (труби з попередньо напруженого або звичайного залізобетону), обертальні і осьові деформації у вузлах.

(2)P В зварних сталевих трубопроводах комбінація осьових деформацій і кривизни, обумовлених проектним сейсмічним впливом, повинна бути сумісною з доступною пластичністю матеріалу в разі розтягу, і з опором до локальної та глобальної втрати стійкості в разі стиснення:

- допустима деформація розтягування: 3%;

- допустима деформація стиснення: мінімум $\{1\%; 20t/r (\%)\}$;

де t і r - товщина і радіус труби, відповідно.

6.5 Verifications

6.5.1 General

(1) Pipelines buried in stable and sufficiently homogeneous soil may be checked only for the soil deformations due to wave passage.

(2)P Buried pipelines crossing areas where soil failures or concentrated distortions are possible, like lateral spreading, liquefaction, landslides and fault movements, shall be designed to resist these phenomena.

6.5.2 Buried pipelines on stable soil

(1)P The response quantities to be obtained from the analysis shall include the maximum values of axial strain and curvature and, for unwelded joints (reinforced concrete or prestressed pipes) the rotations and the axial deformations at the joints.

(2)P In welded steel pipelines the combination of axial strain and curvature due to the design seismic action shall be compatible with the available ductility of the material in tension and with the local and global buckling resistance in compression:

- allowable tensile strain 3%;

- allowable compressive strain: $\min \{1\%; 20t/r (\%)\}$;

where t and r are the thickness and radius of the pipe respectively.

(3)Р В бетонних трубопроводах при самій несприятливій комбінації осьових деформацій і кривизни, обумовлених проектним сейсмічним впливом, граничні деформації для бетону і сталі не повинні перевищувати визначені в EN 1992-1-1.

(4)Р В бетонних трубопроводах при самій несприятливої комбінації осьових деформацій і кривизни, обумовлених сейсмічним впливом стосовно стану обмеження збитку, деформація розтягування арматурної сталі не повинна перевищувати значень, які можуть привести до залишкової ширині тріщин, несумісною з вимогами герметичності.

(5)Р При самої несприятливої комбінації осьових і обертальних деформацій стики в трубопроводі не повинні ушкоджуватися в такій мірі, яка була б несумісною з встановленими вимогами обмеження збитку.

6.5.3 Підземні трубопроводи при нерівномірних підняттях ґрунту (зварні сталеві труби)

(1)Р Повинно бути підтверджено, що відрізок трубопроводу, деформований внаслідок зсуву ґрунту, який або полягає в зміщенні по скиданню, або викликаний обвалом або бічним розширенням, не перевищує доступну податливість матеріалу по натягненню і не схильний локаль-ному або глобальному вигинання при стисненні. Граничні деформації повинні бути у відповідності до **6.5.2**.

6.6 Проектні заходи при переходах через тектонічні порушення

(1) Рішення про застосування спеціальних проектів переходів через тектонічні порушення для трубопроводів в тих місцях, де вони перетинають зони потенційно активних тектонічних порушень, залежить від вартості, тектонічної активності, наслідків розриву трубопроводу, впливу на навколишнє середовище і можливий вплив інших факторів небезпеки в протязом терміну служби трубопроводу.

(3)P In concrete pipelines, under the most unfavourable combination of axial strain and curvature due to the design seismic action, the limiting strains specified in EN 1992-1-1 for concrete and steel shall not be exceeded.

(4)P In concrete pipelines, under the most unfavourable combination of axial strain and curvature due to the seismic action relevant to the damage limitation state, the tensile strain of the reinforcing steel shall not exceed values that may result in residual crack widths incompatible with the leak-tightness requirements.

(5)P Under the most unfavourable combination of axial and rotational deformations, the joints in the pipeline shall not suffer damage incompatible with the specified damage limitation requirements.

6.5.3 Buried pipelines under differential ground movements (welded steel pipes)

(1)P The segment of the pipeline deformed by the displacement of the ground, either due to fault movement or caused by a landslide or by lateral spreading, shall be verified not to exceed the available ductility of the material in tension and not to buckle locally or globally in compression. The limit strains shall be in accordance with **6.5.2**.

6.6 Design measures for fault crossings

(1) The decision to apply special fault crossing designs for pipelines where they cross potentially active fault zones depends upon cost, fault activity, consequences of rupture, environmental impact and possible exposure to other hazards during the life span of the pipeline.

(2) При проектуванні трубопроводу для переходів через тектонічні порушення, міркування, які приведені в пунктах з (3) по (9), будуть, в цілому, підвищувати здатність трубопроводу витримувати нерівномірний рух вздовж тектонічного порушення.

(3) Там, де це практично виправдано, трубопровід, що перетинає зсувні порушення, слід орієнтувати таким чином, щоб він працював на розтяг.

(4) Кут перетину зворотніх порушень повинен бути якомога менше для зведення до мінімуму деформацій стиснення. Якщо очікуються також суттєві по простяганню зміщення, кут переходу трубопроводу через тектонічні порушення слід вибирати таким чином, щоб сприяти відносному подовженню при розтягуванні трубопроводу.

(5) У зонах тектонічних порушень глибину, на якій прокладено трубопровід, слід звести до мінімуму, щоб зменшити вплив ґрунту на трубопровід під час тектонічного руху.

(6) Збільшення товщини стінок труб буде збільшувати здатність трубопроводу витримувати тектонічні переміщення на даному рівні максимальної деформації розтягування. В межах 50 м з кожної сторони тектонічного порушення слід використовувати труби з відносно товстими стінками.

(7) Зменшення кута тертя на межі розділу між трубопроводом і ґрунтом підвищує спроможності трубопроводу витримувати тектонічні переміщення на даному рівні максимальної деформації. Кут тертя на межі розділу може бути зменшений при використанні твердого гладкого покриття.

(2) In the design of a pipeline for fault crossing, the considerations in (3) to (9) will generally improve the capability of the pipeline to sustain differential movements along the fault.

(3) Where practical, a pipeline crossing a strike-slip fault should be oriented in such a way as to place the pipeline in tension.

(4) The angle of intersection of reverse faults should be as small as possible, to minimize compression strains. If significant strike-slip displacements are also anticipated, the fault crossing angle of the pipeline should be chosen to promote tensile elongation of the line.

(5) In fault zones the depth at which the pipeline is buried should be minimized in order to reduce soil restraint on the pipeline during fault movement.

(6) An increase in pipe wall thickness will increase the pipeline's capacity for fault displacement at a given level of maximum tensile strain. Within 50 m on each side of the fault relatively thick-walled pipe should be used.

(7) Reduction of the angle of interface friction between the pipeline and the soil increases the pipeline's capacity for fault displacement at a given level of maximum strain. The angle of interface friction can be reduced through a hard, smooth coating.

(8) Слід здійснювати постійний контроль засипки навкруги трубопроводу, на відстані 50 м з кожної зі сторін тектонічного порушення. В цілому, вільно або середньо сипучий ґрунт без буличників або валунів буде підходящим матеріалом засипки. Якщо існуючий ґрунт істотно відрізняється від описаного, слід викопати траншеї підвищеного розміру на відстані приблизно 15 м з кожної зі сторін тектонічного порушення.

9) Для зварних сталевих трубопроводів пристосування до тектонічного руху може бути забезпечено за рахунок використання можливостей трубопроводу добре деформуватися в області непружних деформацій при розтягу для того, щоб прийти у відповідність з деформацією ґрунту без розриву. Усюди, де це можливо, слід вибирати таке вирівнювання трубопроводів при переході через тектонічні порушення, щоб трубопровід піддавався розтягу та помірному вигину. Вирівнювання, яке змусило б трубопровід працювати на стиск, слід уникати, наскільки це можливо, оскільки здатність трубопроводу витримувати деформацію стиснення без розриву істотно менше, ніж здатність витримувати деформацію розтягування. Будь-які деформації стиску слід обмежувати до такої величини, яка привела б до зминання або локальної втрати стійкості трубопроводу.

(10) На всіх ділянках порушення цілісності ґрунту трубопроводи слід прокладати прямими секціями, уникаючи різких змін напрямку та глибини закладання. У тій мірі, в якій це можливо, трубопроводи слід прокладати без використання колін, відводів і фланців, виготовлених у польових умовах, які мали б тенденцію до закріплення трубопроводу в ґрунті.

(8) Close control should be exercised over the backfill surrounding the pipeline over a distance of 50 m on each side of the fault. In general, a loose to medium granular soil without cobbles or boulders will be a suitable backfill material. If the existing soil differs substantially from this, oversize trenches should be excavated for a distance of approximately 15 m on each side of the fault.

(9) For welded steel pipelines, fault movement can be accommodated by utilising the ability of the pipeline to deform well into the inelastic range in tension, in order to conform without rupture to the ground distortions. Wherever possible, pipeline alignment at a fault crossing should be selected such that the pipeline will be subjected to tension plus a moderate amount of bending. Alignments which might place the pipeline in compression should be avoided to the extent possible, because the ability of the pipeline to withstand compressive strain without rupture is significantly less than that for tensile strain. Any compressive strains should be limited to that strain which would cause wrinkling or local buckling of the pipeline.

(10) In all areas of potential ground rupture, pipelines should be laid in relatively straight sections, avoiding sharp changes in direction and elevation. To the extent possible, pipelines should be constructed without field bends, elbows and flanges that tend to anchor the pipeline to the ground.

ДОДАТОК А
(довідковий)

**ПРОЦЕДУРИ СЕЙСМІЧНОГО
РОЗРАХУНКУ ДЛЯ РЕЗЕРВУАРІВ**

A.1 Вступ і область застосування

У цьому Додатку представлена інформація про процедури сейсмічного розрахунку для резервуарів, які зазнають горизонтального або вертикального сейсмічного впливу та мають наступні характеристики:

- a) циліндричну форму, з вертикальною віссю та круглим або прямокутним поперечним перерізом;
- b) жорсткий або гнучкий фундамент;
- c) повне або часткове анкерування до фундаменту.

Розширення для надземних резервуарів або циліндричних резервуарів з горизонтальною віссю обговорюються стиснено.

Ретельний аналіз явища динамічної взаємодії між рухом рідини, що міститься в резервуарі, деформацією стінок резервуара і розташованого під фундаментом ґрунту, включаючи можливий підйом, являє собою завдання значної аналітичної складності, що вимагає надзвичайно високих обчислювальних ресурсів та зусиль. Запропоновані деякі розрахункові процедури, які застосовуються до конкретних проектних ситуацій. Так як їх точність залежить від завдання, правильний вибір вимагає від проектувальника певного обсягу спеціалізованих знань. Необхідно звернути увагу на важливість однорідного рівня точності протягом всього процесу проектування: було б нелогічним, наприклад, використовувати точне рішення для визначення гідродинамічних тисків, а потім не використовувати

ANNEX A
(informative)

**SEISMIC ANALYSIS PROCEDURES
FOR TANKS**

A.1 Introduction and scope

This Annex provides information on seismic analysis procedures for tanks subjected to horizontal or vertical seismic action, having the following characteristics:

- a) cylindrical shape, with vertical axis and circular or rectangular cross-section;
- b) rigid or flexible foundation;
- c) full or partial anchorage to the foundation.

Extensions for elevated tanks or cylindrical tanks with horizontal axis are briefly discussed.

A rigorous analysis of the phenomenon of dynamic interaction between the motion of the contained fluid, the deformation of the tank walls and that of the underlying foundation soil, including possible uplift, is a problem of considerable analytical complexity requiring unusually high computational resources and efforts. Several analysis procedures have been proposed, valid for specific design situations. Since their accuracy is problem-dependent, a proper choice requires a certain amount of specialized knowledge from the designer. Attention is called to the importance of a uniform level of accuracy across the design process: it would not be consistent, for example, to use an accurate solution for the determination of the hydrodynamic pressures, and then not to use a correspondingly refined mechanical model of the tank (e.g., a finite element model) for evaluating the stresses due to the pressures.

відповідним чином уточнену механічну модель резервуара (наприклад, кінцевоелементна модель) для оцінки механічних напружень, обумовлених тиском.

A.2 Жорсткі вертикальні круглі резервуари на ґрунті, закріплені до фундаменту

A.2.1 Горизонтальний сейсмічний вплив

A.2.1.1 Загальні положення

Рух рідкого середовища, що міститься в жорсткому циліндрі, може виражатися як сума двох окремих вкладів, названих «жорстким ударним» і «конвективним», відповідно. «Жорстка ударна» складова точно задовольняє граничним умовам для стінок і дна резервуара, однак дає (некоректно, завдяки присутності хвиль у динамічній реакції) нульовий тиск у вихідному положенні вільної поверхні рідини в статичному стані. «Конвективний» вираз не змінює ці граничні умови, які вже задоволені, при правильному виконанні умов рівноваги на вільній поверхні. Використовується з початком координат в центрі дна резервуара циліндрична система координат: r , z , і віссю z , розташованої вертикально. Висота резервуара до первісної вільної поверхні рідини та його радіус позначаються H і R , відповідно, ρ - масова щільність рідини, а $\xi = r/R$ і $\zeta = z/H$ - безрозмірні координати.

A.2.1.2 Жорсткий ударний тиск

Просторово-часова зміна «жорсткого ударного» тиску представлена виразом:

$$p_i(\xi, \zeta, \theta, t) = C_i(\xi, \zeta) \rho H \cos \theta A_z(t) \quad (\text{A.1})$$

A.2 Rigid vertical circular tanks on-ground, fixed to the foundation

A.2.1 Horizontal seismic action

A.2.1.1 General

The motion of the fluid contained in a rigid cylinder may be expressed as the sum of two separate contributions, called „rigid impulsive”, and „convective” respectively. The „rigid impulsive” component satisfies exactly the boundary conditions at the walls and the bottom of the tank, but gives (incorrectly, due to the presence of the waves in the dynamic response) zero pressure at the original position of the free surface of the fluid in the static situation. The «convective» term does not alter those boundary conditions that are already satisfied, while fulfilling the correct equilibrium condition at the free surface. Use is made of a cylindrical coordinate system: r , z , with origin at the centre of the tank bottom and the z axis vertical. The height of the tank to the original of the free surface of the fluid and its radius are denoted by H and R respectively, ρ is the mass density of the fluid, while $\xi = r/R$ and $\zeta = z/H$ are the nondimensional coordinates.

A.2.1.2 Rigid impulsive pressure

The spatial-temporal variation of the «rigid impulsive» pressure is given by the expression:

де:

in which:

$$C_i(\xi, \zeta) = 2 \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{I_1'(v_n/\gamma)v_n^2} \cos(v_n \zeta) I_1\left(\frac{v_n}{\gamma} \xi\right) \quad (\text{A.2})$$

де:

in which:

$$v_n = \frac{2n+1}{2}\pi; \quad \gamma = H/R$$

$I_1(\cdot)$ та $I_1'(\cdot)$ позначають модифіковану функцію Бесселя порядку 1 і її похідну¹⁾.

$I_1(\cdot)$ and $I_1'(\cdot)$ denote the modified Bessel function of order 1 and its derivative¹⁾.

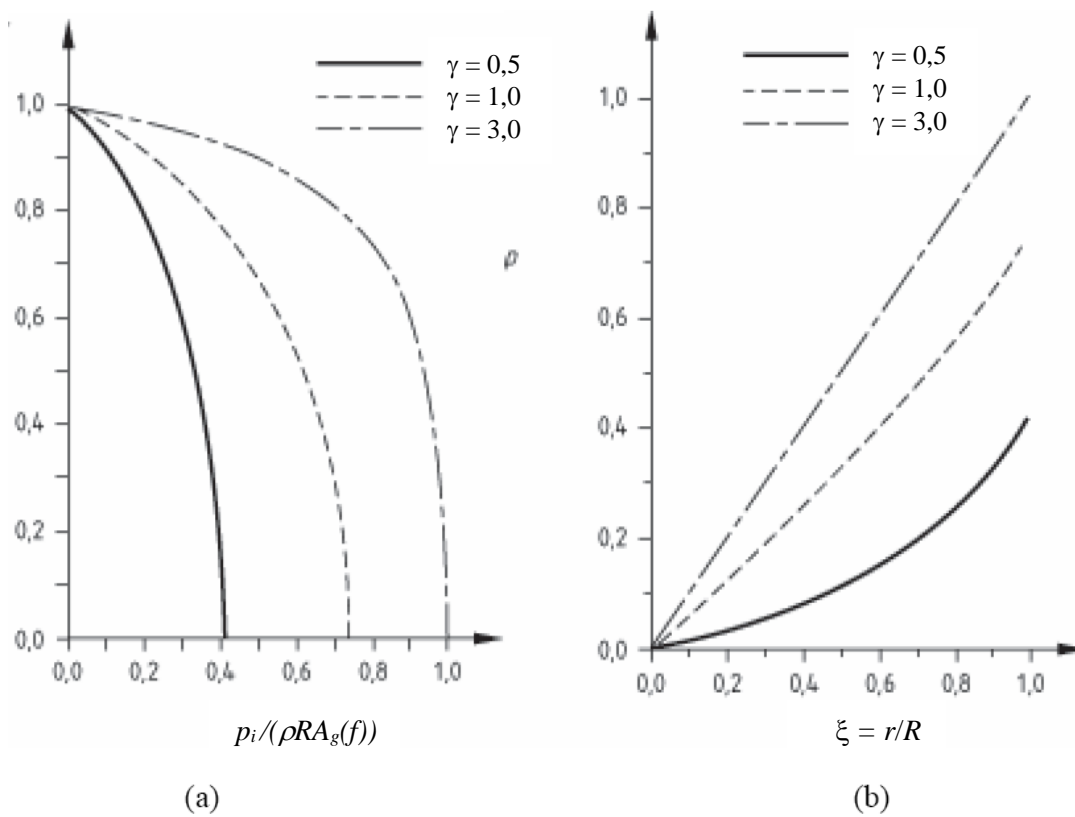


Рисунок А.1 - Зміна ударного тиску (нормоване до $\rho R a_g$) для трьох значень $\gamma = H/R$: а) зміна по висоті; б) радіальна зміна біля дна резервуара.

Figure A.1 - Variation of the impulsive pressure (normalized to $\rho R a_g$) for three values of $\gamma = H/R$: a) variation along the height; b) radial variation on the tank bottom.

¹⁾ Похідна може бути виражена на основі модифікованих функцій Бесселя нульового і першого порядку наступним чином:

¹⁾ The derivative can be expressed in terms of the modified Bessel functions of order 0 and 1 as:

$$I_1(x) = \frac{dI_0(x)}{dx} = I_0(x) - \frac{I_1(x)}{x}$$

Член $A_g(f)$ у виразі (A.1) являє собою змінне в часі прискорення ґрунту у вільному полі (з піковою величиною, позначеною як a_g). Функція C_i представляє розподіл по висоті величини p_i . Вона показана на рисунку A.1a) для $\xi = 1$ (тобто у стінці резервуара) і $\cos\theta = 1$ (тобто в площині горизонтального сейсмічного впливу), нормована до $\rho R a_g$, для трьох значень параметра гнучкості $\gamma = H/R$. На рисунку A.1b) показана радіальна зміна величини p_i на дні резервуара, як функція величини γ . Для великих значень γ розподіл тиску на дні стає лінійним.

$A_g(f)$ in expression (A.1) is the ground acceleration time-history in the free-field (with peak value denoted by a_g). The function C_i gives the distribution along the height of p_i . It is shown in Figure A.1a) for $\xi = 1$ (i.e. at the wall of the tank) and $\cos\theta = 1$ (i.e. in the plane of the horizontal seismic action), normalized to $\rho R a_g$, for three values of the slenderness parameter $\gamma = H/R$. Figure A.1b) shows the radial variation of p_i on the tank bottom as a function of γ . For large values of γ the pressure distribution on the bottom becomes linear.

Результуючі тиски: Горизонтальна результуюча «жорсткого ударного» тиску з виразу (A.1) біля основи стінки, Q_i , дорівнює:

Pressure resultants: The horizontal resultant of the «rigid impulsive» pressure from expression (A.1) at the base of the wall, Q_i , is:

Ударна горизонтальна сила в основі:

Impulsive base shear:

$$Q_i(t) = m_i A_g(t) \tag{A.3}$$

величина m_i , звана *ударною масою*, позначає масу вміщаючої рідини, яка рухається разом зі стінками і визначається з виразу:

m_i , termed *impulsive mass*, denotes the mass of the contained fluid which moves together with the walls and is given by the expression:

$$m_i = m 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)} \tag{A.4}$$

де $m = \rho \pi R^2 H$ - загальна маса вміщаючої рідини.

where $m = \rho \pi R^2 H$ is the total contained mass of the fluid.

Загальний момент по відношенню до осі, що перпендикулярна напрямку руху сейсмічного впливу M'_i , безпосередньо під дном резервуара включає вклади тисків на стінки з виразу (A.1) і тисків на дно резервуару. Загальний момент M'_i безпосередньо над дном резервуара включає в себе тільки вклади тисків на стінках.

The total moment with respect to an axis orthogonal to the direction of the seismic action motion, M'_i , immediately below the tank bottom includes the contributions of the pressures on the walls from expression (A.1) and of those on the tank bottom. The total moment M'_i immediately above the tank bottom includes only the contributions of the pressures on the walls.

Ударний момент основи (безпосередньо під дном резервуара):

Impulsive base moment (immediately below the tank bottom):

$$M'_i(t) = m_i h'_i A_g(t) \tag{A.5a}$$

де

where

$$h'_i = H \frac{\frac{1}{2} + 2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{v_n + 2(-1)^{n+1} I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)}}{2\gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \tag{A.6a}$$

Ударний момент основи (безпосередньо над дном резервуара):

Impulsive base moment (immediately above the tank bottom):

$$M_i(t) = m_i h_i A_g(t) \tag{A.5b}$$

з

with

$$h_i = H \frac{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n I_1(v_n/\gamma)}{v_n^4 I_1'(v_n/\gamma)} (v_n (-1)^n - 1)}{\sum_{n=0}^{\infty} \frac{I_1(v_n/\gamma)}{v_n^3 I_1'(v_n/\gamma)}} \tag{A.6b}$$

На рисунку А.2 показані величини m_i , h'_i і h_i як функції $\gamma = H/R$. Величина m_i підвищується коли γ , асимптотично прагне до повної маси, тоді як обидві величини h_i і h'_i мають тенденцію до стабілізації при значеннях, що відповідають висоті в середній точці. Для низьких широких резервуарів h трохи менше висоти в середній точці, тоді як h'_i істотно більше H внаслідок домінуючого внеску в M'_i тисків на дні.

Figure A.2 shows the quantities m_i , h'_i and h_i as functions of $\gamma = H/R$. m_i increases with γ , tending asymptotically to the total mass, while both h_i and h'_i tend to stabilize to values around midheight. For squat tanks h is a little less than midheight, while h'_i is significantly larger than H due to the predominant contribution to M'_i of the pressures on the bottom.

A.2.1.3 Конвективна складова тиску

A.2.1.3 Convective pressure component

Просторово-часова зміна «конвективної» складової тиску надається виразом:

The spatial-temporal variation of the «convective» pressure component is given by:

$$p_c(\xi, \zeta, \theta, t) = \rho \sum_{n=1}^{\infty} \psi_n \cosh(\lambda_n \gamma \zeta) J_1(\lambda_n \xi) \cos \theta A_{cn}(t) \tag{A.7}$$

де:

where:

$$\psi_n = \frac{2R}{(\lambda_n^2 - 1) J_1(\lambda_n) \cosh(\lambda_n \gamma)} \tag{A.8}$$

J_1 = функція Бесселя першого порядку,

J_1 = Bessel function of the first order,

$$\lambda_1 = 1,841, \lambda_2 = 5.331, \lambda_3 = 8,536;$$

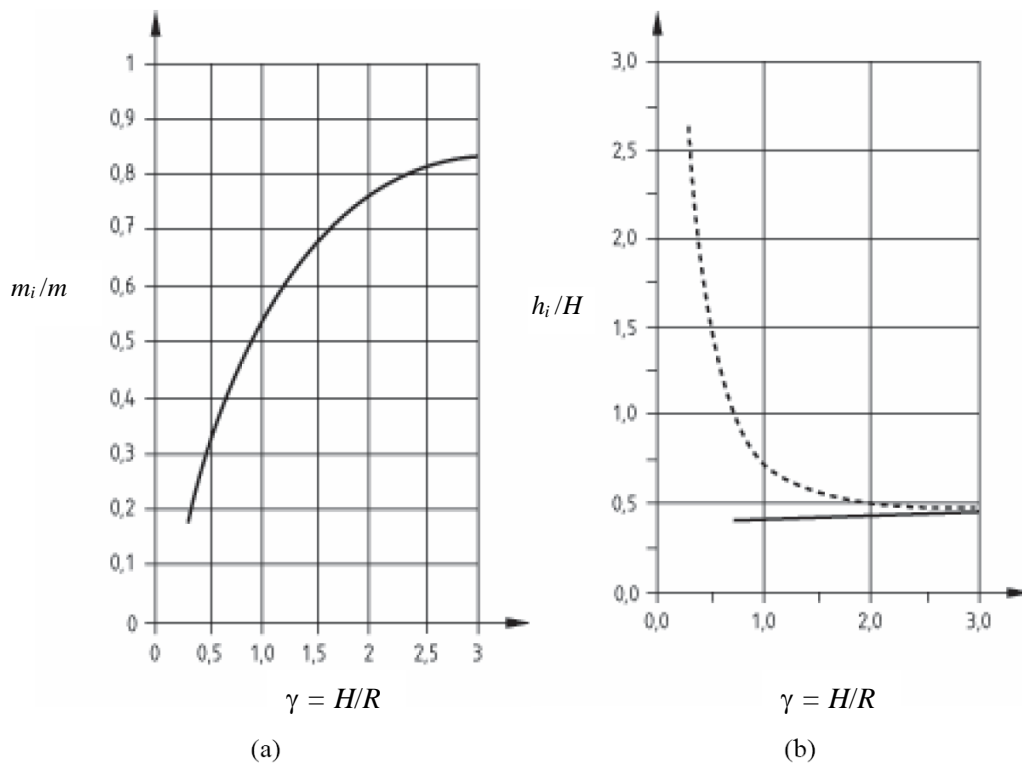


Рисунок А.2 - Відношення m_i/m , h_i/H та h'_i/H як функції гнучкості резервуару (див. також таблицю А.2, стовпці 4, 6 і 8)

Figure A.2 - m_i/m , h_i/H and h'_i/H as functions of the tank slenderness (see also Table A.2, columns 4, 6 and 8)

Позначення до Рисунок А.2 (b):

—————: вище плити основи;

-----: нижче плити основи

$A_{cn}(t)$ = прискорення з урахуванням часу реакції осцилятора з одним ступенем свободи, який має кругову частоту ω_{cn} рівну:

$$\omega_{cn} = \sqrt{g \frac{\lambda_n}{R} \tanh(\lambda_n \gamma)} \tag{A.9}$$

i коефіцієнт демпфування, відповідний розплюскуванню рідини (дивись [1] для процедур розрахунку демпфування).

Для цілей проектування у виразі (А.7) потрібно враховувати тільки перше коливання або розплюскування і частоту коливання рідини ($n=1$).

Key to Figure A.2(b):

—————: above base plate;

-----: below baseplate

$A_{cn}(t)$ = acceleration time-history of the response of a single degree of freedom oscillator having a circular frequency ω_{cn} equal to:

and a damping ratio appropriate for the sloshing of the fluid (see [1] for procedures for the calculation of damping).

Only the first oscillating, or sloshing, mode and frequency of the oscillating liquid ($n = 1$).needs to be considered in expression (A 7) for design purposes.

Вертикальний розподіл тиску від розплескування для перших двох мод показано на Рисунок А.3а), тоді як Рисунок А.3б) представляє значення перших двох частот, як функції H/R . У низьких широких резервуарах тиск від розплескування зберігає відносно високі значення до самого дна, тоді як у високих вузьких резервуарах ефект расплесківання обмежений в безпосередній близькості від поверхні рідини. Частоти розплескування стають майже незалежними від γ для значень γ , що перевищують 1. Для таких значень γ величина ω_{k1} становить приблизно:

$$\omega_{c1} = 4,2 / \sqrt{R} \quad \begin{matrix} (R \text{ в метрах}) \\ (R \text{ in meters}) \end{matrix} \quad (\text{A.10})$$

яка, для звичайних значень R дає період коливання порядку декількох секунд.

which, for the usual values of R yields periods of oscillation of the order of few seconds.

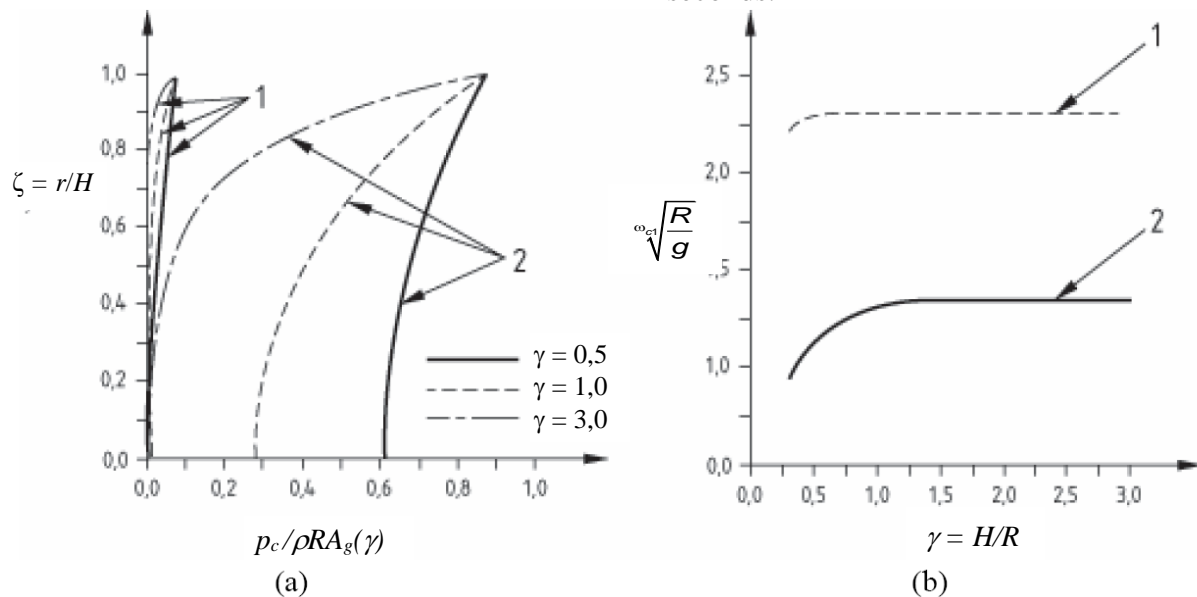


Рисунок А.3 - а) зміна тиску від розплескування по висоті в перших двох модах і б) значення перших двох частот розплескування як функції γ

Figure A.3 - a) Variation of sloshing pressures along the height in the first two modes and b) values of the first two sloshing frequencies as functions of γ

Позначення: 1 — 2-а мода; 2 — 1-а мода

Key: 1 — 2nd mode; 2 — 1st mode

Результуючі тиску:

Pressure resultants:

Конвективний зсув основи:

Convective base shear:

$$Q_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \quad (\text{A.11})$$

де n -а конвективна модальна маса є:

where the n -th modal convective mass is:

$$m_{cn} = m \frac{2 \tanh(\lambda_n \gamma)}{\gamma \lambda_n (\lambda_n^2 - 1)} \quad (\text{A.12})$$

Момент безпосередньо під нижньою плитою резервуара:

Moment immediately below the bottom plate of the tank:

$$M'_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h'_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h'_{cn} \quad (\text{A.13a})$$

де:

where:

$$h'_{cn} = H \left(1 + \frac{2 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14a})$$

Значення m_{c1} та m_{c2} і відповідні значення величин h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} і h'_{c2} показані на Рисунку А.4 як функції γ .

The values m_{c1} and m_{c2} and the corresponding values of h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} і h'_{c2} are shown in Figure A.4 as functions of γ .

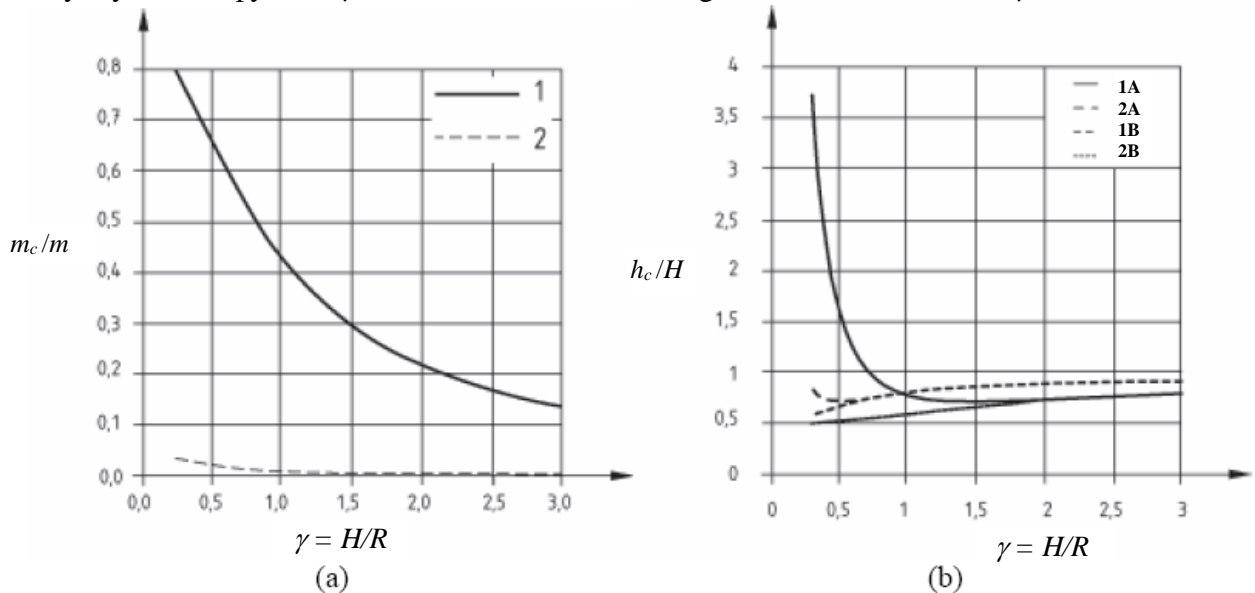


Рисунок А.4 - а) Дві перші модальні маси від розплюскування та б) відповідні висоти h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} и h'_{c2} як функції γ (див. також Таблицю А.2, стовпці 5, 7 и 9)

Figure A.4 - a) First two sloshing modal masses and b) corresponding heights h_{c1} , h_{c2} , h'_{c1} и h'_{c2} as functions of γ (see also Table A.2, columns 5, 7 and 9)

Позначення до Рисунку А.4(а):
1 — 1-а мода; 2 — 2-а мода.

Key to Figure A.4(a):
1 — 1st mode; 2nd — 2 mode.

Позначення до Рисунку А.4(б):
1А: 1-а мода, нижче плити основи;
2А: 2-а мода, нижче плити основи;
1В: 1-а мода, вище за плиту основи;
2В: 2-а мода, вище за плиту основи.

Key to Figure A.4(b):
1A: 1st mode, below base plate;
2A: 2nd mode, below base plate;
1B: 1st mode, above base plate;
2B: 2nd mode, above base plate.

Момент в стінці резервуару безпосередньо над нижньою плитою:

Moment in the tank wall immediately above the bottom plate:

$$M_c(t) = \sum_{n=1}^{\infty} (m_{cn} A_{cn}(t)) h_{cn} = \sum_{n=1}^{\infty} Q_{cn}(t) h_{cn} \quad (\text{A.13b})$$

де h_{cn} є:

where h_{cn} is:

$$h_{cn} = H \left(1 + \frac{1 - \cosh(\lambda_n \gamma)}{\lambda_n \gamma \sinh(\lambda_n \gamma)} \right) \quad (\text{A.14b})$$

Конвективна складова реакції може бути отримана з виразу від осциляторів, які мають маси m_{cn} , закріплені до жорсткого резервуару крізь пружини, які мають жорсткість: $K_n = \omega_r^2 m_{cn}$ (один осцилятор для кожної моди вважається показовим, як правило, тільки перший). Резервуар зазнає дію змінного в часі прискорення ґрунту $A_g(f)$, і мас, що відповідають прискореннями $A_{cn}(t)$. Величина h'_{cn} або h_{cn} є рівнем, де повинен бути застосований осцилятор, для того, щоб дати правильне значення M'_{cn} или M_{cn} , відповідно.

The convective component of the response may be obtained from that of oscillators having masses m_{cn} , attached to the rigid tank through springs having stiffnesses: $K_n = \omega_r^2 m_{cn}$ (one oscillator for each mode considered significant, normally only the first one). The tank is subjected to the ground acceleration time-history $A_g(f)$, and the masses respond with accelerations $A_{cn}(t)$. h'_{cn} or h_{cn} is the level where the oscillator needs to be applied in order to give the correct value of M'_{cn} or M_{cn} , respectively.

А.2.1.4 Висота конвективної хвилі

A.2.1 4 Height of the convective wave

Висота хвилі расплескування представляється, головним чином, першою модою; вираз для висоти піку з краю має вигляд:

The sloshing wave height is provided mainly by the first mode; the expression for the peak height at the edge is:

$$d_{\max} = 0,84RS_e(T_{c1})/g \quad (\text{A.15})$$

де $S_e(\cdot)$ - спектральне прискорення пружної реакції у 1-ої конвективної моди рідини для демпфування величини, що відповідає реакції расплескивания, а g - гравітаційне прискорення.

where $S_e(\cdot)$ is the elastic response spectral acceleration at the 1st convective mode of the fluid for damping a value appropriate for the sloshing response and g - the acceleration of gravity.

A.2.1.5 Ефект інерції стінок

Для сталевих резервуарів інерційні сили на оболонці, обумовлені її власною масою, є малими в порівнянні з гідродинамічними силами, і ними можна знехтувати. Для бетонних резервуарів ними не слід нехтувати. Сили інерції паралельні горизонтальному сейсмічному впливу, включаючи тиск, перпендикулярний поверхні оболонці визначається:

$$p_w = \rho_s s(\zeta) \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.16})$$

де

ρ_s = масова щільність матеріалу стінки

$s(\zeta)$ = товщина стінки

Дію впливу складової цього тиску, яка залежить від зміни товщини стінки по висоті, слід додавати до ударної складової, представленої виразом (A.1).

Загальний зсув основи, обумовлений інерційними силами стінки і даху резервуару, може бути прийнятий рівним загальній масі стінок резервуару і даху, помноженій на прискорення ґрунту. Вклад у перевертаючий момент відносно основи визначається аналогічним чином: він дорівнює масі стіни, помноженій на половину висоти стінки (для постійної товщини стінки), плюс маса даху, помножена на її середню відстань від основи, помножені на прискорення ґрунту.

A.2.1.6 Комбінація дії впливів ударного і конвективного тиску

Зміна в часі загального тиску є сумою наступних двох змін:

- ударною, обумовленою величиною $A_g(t)$ (включаючи інерцію стінок);
- конвективною, обумовленою величиною $A_{c1}(t)$ (не враховуючи компоненти більш високого порядку).

A.2.1.5 Effect of the inertia of the walls

For steel tanks, the inertia forces on the shell due to its own mass are small compared with the hydrodynamic forces and may be neglected. For concrete tanks, they should not be neglected. Inertia forces are parallel to the horizontal seismic action, inducing a pressure normal to the surface of the shell given by:

$$p_w = \rho_s s(\zeta) \cos \theta A_g(t) \quad (\text{A.16})$$

where:

ρ_s = mass density of the wall material

$s(\zeta)$ = wall thickness

The action effects of this pressure component, which follows the variation of wall thickness along the height, should be added to those of the impulsive component given by expression (A.1).

The total shear at the base due to the inertia forces of the tank wall and roof may be taken equal to the total mass of the tank walls and roof, times the acceleration of the ground. The contribution to the base overturning moment in a similar way: it is equal to the wall mass times the wall midheight (for constant wall thickness), plus the roof mass times its mean distance from the base, times the acceleration of the ground.

A.2.1.6 Combination of action effects of impulsive and convective pressures

The time-history of the total pressure is the sum of the following two time-histories:

- the impulsive one being driven by $A_g(t)$ (including the inertia of the walls);
- the convective one driven by $A_{c1}(t)$ (neglecting higher order components).

Таким же чином, як динамічна реакція пов'язана з двома складовими тиску, характеризується різними коефіцієнтами демпфування, вона може бути також пов'язана з різними механізмами гістерезисної дисипації енергії. Ніяка дисипація енергії не може бути пов'язане з конвективною реакцією рідини, тоді як деяка гістерезисна дисипація енергії може супроводжувати реакцією внаслідок ударного тиску і інерцією стінок резервуару, що виникають від самого резервуару та від способу спирання на ґрунт (або анкерування). Якщо дисипація енергії приймається до уваги через зміну пружного спектру за допомогою показника поведінки q , то різні значення q повинні використовуватися для одержання дії впливу двох компонентів: тобто $q = 1,0$ для дії впливу конвективного тиску та $q = 1,5$ (або більш високе значення) для дії впливу ударного тиску та інерції стінок резервуара.

Якщо, як це прийнято в практиці проектування, підхід спектру реакції використовується для розрахунку максимальної динамічної реакції, максимальне значення двох змінних в часі дій сейсмічного впливу, представлених спектром реакції, слід відповідним чином об'єднувати. Внаслідок зазвичай широкого розділення між доміантними частотами руху ґрунту і расплескивання, використання правила «квадратного кореня з суми квадратів» може бути необачним, тому при проектуванні прийнятнішим може бути альтернативне правило верхньої межі для складання абсолютних значень двох максимумів. Кожен з цих двох максимумів будуть отримані для значення q і коефіцієнта демпфування, що вважаються прийнятними для відповідної складової.

In the same way that the dynamic response associated with the two pressure components is characterized by different damping ratios, it may also be associated with different hysteretic energy dissipation mechanisms. No energy dissipation can be associated with the convective response of the liquid, whereas some hysteretic energy dissipation may accompany the response due to the impulsive pressures and the inertia of the tank walls, arising from the tank itself and the way it is supported on (or anchored to) the ground. If energy dissipation is taken into account through modification of the elastic spectrum by the behaviour factor q , a different value of q should be used in the derivation of the action effects of the two components: i.e. $q = 1,0$ for the action effects of the convective pressures and $q = 1,5$ (or a higher value) for the action effects of the impulsive pressures and of the inertia of the tank walls.

If, as it is customary in design practice, the response spectrum approach is used for the calculation of the maximum dynamic response, the maxima of the two time-histories of seismic action effects given by the response spectrum should be suitably combined. Due to the generally wide separation between the dominant frequencies in the ground motion and the sloshing frequency, the “square root of the sum of squares” rule may be unconservative, so that the alternative, upper bound, rule of adding the absolute values of the two maxima may be preferable in design. Each of these two maxima will be derived for the value of q and of the damping ratio considered appropriate for the corresponding component.

Значення моменту і сили зсуву безпосередньо над нижньою плитою резервуару повинні бути використані для розрахунку напруги і результуючих напруг в стінках резервуару і в приєднанні до основи з метою верифікації. Значення моменту безпосередньо під нижньою плитою резервуару повинне бути використане для верифікації його опорної конструкції, анкерів основи або фундаменту.

The value of the moment and shear force immediately above the bottom plate of the tank should be used for the calculation of the stresses and stress resultants in the tank walls and at the connection to the base, for the verifications. The value of the moment immediately below the bottom plate of the tank should be used for the verification of its support structure, base anchors or foundation.

Внаслідок великої тривалості дії конвективної складової реакції рідини, тільки момент під нижньою плитою резервуару, пов'язаний з цією складовою тиску, доречно використати для верифікації статичної рівноваги резервуару (перекидання). Внаслідок їх високої частоти, ударний тиск і інерцію стінок резервуару можна вважати такими, що не сприяють дестабілізуючому моменту при верифікації резервуару проти перекидання.

Due to the long period of the convective component of the response of the liquid, only the moment below the bottom plate of the tank which is due to this component of the pressure is relevant to the static equilibrium verification of the tank (overturning). Due to their high frequency, the impulsive pressures and the inertia of the tank walls may be considered not to contribute to the destabilising moment in the verification of the tank against overturning.

A.2.2 Вертикальна складова сейсмічної дії

A.2.2 Vertical component of the seismic action

Гідродинамічний тиск на стінки жорсткого резервуару, завдяки вертикальному прискоренню ґрунту $A_v(t)$ представляється таким чином:

The hydrodynamic pressure on the walls of a rigid tank due to vertical ground acceleration $A_v(t)$ is given by:

$$p_{vi}(\zeta, t) = \rho H(1 - \zeta)A_v(t) \quad (\text{A.17})$$

Будучи осесиметричним, цей гідродинамічний тиск не створює результуючої сили зсуву або моменту на будь-якому горизонтальному рівні резервуару, або безпосередньо над або під основою.

Being axisymmetric, this hydrodynamic pressure does not produce a shear force or moment resultant at any horizontal level of the tank, or immediately above or below the base.

A.2.3 Комбінація дії горизонтальної і вертикальної складових сейсмічного впливу, включаючи дії інших впливів

Піковий комбінований тиск на стінки резервуару, завдяки горизонтальному і вертикальному сейсмічному впливу, може бути отриманий шляхом застосування правила з пункту 3.2. Комбінований тиск слід додати до гідростатичного тиску на стінку з одного боку резервуару (де стінка прискорюється в рідину) і відняти з іншого боку, як всмоктування. Динамічний тиск поверхневих і ґрунтових вод слід розглядати, як діючих проти будь-якої підземної частини резервуару з того боку резервуару, де сейсмічний тиск розглядається як всмоктування. Тиск ґрунту в цьому випадку повинен бути оцінений на основі коефіцієнта тиску ґрунту в стані спокою.

A.3 Деформуємі вертикальні круглі резервуари на ґрунті, прикріплені до фундаменту

A.3.1 Горизонтальні складові сейсмічного впливу

Як правило, резервуар розглядається як жорсткий (особливо, для сталевих резервуарів). У гнучких резервуарах тиск рідини зазвичай виражається як сума трьох вкладів, званих «жорсткий ударний», «розплескування» і «гнучкий». Третій з них відповідає умові, згідно з якою радіальна швидкість рідини уздовж стінки дорівнює швидкості деформації стінки резервуару, а також умові нульової вертикальної швидкості у дна резервуару і нульового тиску у вільній поверхні рідини. Динамічний зв'язок між розплескуванням і гнучкими складовими дуже слабкий внаслідок великих відмінностей між частотами руху розплескування і деформації стінки, що дозволяє визначати третю складову незалежно від інших. Жорстка ударна складова і складова розплескування з пункту A.2 залишаються, таким чином, незачепленими.

A.2.3 Combination of the effects of the horizontal and the vertical components of the seismic action, including the effects of other actions

The peak combined pressure on the tank walls due to horizontal and vertical seismic action may be obtained by applying the rule in 3.2. The combined pressure should be added to the hydrostatic pressure on the wall at the one side of the tank (where the wall accelerates into the liquid) and subtracted as suction at the opposite. Dynamic earth and ground water pressures should be considered to act against any buried part of the tank on the side of the tank where the seismic pressure is considered as suction. Earth pressures there should be estimated on the basis of the coefficient of earth pressure at rest.

A3 Deformable vertical circular tanks on-ground, fixed to the foundation

A.3.1 Horizontal components of the seismic action

It is normally unconservative to consider the tank as rigid (especially for steel tanks). In flexible tanks the fluid pressure is usually expressed as the sum of three contributions, referred to as: «rigid impulsive», «sloshing» and «flexible». The third satisfies the condition that the radial velocity of the fluid along the wall equals the deformation velocity of the tank wall, as well as the conditions of zero vertical velocity at the tank bottom and zero pressure at the free surface of the fluid. The dynamic coupling between the sloshing and the flexible components is very weak, due to the large differences between the frequencies of the sloshing motion and of the deformation of the wall, which allows determining the third component independently of the others. The rigid impulsive and the sloshing components in A.2 remain therefore unaffected.

Гнучкий розподіл тиску залежить від мод вібрації системи резервуар-рідина, серед яких інтерес представляє тільки мода з однією кільцевою хвилею наступного типу:

$$\phi(\zeta, \theta) = f(\zeta)\cos\theta \quad (\text{A.18})$$

У наступному термін “фундаментальна” або перша частота, або перша мода не відноситься до реальних фундаментальних мод повного резервуару, а тільки до мод типу виразу (A.18).

Радіальний розподіл гнучкого ударного тиску на дні резервуару є кількісно таким же самим, як і для жорсткого ударного тиску. Виходячи з допущення, що моди відомі, гнучкий розподіл тиску на стінки має наступну форму:

$$p_f(\zeta, \theta, t) = \rho H \psi \cos\theta \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) A_{fn}(t) \quad (\text{A.19})$$

де:

where:

$$\psi = \frac{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s s(\zeta)}{\rho H} + \sum_{n=0}^{\infty} b'_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta}{\int_0^1 f(\zeta) \left[\frac{\rho_s s(\zeta)}{\rho H} f(\zeta) + \sum_{n=0}^{\infty} d_n \cos(v_n \zeta) \right] d\zeta} \quad (\text{A.20})$$

$$b'_n = 2 \frac{(-1)^n I_1(v_n / \gamma)}{v_n^2 I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.21})$$

$$d_n = 2 \frac{\int_0^1 f(\zeta) \cos(v_n \zeta) d\zeta I_1(v_n / \gamma)}{v_n I_1'(v_n / \gamma)} \quad (\text{A.22})$$

ρ_s — масова щільність оболонки, $s(\zeta)$ — її товщина і $A_{fn}(t)$ — реакція прискорення (по відношенню до її основи) простого осцилятора, що має період і коефіцієнт демпфування моди n . Фундаментальної моди ($n=1$) зазвичай достатньо, так що у виразах (A.19), (A.21), (A.22) індекс моди, n , і підсумовування по усіх модальних вкладках опускаються.

The flexible pressure distribution depends on the modes of vibration of the tank-fluid system, among which only those with one circumferential wave, of the following type, are of interest:

In the following, the term fundamental or first frequency, or first mode, is not related to the real fundamental modes of the full tank, but only to eigenmodes of the type of expression (A.18).

The radial distribution of the flexible impulsive pressure on the tank bottom is qualitatively the same as for the rigid impulsive pressure. Assuming the modes as known, the flexible pressure distribution on the walls has the form:

ρ_s is the mass density of the shell, $s(\zeta)$ is its thickness and $A_{fn}(t)$ is the response acceleration (relative to its base) of a simple oscillator having the period and damping ratio of mode n . The fundamental mode ($n=1$) is normally sufficient, so that in expressions (A.19), (A.21), (A.22), the mode index, n , and the summation over all modal contributions are dropped.

У більшості випадків гнучких резервуарів, тиск $p_f(\cdot)$ у виразі (A.19) забезпечує домінуючий вклад у загальний тиск завдяки тому факту, що, у той час, як жорсткий ударний вплив - вираз (A.1) - змінюється з прискоренням ґрунту $A_g(t)$, гнучкий вплив - вираз (A.19) - змінюється з прискоренням реакції $A_{fn}(t)$, яка для звичайного діапазону періодів системи "резервуар-рідина" істотно збільшене по відношенню до $A_g(t)$.

Для визначення форми першої моди резервуару, передбачаються наступні ітераційні процедури в [2], [3]. Пробна форма вибирається для $f(\zeta)$ у виразах (A.18)-(A.22) (форма пропорційна ζ , зазвичай є хорошим наближенням, особливо для вузьких тонких резервуарів). Позначивши з $f^i(\zeta)$, форма, яка використовується в i -й ітерації, "ефективна" масова щільність оболонки оцінюється як:

$$\rho^i(\zeta) = \frac{p_f^i(\zeta)}{2gs(\zeta)f^i(\zeta)} + \rho_s \quad (\text{A.23})$$

де $p_f^i(\zeta)$ - значення тиску, що оцінюється з виразу (A.19) на i -му кроці.

Ефективна масова щільність з виразу (A.23) може потім використовуватися в конструктивному аналізі резервуару для оцінки форми моди в $(i + 1)$ -й ітерації і далі до досягнення сходження.

Фундаментальна кругова частота системи "резервуар-рідина" може оцінюватися за допомогою наступного приблизного виразу, виведеного з [4] для сталевих резервуарів:

$$\omega_f = 2\pi \frac{\sqrt{Es(\zeta)/\rho H}}{R(0,157\gamma^2 + \gamma + 1,49)} \quad \begin{matrix} (\text{для } \zeta=1/3) \\ (\text{for } \zeta=1/3) \end{matrix} \quad (\text{A.24})$$

де E модуль пружності матеріалу стінки резервуару.

In most cases of flexible tanks, the pressure $p_f(\cdot)$ in expression (A.19) provides the predominant contribution to the total pressure, due to the fact that, while the rigid impulsive term - expression (A.1) - varies with the ground acceleration $A_g(t)$, the flexible term -expression (A.19) - varies with the response acceleration $A_{fn}(t)$, which, for the usual range of periods of the tank-fluid systems, is considerably amplified with respect to $A_g(t)$.

For the determination of the first mode shape of the tank, the following iterative procedure is suggested in [2], [3]. A trial shape is selected for $f(\zeta)$ in expressions (A.18)-(A.22) (a shape proportional to ζ is usually a good approximation, especially for slender tanks). Denoting with $f^i(\zeta)$ the shape used in the i -th iteration, an 'effective' mass density of the shell is evaluated as:

where $p_f^i(\zeta)$ is the value of the pressure evaluated from expression (A.19) at the i -th step.

The effective mass density from expression (A.23) may then be used in a structural analysis of the tank to evaluate the mode shape in the $(i + 1)$ -iteration, and so forth until convergence.

The fundamental circular frequency of the tank-fluid system may be evaluated by means of the following approximate expression, derived in [4] for steel tanks:

where E is the elastic modulus of the material of the tank wall.

Зсув в основі дорівнює:

The base shear is:

$$Q_f(t) = m_f A_f(t) \quad (\text{A.25})$$

де:

where:

$$m_f = m \psi \gamma \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{v_n} d_n \quad (\text{A.26})$$

Момент безпосередньо над дном резервуару може розраховуватися таким чином:

The moment immediately above the tank bottom may be calculated as:

$$M_f(t) = m_f h_f A_f(t) \quad (\text{A.27})$$

де:

where:

$$h_f = H \frac{\left[\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n v_n - 2}{v_n^2} + \sum_{n=0}^{\infty} \frac{d_n I_1'(v_n / \gamma)}{v_n} \right]}{\gamma \sum_{n=0}^{\infty} d_n \frac{(-1)^n}{v_n}} \quad (\text{A.28})$$

А.3.2 Комбінація умов тиску, завдяки горизонтальній складовій сейсмічного впливу

A.3.2 Combination of the pressure terms due to horizontal components of the seismic action

А.3.2.1 Загальні процедури

A.3.2.1 General procedures

Загальний тиск з урахуванням часу в гнучких резервуарах є сумою жорсткого ударного тиску з урахуванням часу (вираз (А.1)), конвективного тиску (вираз (А.7)), і гнучкого тиску (вираз (А.19)), кожен з яких по-різному розподіляється по висоті і має різні зміни з часом. Зсув основи з урахуванням часу, який викликаний цими тисками (вирази (А.3), (А.11) і (А.25)) має наступний вигляд :

The time-history of the total pressure is in flexible tanks is the sum of the time-histories of the rigid impulsive pressure (expression (A.1)), of the convective one (expression (A.7)), and of the flexible pressure (expression (A.19)), each of them differently distributed along the height and having a different variation with time. The time-history of the base shear produced by these pressures (expressions (A.3), (A.11) and (A.25)) is:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_f(t) \quad (\text{A.29})$$

де $A_{cn}(t)$ - загальне або абсолютне прискорення реакції простого осцилятора з круговою частотою ω_{cn} (вираз (A.9)) і коефіцієнт демпфування, відповідний реакції розплескування, відносяться до базового прискорення $A_g(t)$, тоді як $A_f(t)$ - прискорення реакції (що відноситься до основи) простого осцилятора кругової частоти ω_f (вираз (A.24)) і демпфування, характерне для системи "резервуар - рідина", також відносяться до $A_g(t)$.

Якщо індивідуальні максимуми умов у виразі (A.29) відомі, наприклад, зі спектру реакції абсолютних і відносних прискорень, відповідні тиски на резервуар, потрібні для детального аналізу напруги, можуть бути отримані шляхом поширення результуючої кожного з трьох членів у виразі (A.29) по стінках і дну резервуару відповідно до застосовного розподілу тисків. Для прискорення процесу проектування, маси m_i , m_{cn} і m_f , остання з яких ґрунтується на передбачуваній формі першої моди, розраховані як функції відношення γ і доступні в табличній формі або у вигляді графіків (див., наприклад, Рисунки A.2(a), A.4(a), стовпці 4 і 5 в Таблиці A.2 і [4]). Використання виразу (A.29) у поєднанні зі спектрами реакції ставить, однак, питання про комбінацію максимумів. Окрім необхідності виведення відносного спектру реакції прискорення для $A_f(t)$, не існує точного способу комбінування піку функції $A_g(f)$ з піком функції $A_f(t)$. Насправді, оскільки вхідна величина і її реакція не можуть передбачатися незалежними в діапазоні відносно високих частот, правило "квадратного кореня з суми квадратів" не є досить точним. З іншого боку, складання індивідуальних максимумів могло б привести до надмірно обережних оцінок.

За наявності вказаних утруднень були запропоновані різні приблизні підходи, ґрунтовані на вищезгаданій теорії. Три з них, детально представлені в [4], [5], приписуються Велетосу і Янгу, Харуну і Хуснеру або Шарфу [4].

where $A_{cn}(t)$ is the total or absolute response acceleration of a simple oscillator with circular frequency ω_{cn} (expression (A.9)) and damping ratio appropriate for the sloshing response subjected to a base acceleration $A_g(t)$ while $A_f(t)$ is the response acceleration (relative to the base) of a simple oscillator of circular frequency ω_f (expression (A.24)) and damping appropriate for the tank-fluid system, also subjected to $A_g(t)$.

If the individual maxima of the terms in expression (A.29) are known, e.g. from a response spectrum of absolute and relative accelerations, the corresponding pressures on the tank needed for a detailed stress analysis may be obtained by spreading the resultant of each of the three terms in expression (A.29) over the tank walls and floor according to the relevant distribution of pressures. To expedite the design process, the masses m_i , m_{cn} and m_f , the latter based on assumed first mode shapes, have been calculated as functions of the ratio γ and are available in tabular form or in diagrams (see, for example, Figures A.2(a), A.4(a), columns 4 and 5 in Table A.2 and [4]). Use of expression (A.29) in combination with response spectra, however, poses the question of the combination of the maxima. Apart from the need to derive a relative acceleration response spectrum for $A_f(t)$, there is no accurate way of combining the peak of $A_g(f)$ with that $A_f(t)$. As a matter of fact, since the input and its response cannot be assumed as independent in the range of relatively high frequencies under consideration, the 'square root of the sum of squares' rule is not sufficiently accurate. On the other hand, addition of the individual maxima could lead to overconservative estimates.

Given these difficulties, various approximate approaches based on the theory above have been proposed. Three of these, presented in detail in [4], [5], are due to Veletsos and Yang, Haroun and Housner, or Scharf [4].

Підхід Велетсоса і Янга полягає в заміні виразу (A.29) наступним виразом:

The Veletsos and Yang approach consists in replacing expression (A.29) with the following:

$$Q(t) = m_i A_{fa}(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) \tag{A.30}$$

тобто, виходячи з допущення, що повна ударна маса реагує з посиленням абсолютним прискоренням у відповідь системи гнучкого резервуару ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) з циклічною частотою ω_f (вираз (A.24)) і демпфуванням, що відповідає системі "резервуар - рідина". Максимум $A_{fa}(t)$ виходить безпосередньо з відповідного спектру реакції. Повна сила зсуву в основі може бути приблизно оцінена виразом:

i.e., in assuming the entire impulsive mass to respond with the amplified absolute response acceleration of the flexible tank system ($A_{fa}(t) = A_f(t) + A_g(t)$) with circular frequency ω_f (expression (A.24)) and damping appropriate for the tank-fluid system. The maximum of $A_{fa}(t)$ is obtained directly from the appropriate response spectrum. The total base shear may be evaluated approximately by the expression:

$$Q_w(t) = (\varepsilon_0 m) A_{fa}(t) \tag{A.31}$$

де $(\varepsilon_0 m)$ — ефективна маса стінки резервуару, що бере участь в першій моді, де m — загальна маса системи "резервуар - рідина", а коефіцієнт ε_0 може бути визначений з Таблиці A.1.

where $(\varepsilon_0 m)$ is the effective participating mass of the tank wall in the first mode, where m is the total mass of the tank-fluid system and the factor ε_0 may be determined from Table A.1

Таблиця А.1 - Ефективна маса стінки резервуару, що бере участь в першій моді, як доля цілого, в процедурі Велетсоса і Янга

Table A.1 — Effective participating mass of tank wall in first mode as fraction of the total, in the Veletsos and Yang procedure

H/R	0,5	1,0	3,0
ε_0	0,5	0,7	0,9

Процедура Велетсоса і Янга надає оцінку верхньої межі, прийнятну для відношення H/R , що не набагато перевищує 1. Вище цього значення були запропоновані поправки для зниження консервативності. З точки зору консервативного характеру методу, дією інерції резервуару зазвичай буває можна нехтувати.

У підході Харуна і Хуснера вираз (A.29) записується у формі, прийнятній для використання спектру реакції, а саме:

$$Q(t) = (m_i - m_f) A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.32})$$

Маси m_i і m_f представляються на графіках як функції H/R і s/R , разом з висотами, у яких ці маси повинні бути розташовані для отримання правильного значення моменту основи [5]. Дії інерції стінки резервуару включаються в значення мас та їх висот.

Правило “квадратного кореня з суми квадратів” використовується для комбінування максимальних значень трьох складових у виразі (A.32).

Нарешті, ґрунтуючись на тому факті, що абсолютне і відносне прискорення реакції не відрізняються помітним чином у відповідному діапазоні частот, в підході Шарфа [4] вираз (A.29) записується таким чином:

$$Q(t) = m_i A_g(t) + \sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} A_{cn}(t) + m_f A_{fa}(t) \quad (\text{A.33})$$

Правило “квадратного кореня з суми квадратів” використовується для комбінування максимальних значень трьох складових у виразі (A.34).

$$Q = \sqrt{(m_i a_g)^2 + (m_f a_{fa})^2 + \left(\sum_{n=1}^{\infty} m_{cn} a_{cn}\right)^2} \quad (\text{A.34})$$

The Veletsos and Yang procedure provides an upper bound estimate, acceptable for H/R ratios not much larger than 1. Above this value, corrections to reduce the conservativeness have been suggested. In view of the conservative nature of the method, the effects of tank inertia may generally be neglected.

In the Haroun and Housner approach expression (A.29) is written in a form suitable for the use of the response spectrum, as:

The masses m_i and m_f are given in graphs as functions of H/R and s/R together with the heights at which these masses should be located to yield the correct value of the base moment [5]. The effects of the inertia of the tank wall are incorporated in the values of the masses and of their heights.

The “square root of the sum of squares” rule is used to combine the maximum values of the three components in expression (A.32).

Finally, based on the fact that absolute and relative response accelerations do not differ appreciably in the relevant frequency range, in the Scharf [4] approach expression (A.29) is written as:

The ‘square root of the sum of squares’ rule is used to combine the maximum values of the three components in expression (A.34).

Ще більш спрощений підхід був запропонований в [6] по лініях, аналогічних тим, які були використані Велетсом і Янгом, як це показано нижче.

An even more simplified approach has been proposed in [6] along lines similar to those of Veletsos and Yang, as summarized below.

A.2.1.4 застосовується також по відношенню до різних механізмів гістерезисного розсіяння енергії (і відповідного значення показника поведінки q), що характеризують різні складові тиску.

A.2.1.4 applies here as well, regarding the different hysteretic energy dissipation mechanisms (and associated behaviour factor values q) characterising the different pressure components

A.3.2.2 Спрощена процедура для циліндричних резервуарів з фіксованою основою [6]

A.3.2.2 Simplified procedure for fixed base cylindrical tanks [6]

A.3.2.2.1 Модель

A.3.2.2.1 Model

Система "резервуар - рідина" моделюється двома системами з одним ступенем свободи, одна з яких відповідає ударній складовій, яка переміщається разом з гнучкою стінкою, та інша, що відповідає конвективній складовій. Ударна і конвективна реакції об'єднуються шляхом узяття їх числової суми.

The tank-liquid system is modeled by two single-degree-of-freedom systems, one corresponding to the impulsive component, moving together with the flexible wall, and the other corresponding to the convective component. The impulsive and convective responses are combined by taking their numerical-sum.

Періоди власних коливань ударної і конвективної реакцій, в секундах, приймаються таким чином:

The natural periods of the impulsive and the convective responses, in seconds, are taken as:

$$T_{\text{imp}} = C_i \frac{\sqrt{\rho} H}{\sqrt{s/R} \sqrt{E}} \quad (\text{A.35})$$

$$T_{\text{con}} = C_c \sqrt{R} \quad (\text{A.36})$$

де:

where:

H = висота до вільної поверхні рідини;

H = height to the free surface of the liquid;

R = радіус резервуару;

R = tank's radius;

s = еквівалентна однорідна товщина стінки резервуару (середньозважена по висоті увлажненної стінки резервуару, вага може бути прийнята пропорційним напрузі у стінці резервуару, яка є максимальною біля основи резервуару);

s = equivalent uniform thickness of the tank wall (weighted average over the wetted height of the tank wall, the weight may be taken proportional to the strain in the wall of the tank, which is maximum at the base of the tank);

ρ = масова щільність рідини;

ρ = mass density of liquid; and

E = Модуль пружності матеріалу резервуару.

E = Modulus of elasticity of tank material.

Таблиця А.2 — Коефіцієнти C_i і C_c для періодів власних коливань, маси m_i і m_c і висоти h і h_c від точки основи прикладення результуючої тиску на стінку, для імпульсної і конвективної складової

Table A.2 — Coefficients C_i and C_c for the natural periods, masses m_i and m_c and heights h and h_c from the base of the point of application of the wall pressure resultant, for the impulsive and convective components

H/R	C_i	C_c , (с/м ^{1/2})	m_i/m	m_c/m	h_i/H	h_c/H	h'_i/H	h'_c/H
0,3	9,28	2,09	0,176	0,824	0,400	0,521	2,640	3,414
0,5	7,74	1,74	0,300	0,700	0,400	0,543	1,460	1,517
0,7	6,97	1,60	0,414	0,586	0,401	0,571	1,009	1,011
1,0	6,36	1,52	0,548	0,452	0,419	0,616	0,721	0,785
1,5	6,06	1,48	0,686	0,314	0,439	0,690	0,555	0,734
2,0	6,21	1,48	0,763	0,237	0,448	0,751	0,500	0,764
2,5	6,56	1,48	0,810	0,190	0,452	0,794	0,480	0,796
3,0	7,03	1,48	0,842	0,158	0,453	0,825	0,472	0,825

Коефіцієнти C_i і C_c виходять з Таблиці А.2. Коефіцієнт C_i є безрозмірним, тоді як, якщо R виражається в метрах, то C_c виражається в с/м^{1/2}.

The coefficients C_i and C_c are obtained from Table A.2. Coefficient C_i is dimensionless, while if R is in meters C_c is expressed in s/m^{1/2}.

Ударна і конвективна маси m_i і m_c представлені в таблиці А.2 як долі загальної маси рідини m разом з висотами від основи точки прикладення результуючої ударного і конвекційного гідродинамічного тиску на стінки, h і h_c .

The impulsive and convective masses m_i and m_c are given in Table A.2 as fractions of the total liquid mass m , along with the heights from the base of the point of application of the resultant of the impulsive and convective hydrodynamic wall pressure, h and h_c .

A.3.2.2.2 Сейсмічна реакція

Загальний зсув в основі дорівнює

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (A.37)$$

де:

m_w = маса стінки резервуару;

m_r = маса даху резервуару;

$S_e(T_{imp})$ = ударне спектральне прискорення, отримане із спектру пружної реакції для значення демпфування, що узгоджується з граничним станом, розглянутим відповідно до 2.3.3.1;

$S_e(T_{con})$ = конвективне спектральне прискорення, з демпфуванням спектру пружної реакції 0,5 %.

Перевертаючий момент безпосередньо над плитою основи є

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

h_w і h_r - висоти центрів тяжіння стінки і даху резервуару, відповідно. Перевертаючий момент безпосередньо під плитою основи дається виразом

$$M' = (m_i h'_i + m_w h'_w + m_r h'_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

Вертикальне переміщення поверхні рідини, завдяки розплескуванню, представляється виразом (A.15).

A.3.3 Вертикальна складова сейсмічного впливу

На додаток до тиску $p_{vf}(\zeta, t)$, представленому виразом (A.17), завдяки жорсткому руху резервуару у вертикальному напрямі з прискоренням $A_v(t)$, є внесок у тиск, $P_{vf}(\zeta, t)$, завдяки деформованості (радіальному “диханню”) оболонки [7]. Ця додаткова умова може бути розрахована як

A.3.2.2.2 Seismic response

The total base shear is

$$Q = (m_i + m_w + m_r) S_e(T_{imp}) + m_c S_e(T_{con}) \quad (A.37)$$

where:

m_w = mass of the tank wall;

m_r = mass of tank roof;

$S_e(T_{imp})$ = impulsive spectral acceleration, obtained from an elastic response spectrum for a value of damping consistent with the limit state considered according to 2.3.3.1;

$S_e(T_{con})$ = convective spectral acceleration, from a 0,5 %-damped elastic response spectrum.

The overturning moment immediately above the base plate is

$$M = (m_i h_i + m_w h_w + m_r h_r) S_e(T_{imp}) + m_c h_c S_e(T_{con}) \quad (A.38)$$

h_w and h_r are heights of the centres of gravity of the tank wall and roof, respectively. The overturning moment immediately below the base plate is given by

$$M' = (m_i h'_i + m_w h'_w + m_r h'_r) S_e(T_{imp}) + m_c h'_c S_e(T_{con}) \quad (A.39)$$

The vertical displacement of liquid surface due to sloshing is given by expression (A. 15).

A.3.3 Vertical component of the seismic action

In addition to the pressure $p_{vf}(\zeta, t)$, given by expression (A.17), due to the tank moving rigidly in the vertical direction with acceleration $A_v(t)$, there is a contribution to the pressure, $P_{vf}(\zeta, t)$, due to the deformability (radial ‘breathing’) of the shell [7]. This additional term may be calculated as:

$$p_{vf}(\zeta, t) = 0,815 f(\gamma) \rho H \cos\left(\frac{\pi}{2} \zeta\right) A_{vf}(t) \quad (\text{A.40})$$

де:

where:

$$f(\gamma) = 1,078 \quad \text{для } 0,8 \leq \gamma < 4 \\ + \quad \text{for } 0,8 \leq \gamma < 4 \\ 0,274 \ln \gamma \quad (\text{A.41a})$$

$$f(\gamma) = 1,0 \quad \text{для } \gamma < 0,8 \\ \text{for } \gamma < 0,8 \quad (\text{A.41b})$$

$A_{vf}(f)$ — реакція на прискорення простого осцилятора, що має частоту, рівну фундаментальній частоті осесиметричної вібрації резервуару з рідиною.

$A_{vf}(f)$ is the acceleration response of a simple oscillator having a frequency equal to the fundamental frequency of the axisymmetric vibration of the tank with the fluid.

Фундаментальна частота може бути оцінена з виразу:

The fundamental frequency may be estimated from the expression:

$$f_{vd} = \frac{1}{4R} \left[\frac{2EI_1(\gamma_1) s(\zeta)}{\pi \rho H (1 - \nu^2) I_0(\gamma_1)} \right]^{1/2} \quad \begin{matrix} (\text{для } \zeta = 1/3) \\ (\text{for } \zeta = 1/3) \end{matrix} \quad (\text{A.42})$$

де:

where:

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma);$$

$$\gamma_1 = \pi/(2\gamma);$$

$I_0(\cdot)$ та $I_1(\cdot)$ означають модифіковану функцію Бесселя близько 0 і 1, відповідно;

$I_0(\cdot)$ and $I_1(\cdot)$ denote the modified Bessel function of order 0 and 1, respectively;

E и ν - модуль Юнга і коефіцієнт Пуассона матеріалу резервуару, відповідно.

E and ν are Young's modulus and Poisson ratio of the tank material, respectively.

Максимальне значення $p_{vf}(f)$ отримані від вертикального прискорення спектру реакції для відповідних значень періоду і демпфування. Якщо гнучкість ґрунту не приймається до уваги (див. А.7), відповідними значеннями демпфування є значення матеріалу оболонки. Значення показника поведінки, q , прийняте для реакції, завдяки ударній складовій тиску і інерції стінок резервуару, може використовуватися для реакції на вертикальну складову сейсмічного впливу. Максимальне значення тиску, обумовлене комбінованою дією $p_{vf}(\cdot)$ і $p_{vf}(\cdot)$, може бути отримано шляхом застосування правила “квадратного кореня з суми квадратів” до індивідуальних максимумів.

The maximum value of $p_{vf}(f)$ obtained from the vertical acceleration response spectrum for the appropriate values of period and damping. If soil flexibility is neglected (see A.7) the applicable damping values are those of the material of the shell. The behaviour factor value, q , adopted for the response due to the impulsive component of the pressure and the tank wall inertia may be used for the response to the vertical component of the seismic action. The maximum value of the pressure due to the combined effect $p_{vf}(\cdot)$ and $p_{vf}(\cdot)$, be obtained by applying the ‘square root of the sum of squares’ rule to the individual maxima.

A.3.4 Комбінація дії горизонтальної і вертикальної складових сейсмічного впливу, включаючи дії інших впливів

A.3.4 Combination of the effects of the horizontal and vertical components of the seismic action, including the effects of other actions

Тиск на стінки резервуару слід визначати у відповідності с **A.2.3**.

The pressure on the tank walls should be determined in accordance with **A.2.3**.

A.4 Прямокутні резервуари

A.4 Rectangular tanks

A.4.1 Жорсткі прямокутні резервуари на ґрунті, прикріплені до фундаменту

A.4.1 Rigid rectangular tanks on-ground, fixed to the foundation

Для резервуарів зі стінками, які передбачаються як жорсткі, повний тиск знову-таки дається сумою ударного і конвективного внеску:

For tanks with walls assumed as rigid, the total pressure is again given by the sum of an impulsive and a convective contribution:

$$p(z, t) = p_i(z, t) + p_c(z, t) \tag{A.43}$$

Ударна складова впливає з виразу:

The impulsive component follows the expression:

$$p_i(z, t) = q_0(z)\rho L A_g(t) \tag{A.44}$$

де:

where:

L - напівширина резервуара в напрямку сейсмічного впливу;

L is the half-width of the tank in the direction of the seismic action;

$q_0(z)$ - функція, що дає варіацію $p_i(\cdot)$ по висоті, як зображено на Рисунку А.5 ($p_i(\cdot)$ є постійною в напрямку, ортогональному сейсмічному впливу). Тенденція і числові значення $q_0(z)$ є дуже близькі до відповідних значень циліндричного резервуара з радіусом $R = L$ (див. Рисунок А.6).

$q_0(z)$ is a function giving the variation of $p_i(\cdot)$ along the height as plotted in Figure A.5 ($p_i(\cdot)$ is constant in the direction orthogonal to the seismic action). The trend and the numerical values of $q_0(z)$ are very close to those of a cylindrical tank with radius $R = L$ (see Figure A.6).

Конвективна складова тиску визначається підсумовуванням модальних термінів (мод расплесківання). Як і для циліндричних резервуарів, домінуючим внеском є внесок фундаментальної моди:

The convective pressure component is given by a summation of modal terms (sloshing modes). As for cylindrical tanks, the dominant contribution is that of the fundamental mode:

$$P_{c1}(z,t)=q_{c1}(z)\rho L A_1(t) \tag{A.45}$$

де

where

$q_{c1}(z)$ - функція, показана на Рисунку А.7 разом з 2-ю вкладеною модою $q_{c2}(z)$ і

$q_{c1}(z)$ is a function shown in Figure A.7 together with the 2nd mode contribution $q_{c2}(z)$ and

$A_1(t)$ - функція реакції прискорення простого осцилятора з частотою першої моди і відповідним значенням демпфування, при впливі на вхідне прискорення $A_g(t)$.

Період коливань першої моди розплескування є:

$$T_1 = 2\pi \left(\frac{L/g}{\frac{\pi}{2} \tanh\left(\frac{\pi H}{2L}\right)} \right)^{1/2} \quad (\text{A.46})$$

Зсув основи і момент на фундамент можуть бути оцінені на основі виразів (A.44) і (A.45). Значення мас m_i і m_{c1} , а також відповідних висот над основою, h'_i і h_{c1} , розрахованих для циліндричних резервуарів та наданих виразами (A.4), (A.12) і (A.6), (A.14), відповідно, можуть бути також прийняті для проектування прямокутних резервуарів (з заміною R на L), з похибкою, меншою ніж 15% [8].

A.4.2 Гнучкі прямокутні резервуари на ґрунті, прикріплені до фундаменту

Як і в циліндричних резервуарах з круглим перетином, гнучкість стінок зазвичай призводить до істотного підвищення ударного тиску, залишаючи конвективний тиск практично незмінними. Дослідження сейсмічної реакції гнучких прямокутних резервуарів є нечисленими, і форма їх результатів неприйнятна для безпосереднього використання при проектуванні [9]. Наближення для цілей проектування полягає у використанні того ж самого розподілу вертикального тиску як для жорстких стін [8], див. вираз (A.44) і Рисунки A.5, A.6, але з заміною прискорення ґрунту $A_g(t)$ у виразі (A.44) відповідним прискоренням простого осцилятора, що має частоту і коефіцієнт демпфування першої ударної моди «резервуар-рідина».

Цей період вібрації може бути приблизно описаний виразом

$A_1(t)$ is the acceleration response function of a simple oscillator with the frequency of the first mode and the appropriate value of damping, when subjected to an input acceleration $A_g(t)$.

The period of oscillation of the first sloshing mode is:

The base shear and the moment on the foundation may be evaluated on the basis of expressions (A.44) and (A.45). The values of the masses m_i and m_{c1} as well as of the corresponding heights above the base, h'_i and h_{c1} , calculated for cylindrical tanks and given by expressions (A.4), (A.12) and (A.6), (A.14), respectively, may be adopted for the design of rectangular tanks as well (with L replacing R) with an error less than 15% [8].

A.4.2 Flexible rectangular tanks on-ground, fixed to the foundation

As in cylindrical tanks with circular section, wall flexibility generally produces a significant increase of the impulsive pressures, while leaving the convective pressures practically unchanged. Studies on the seismic response of flexible rectangular tanks are few and their results are not in a form suitable for direct use in design [9]. An approximation for design purposes is to use the same vertical pressure distribution as for rigid walls [8], see expression (A.44) and Figures A.5, A.6, but to replace the ground acceleration $A_g(t)$ in expression (A.44) with the response acceleration of a simple oscillator having the frequency and the damping ratio of the first impulsive «tank-liquid» mode.

This period of vibration may be approximated as:

$$T_f = 27\pi(d_f/g)^{1/2} \tag{A.47}$$

де:

d_f - відхилення стінки на вертикальній центральній лінії і на висоті ударної маси, коли стінка навантажена рівномірним навантаженням в напрямку руху ґрунту з магнітудою: $m_i g/4BH$;

$2B$ - ширина резервуара, перпендикулярна напрямку сейсмічного впливу.

Ударна маса m_i може бути отримана як їх сума з виразу (А.4), Рисунок А.2(а) або стовпець 4 в Таблиці А.2, плюс маса стінки.

where:

d_f is the deflection of the wall on the vertical centre-line and at the height of the impulsive mass, when the wall is loaded by a load uniform in the direction of the ground motion and of magnitude: $m_i g/4BH$;

$2B$ is the tank width perpendicular to the direction of the seismic action.

The impulsive mass m_i may be obtained as the sum of that from expression (A.4), Figure A.2(a) or column 4 in Table A.2, plus the wall mass.

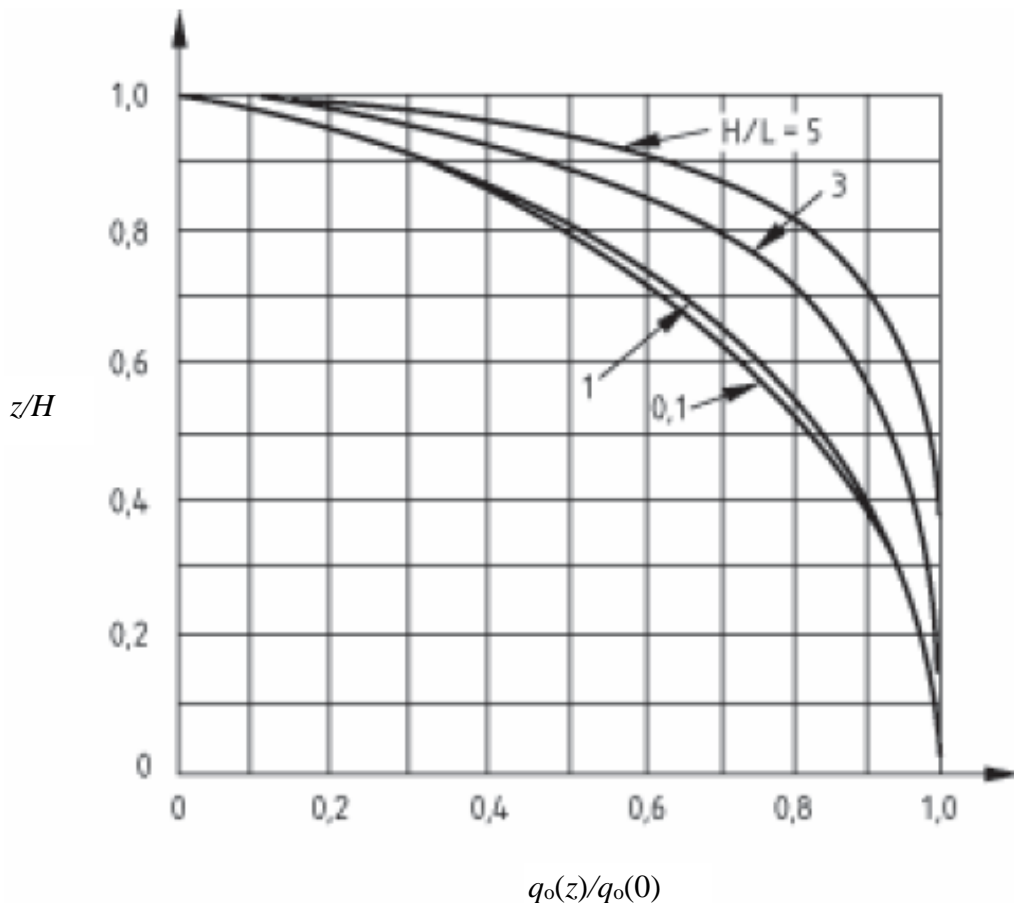


Рисунок А.5 - Розподіл по висоті безрозмірного ударного тиску для стінки прямокутного резервуару, перпендикулярної горизонтальній складовій сейсмічного впливу [8]

Figure A.5 - Distribution along the height of dimensionless impulsive pressures on rectangular tank wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action [8]

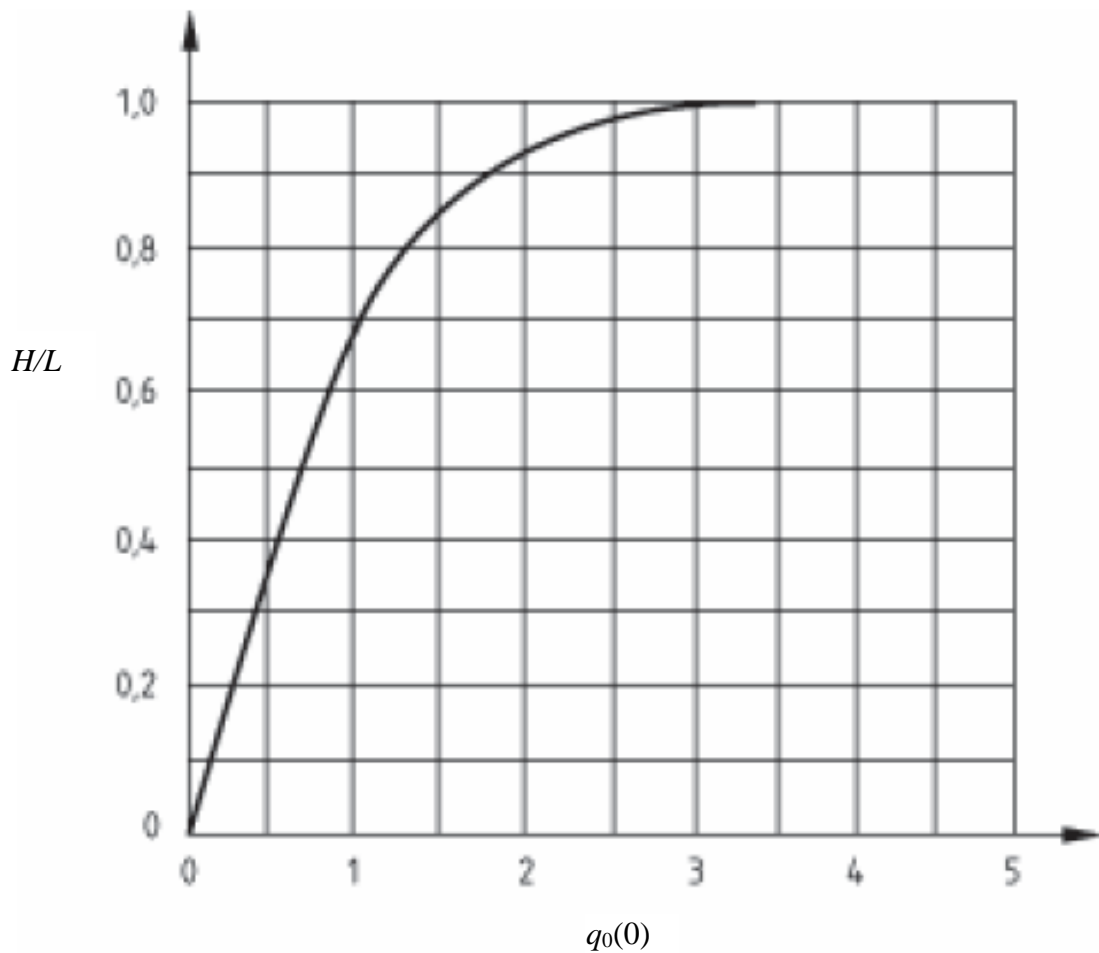


Рисунок А.6 - Пікове значення безрозмірного ударного тиску для прямокутної стінки, перпендикулярної горизонтальній складовій сейсмічного впливу [8]

Figure A.6 - Peak value of dimensionless impulsive pressures on a rectangular wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action [8]

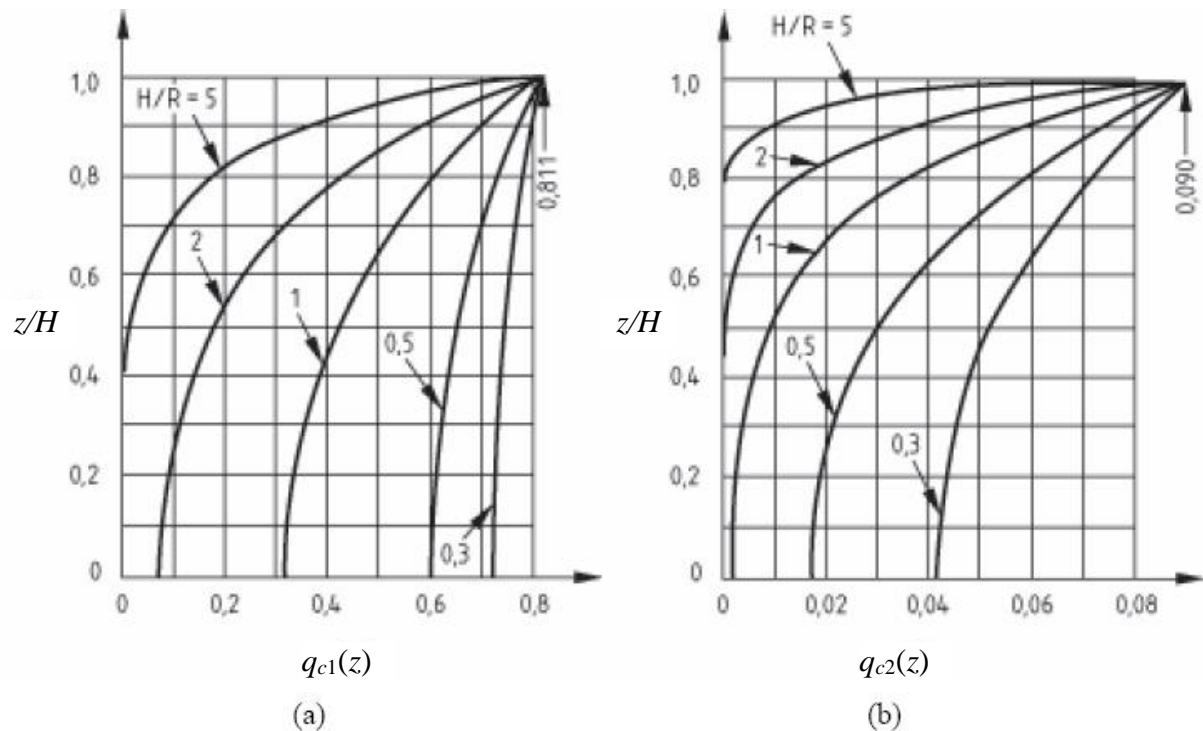


Рисунок А.7 - Безрозмірний конвективний тиск на стінку прямокутного резервуару, перпендикулярну горизонтальній складовій сейсмічного впливу ([8])

Figure A.7 - Dimensionless convective pressures on rectangular tank wall which is perpendicular to the horizontal component of the seismic action ([8])

А.4.3 Комбінація дії впливу, обумовлена різними складовими і впливами

A.4.3 Combination of action effects due to the different components and actions

А.2.1.6 застосовується по відношенню до різних механізмів гистерезисного розсіювання енергії (і відповідного значення показника поведінки q) для різних складових тиску. А.2.2 може застосовуватися для оцінки впливів вертикальної складової сейсмічного впливу, а А.2.3 – для комбінації впливів горизонтальних і вертикальних складових, включаючи впливи інших дій у сейсмічних проектних ситуаціях.

A.2.1.6 applies regarding the different hysteretic energy dissipation mechanisms (and associated behaviour factor values q) for the different pressure components. A.2.2 may be applied for the evaluation of the effects of the vertical component of the seismic action and A.2.3 for the combination of the effects of the horizontal and vertical components, including the effects of other actions in the seismic design situation.

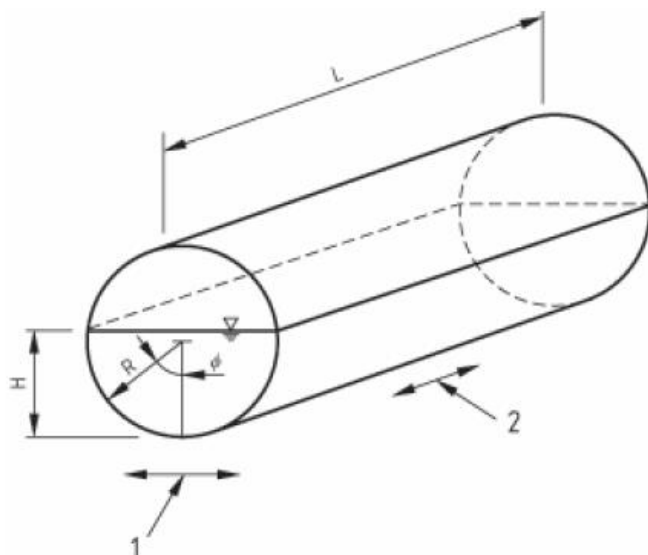


Рисунок А.8 - Позначення для циліндричного резервуара з горизонтальною віссю [8]

Figure A.8 - Notations for horizontal axis cylindrical tank [8]

Позначення:

1: сейсмічний вплив в поперечному напрямку;

2: сейсмічний вплив в поздовжньому напрямку

Key:

1: seismic action in transverse direction;

2: seismic action in longitudinal direction

A.5 Горизонтальні циліндричні резервуари на ґрунті [8]

Горизонтальні циліндричні резервуари повинні бути розраховані на сейсмічний вплив вздовж поздовжньої і поперечної осей (див. Рисунок А.8 для позначень).

Приблизні значення для гідродинамічних тисків, викликаних сейсмічним впливом як в поздовжньому, так і в поперечному напрямках, можуть бути отримані з розгляду прямокутного резервуару з тією ж самою глибиною рівня рідини, з тими ж розмірами, що і циліндричний резервуар і в напрямку сейсмічного впливу, та з третім виміром (шириною) таким, щоб підтримувався об'єм рідини. Це наближення є досить точним для цілей проектування в діапазоні відношення H/R між 0,5 і 1,6. Якщо відношення H/R перевищує 1,6, то поведінку резервуара слід вважати такою, якби він був повним, тобто із загальною масою рідини, що діє спільно з резервуаром.

A.5 Horizontal cylindrical tanks on-ground [8]

Horizontal cylindrical tanks should be analyzed for seismic action along the longitudinal and along the transverse axis (see Figure A.8 for notations).

Approximate values for hydrodynamic pressures induced by seismic action in either the longitudinal or transverse direction may be obtained considering a rectangular tank with the same depth at the liquid level, the same dimension as the actual one and in the direction of the seismic action and third dimension (width) such that the liquid volume is maintained. This approximation is sufficiently accurate for design purposes over the range of H/R between 0,5 and 1,6. If H/R exceeds 1,6, the tank should be assumed to behave as if it were full, i.e., with the total mass of the fluid acting solidly with the tank.

Для сейсмічного впливу в поперечному напрямку (перпендикулярно до осі) нижче описується більш точне рішення для частково заповнених резервуарів.

For a seismic action in the transverse direction (perpendicular to the axis) a more accurate solution is described below for partially full tanks.

Розподіл ударного тиску дається наступним чином:

The impulsive pressure distribution is given by

$$p_i(\phi) = q_0(\phi) \gamma R A_g(t) \tag{A.48}$$

Для $H = R$ функція тиску $q_0(\cdot)$ приймає форму

For $H = R$ the pressure function $q_0(\cdot)$ takes the form

$$q_0(\phi) = \frac{4}{\pi} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^{n-1}}{(2n)^2 - 1} \sin 2n\phi \tag{A.49}$$

і відображається на Рисунку А.9

and is plotted in Figure A.9

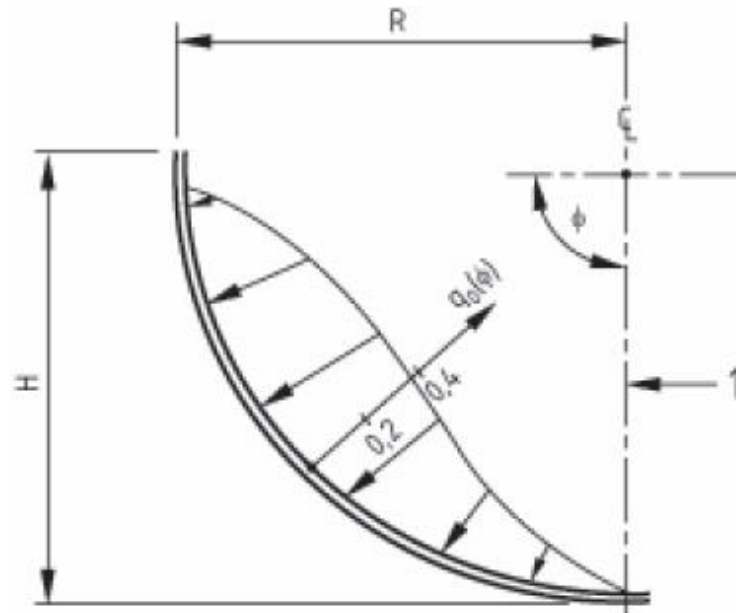


Рисунок А.9 - Ударний тиск на горизонтальний циліндр з $H = R$. Поперечний сейсмічний вплив [8]

Figure A.9 — Impulsive pressures on horizontal cylinder with $H = R$. Transverse seismic action [8]

Позначення: 1: Антисиметричний тиск щодо центральної лінії

Key: 1: Pressure anti-symmetric about centreline

Шляхом інтегрування розподілу тиску ударна маса для $H = R$ оцінюється як:

By integrating the pressure distribution the impulsive mass for $H = R$ is evaluated to be:

$$m_i = 0,4m \tag{A.50}$$

Оскільки тиск діє в радіальному напрямку, сили, прикладені до циліндра, проходять через центр круглого перерізу. Слід вважати, що в цій точці прикладені як ударна, так і конвективна маси.

As the pressures are in the radial direction, the forces on the cylinder pass through the centre of the circular section. Both the impulsive and the convective masses should be assumed to be at that point.

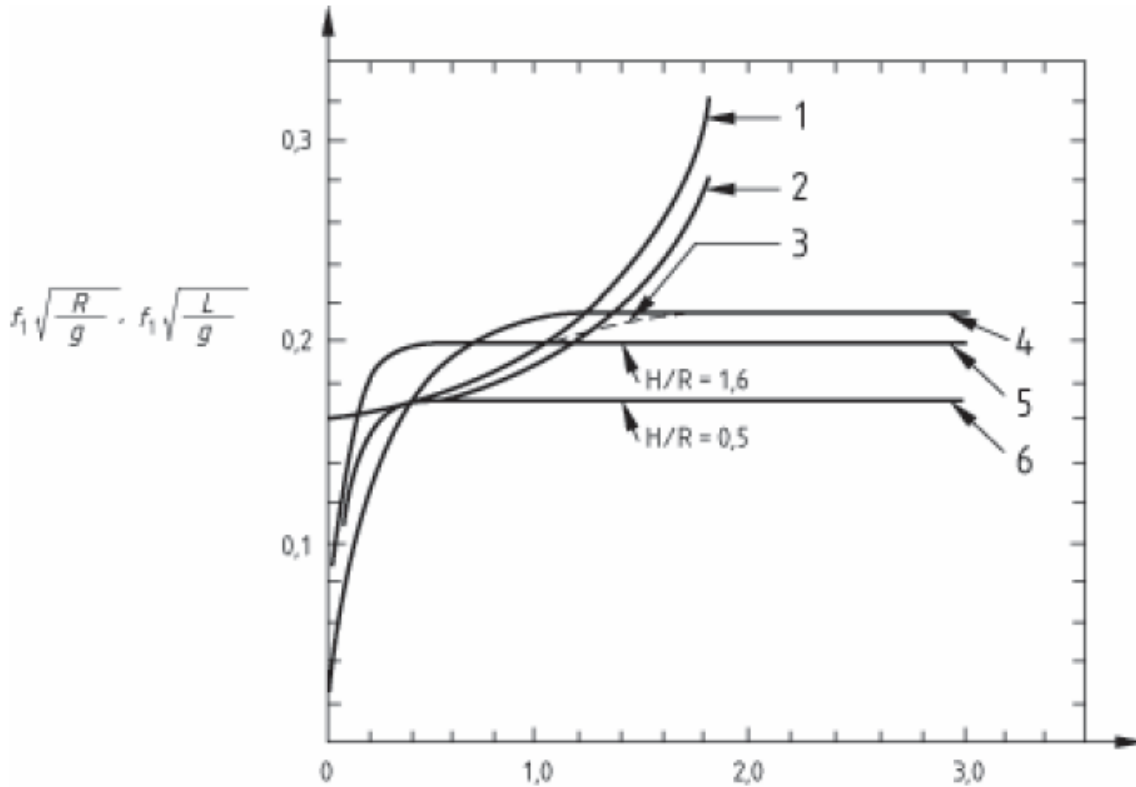


Рисунок А.10 - Безрозмірна частота першої конвективної моди для жорстких резервуарів різних форм [8]

Figure A.10 - Dimensionless first convective mode frequency for rigid tanks of various shapes [8]

Позначення:

Key:

1: Сфера;

1: Sphere;

2: Горизонтальний циліндр, поперечний сейсмічний вплив;

2: Horizontal cylinder, transverse seismic action;

3: Вертикальний циліндр, сферичне дно;

3: Vertical cylinder, spherical bottom;

4: Вертикальний циліндр;

4: Vertical cylinder;

5: Прямокутний резервуар (довжина: $2L$);

5: Rectangular tank (length: $2L$);

5 і 6: Горизонтальний циліндр, поздовжній сейсмічний вплив (довжина: $2L$).

5 and 6: Horizontal cylinder, longitudinal seismic action (length: $2L$).

Рішення для конвективного тиску не доступні у зручній формі для проектування. Коли резервуар заповнений приблизно наполовину ($H \cong R$), маси першої моди розплескування можуть бути оцінені таким чином:

$$m_{c1} = 0,6m \quad (\text{A.51})$$

Вирази (A.50), (A.51) розглядаються як розумні наближення для H/R від 0,8 до 1,2.

Частоти першої моди розплескування для жорстких резервуарів різних форм, включаючи горизонтальні циліндри для сейсмічного впливу вздовж і поперек осі, показані на Рисунку А.10.

А.6 Надземні резервуари

В конструктивній моделі, яка включає також опорну конструкцію, рідина в резервуарі може бути враховувана шляхом розгляду двох мас:

- ударна маса m_i , жорстко пов'язана зі стінками резервуара і розташована на висоті h'_i або h_i вище дна резервуару (вирази (A.4) і (A.6a), (A.6b), відповідно);
- маса m_{c1} , пов'язана зі стінками через пружину, з жорсткістю $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, де ω_{c1} представляється виразом (A.9), і розташована на висоті h'_{c1} або h_{c1} (вирази (A.12) і (A.14a), (A.14b), відповідно).

Реакція системи може оцінюватися з використанням стандартного модального аналізу і методів спектру реакції.

У простому випадку, глобальна модель має тільки два ступені свободи, відповідні масам m_i і m_{c1} . Масу $m\Delta$, що дорівнює масі резервуара і відповідній частині маси опори, слід додавати до m_i . Масу ($m_i + \Delta m$) слід пов'язувати з ґрунтом за допомогою пружини, що представляє жорсткість опори.

Solutions for the convective pressures are not available in a convenient form for design. When the tank is approximately half full ($H \cong R$), the first sloshing mode mass may be evaluated as:

Expressions (A.50), (A.51) are considered as reasonable approximations for H/R from 0,8 to 1,2.

The first mode sloshing frequencies for rigid tanks of various shapes, including horizontal cylinders for seismic action along and transverse to the axis, are shown in Figure A.10.

A.6 Elevated tanks

In the structural model that includes also the supporting structure, the liquid in the tank may be accounted for by considering two masses:

- an impulsive mass m_i , rigidly connected to the tank walls, located at a height h'_i or h_i above the tank bottom (expressions (A.4) and (A.6a), (A.6b), respectively);
- a mass m_{c1} connected to the walls through a spring of stiffness $K_{c1} = \omega_{c1}^2 m_{c1}$, where ω_{c1} is given by expression (A.9), located at a height h'_{c1} or h_{c1} (expressions (A.12) and (A.14a), (A.14b), respectively).

The response of the system may be evaluated using standard modal analysis and response spectra methods.

In the simplest case, the global model has only two degrees-of-freedom, corresponding to the masses m_i and m_{c1} . A mass $m\Delta$ equal to the mass of the tank and an appropriate portion of the mass of the support should be added to m_i . The mass ($m_i + \Delta m$) should be connected to the ground by a spring representing the stiffness of the support.

Зазвичай, інерцію обертання маси ($m_i + A_m$), і відповідну додаткову ступінь свободи слід також включати в модель.

Надземний резервуар у формі усеченого перевернутого конуса може розглядатися в моделі як еквівалентний циліндр того ж самого об'єма рідини і діаметру, рівного діаметру конуса на рівні рідини.

A.7 Ефекти взаємодії ґрунту - конструкції для резервуарів на ґрунті

A.7.1 Загальні положення

Для резервуарів, встановлених на відносно деформативних ґрунтах, рух основи може істотно відрізнятись від руху у вільних умовах; в цілому, складова поступального руху змінюється, і є також коливальна складова. Більш того, для того ж самого начального руху, у міру зростання гнучкості ґрунту, фундаментальний період системи «резервуар-рідина» і загальне демпфування зростають, знижуючи силу пікової реакції. Зростання періоду є більш помітним для високих, тонких резервуарів, оскільки вклад складової коливання вище. Проте, зменшення сили пікової реакції для високих резервуарів, в цілому, менше, оскільки демпфування, пов'язане з коливанням, менше, ніж пов'язане з горизонтальним поступальним рухом.

Проста процедура, що запропонована для будівель в [10] і полягає в збільшенні фундаментального періоду і демпфування споруди, що покоїться на жорсткому ґрунті і схильна до руху у вільних умовах, була розширена на імпульсні (жорсткі і гнучкі) складові реакції резервуарів в [11], [12], [13]., Передбачається, що конвективні періоди і тиск не будуть порушені за рахунок взаємодії ґрунту з будівлею. Добре наближення може бути отримане шляхом використання еквівалентного простого осцилятора з параметрами,

Normally, the rotational inertia of the mass ($m_i + A_m$), and the corresponding additional degree of freedom, should also be included in the model.

Elevated tank in the shape of a truncated inverted cone may be considered in the model as an equivalent cylinder of the same volume of liquid and a diameter equal to that of the cone at the level of the liquid.

A.7 Soil-structure interaction effects for tanks on-ground

A7.1 General

For tanks founded on relatively deformable soils, the base motion can be significantly different from the free-field motion; in general the translational component is modified and there is also a rocking component. Moreover, for the same input motion, as the flexibility of the ground increases, the fundamental period of the tank-fluid system and the total damping increase, reducing the peak force response. The increase in the period is more pronounced for tall, slender tanks, because the contribution of the rocking component is greater. The reduction of the peak force response, however, is in general less for tall tanks, since the damping associated with rocking is smaller than that associated with horizontal translation.

A simple procedure, proposed for buildings in [10] and consisting of an increase of the fundamental period and of the damping of the structure, which is considered to rest on a rigid soil and subjected to the free-field motion, has been extended to the impulsive (rigid and flexible) components of the response of tanks in [11], [12], [13]. The convective periods and pressures are assumed not to be affected by soil-structure interaction. A good approximation can be obtained through the use of an equivalent simple oscillator with parameters adjusted to

відрегульованими відповідно до частоти і пікової реакції фактичної системи. Властивості цього заміщаючого осцилятора приведені в [11], [13] у формі графіків, як функції відношення H/R для фіксованих значень відношення товщини стінок s/R , початкового демпфування, тощо.

match frequency and peak response of the actual system. The properties of this substitute oscillator are given in [11], [13] in the form of graphs, as functions of the ratio H/R for fixed values of the wall thickness ratio s/R the initial damping, etc.

A.7.2 Спрощена процедура

A.7.2 Simple procedure

A.7.2.1 Вступ

A.7.2.1 Introduction

Може бути прийнята більш груба процедура [8], узагальнена нижче. Ця процедура діє шляхом зміни окремо частоти і демпфування вкладів ударного жорсткого і ударного гнучкого тиску в **A.2** - **A.5**. Зокрема, для складових жорсткого ударного тиску, динаміки зміни яких в часі представлені горизонтальним $A_g(f)$ і вертикальним $A_v(f)$ прискореннями у вільних умовах, розгляд впливів взаємодії ґрунту-будівля зводиться до заміни зазначених динамік розвитку в часі відомими реакціями прискорення осцилятора з одним ступенем свободи, який має період власних коливань і демпфування, як зазначено нижче.

A more rough procedure [8], summarized below, may be adopted. The procedure operates by changing separately the frequency and the damping of the impulsive rigid and the impulsive flexible pressure contributions in **A.2** to **A.5**. In particular, for the rigid impulsive pressure components, whose time-histories are given by the free-field horizontal, $A_g(f)$ and vertical, $A_v(f)$ accelerations, consideration of soil-structure interaction effects amounts to replacing these time-histories with the response acceleration histories of a single degree of freedom oscillator having natural period and damping as specified below.

A.7.2.2 Змінені періоди власних коливань:

A.7.2.2 Modified natural periods:

- ударний ефект «жорсткого резервуару», горизонтальний

- «rigid tank» impulsive effect, horizontal

$$T_i^* = 2\pi \left(\frac{m_i + m_o}{k_x \alpha_x} + \frac{m_i h_i^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right)^{1/2} \quad (\text{A.52})$$

- ударний ефект «деформуємого резервуара», горизонтальний

- «deformable tank» impulsive effect, horizontal

$$T_f^* = T_f \left(1 + \frac{k_f}{k_x \alpha_x} \cdot \left[1 + \frac{k_x h_f^2}{k_\theta \alpha_\theta} \right] \right)^{1/2} \quad (\text{A.53})$$

- «жорсткий резервуар», вертикальний

- «rigid tank», vertical

$$T_{vt}^* = 2\pi \left(\frac{m_{tot}}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (\text{A.54})$$

- «деформуємий резервуар», вертикальний - «deformable tank», vertical

$$T_{vd}^* = T_{vd} \left(1 + \frac{k_l}{k_v \alpha_v} \right)^{1/2} \quad (A.55)$$

де:

m_i, h'_i - маса і висота ударної складової;

m_0 - маса фундаменту;

k_f - жорсткість «деформуємого резервуара»;

m_{tot} - загальна маса заповненого резервуара, включаючи фундамент;

$k_l = 4\pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}$, з m_l = маса рідини;

k_x, k_θ, k_v - горизонтальна жорсткість, жорсткість при коливанні і вертикальна жорсткість фундаменту;

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ - залежні від частоти коефіцієнти, що перетворюють статичні жорсткості на динамічні [14].

where:

m_i, h'_i - are the mass and height of the impulsive component;

m_0 is the mass of the foundation;

k_f is the stiffness of the "deformable tank";

m_{tot} is the total mass of the filled tank, including the foundation;

$k_l = 4\pi^2 \frac{m_l}{T_{vd}^2}$, with m_l = mass of the liquid;

k_x, k_θ, k_v are the horizontal, rocking and vertical stiffness of the foundation; and

$\alpha_x, \alpha_\theta, \alpha_v$ frequency-dependent factors converting static stiffnesses into dynamic ones [14].

A.7.2.3 Зміна значення демпфування:

Загальне вираз для ефективного коефіцієнта демпфування системи «резервуар-фундамент» має вигляд:

$$\xi = \xi_s + \frac{\xi_m}{(T^*/T)^3} \quad (A.56)$$

де:

ξ_s - радіаційне демпфування в ґрунті; та

ξ_m - демпфування матеріалу в резервуарі.

Обидві величини ξ_s і ξ_m залежать від конкретної моди вібрації.

A.7.2.3 Modified damping values:

The general expression for the effective damping ratio of the tank-foundation system is

ξ_s is the radiation damping in the soil; and

ξ_m is the material damping in the tank.

Both ξ_s and ξ_m depend on the specific vibration mode.

Зокрема, для ξ_s :

In particular for ξ_s :

- для горизонтальної ударної моди «жорсткого резервуара»:

- for the horizontal impulsive «rigid tank» mode:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_i}{k_x T_i^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_i^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.57})$$

- для горизонтальної ударної моди «деформуємого резервуара»:

- for the horizontal impulsive «deformable tank» mode:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_f}{k_x T_f^{*2}} a \left(\frac{\beta_x}{\alpha_x} + \frac{k_x h_f^2 \beta_\theta}{k_\theta \alpha_\theta} \right) \quad (\text{A.58})$$

- для вертикальної моди «жорсткого резервуара»:

for the vertical «rigid tank» mode:

$$\xi_s = \frac{2\pi^2 m_{tot}}{k_v T_{vr}^{*2}} a \frac{\beta_v}{\alpha_v} \quad (\text{A.59})$$

де:

where:

a - безрозмірна функція частоти (V_s = швидкість зсувних хвиль ґрунту); $= \frac{2\pi R}{V_s T}$

a is the dimensionless frequency function (V_s = shear wave velocity of the soil); $= \frac{2\pi R}{V_s T}$

$\beta_x, \beta_\theta, \beta_v$ - залежні від частоти коефіцієнти забезпечення значень демпфування за рахунок випромінювання для горизонтального і вертикального руху і для коливання [14].

$\beta_x, \beta_\theta, \beta_v$ are the frequency-dependent factors providing radiation damping values for horizontal, vertical and rocking motions [14].

A.8 Блок-схеми для розрахунку гідродинамічних ефектів у вертикальних циліндричних резервуарах

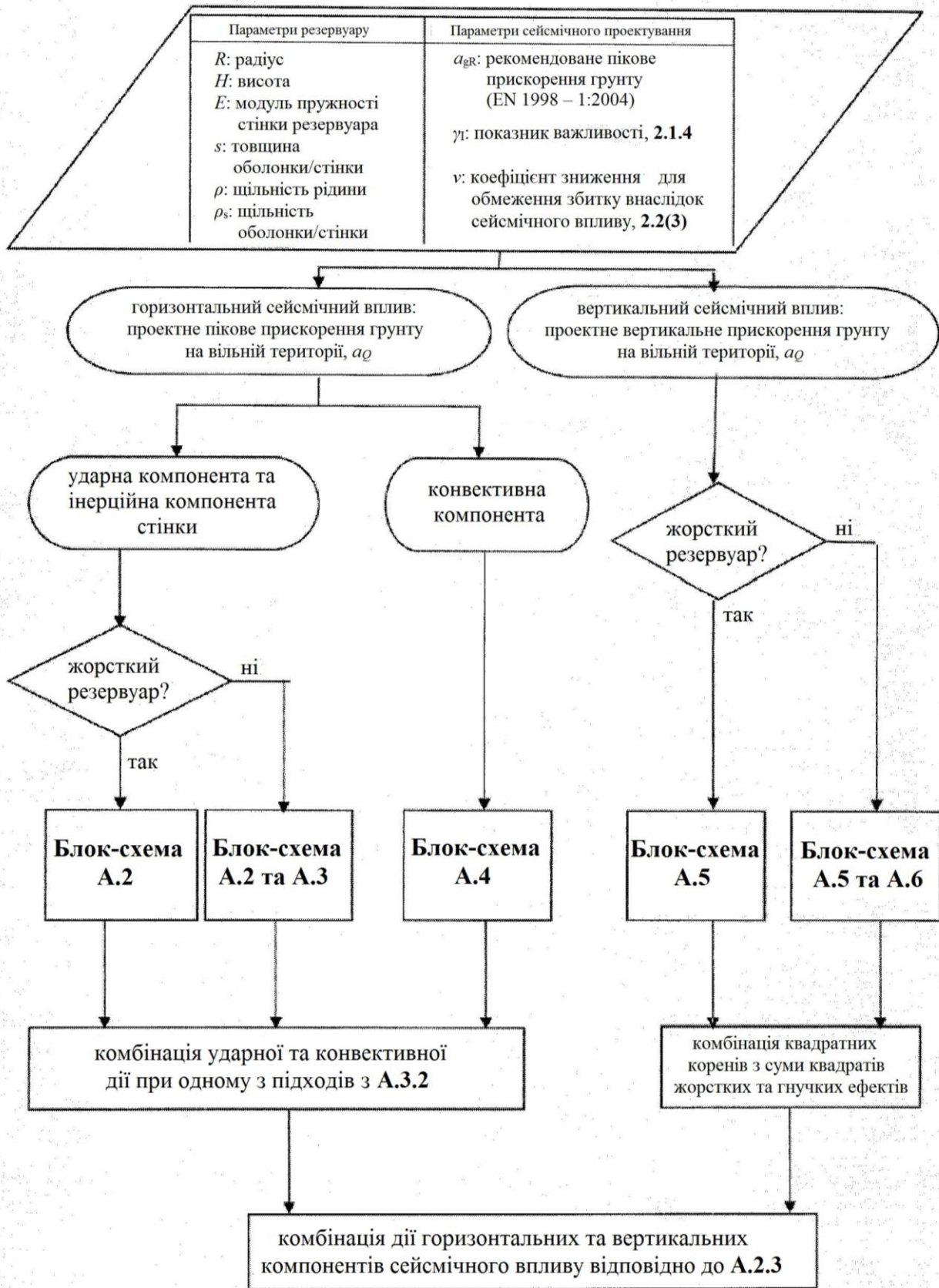
A.8 Flow charts for calculation of hydrodynamic effects in vertical cylindrical tanks

Наступні блок-схеми представляють загальний огляд визначення гідродинамічних ефектів у вертикальних циліндричних резервуарах, під дією горизонтального і вертикального сейсмічного впливу. Блок-схеми по суті вирішують питання по застосуванню методу спектрів реакції.

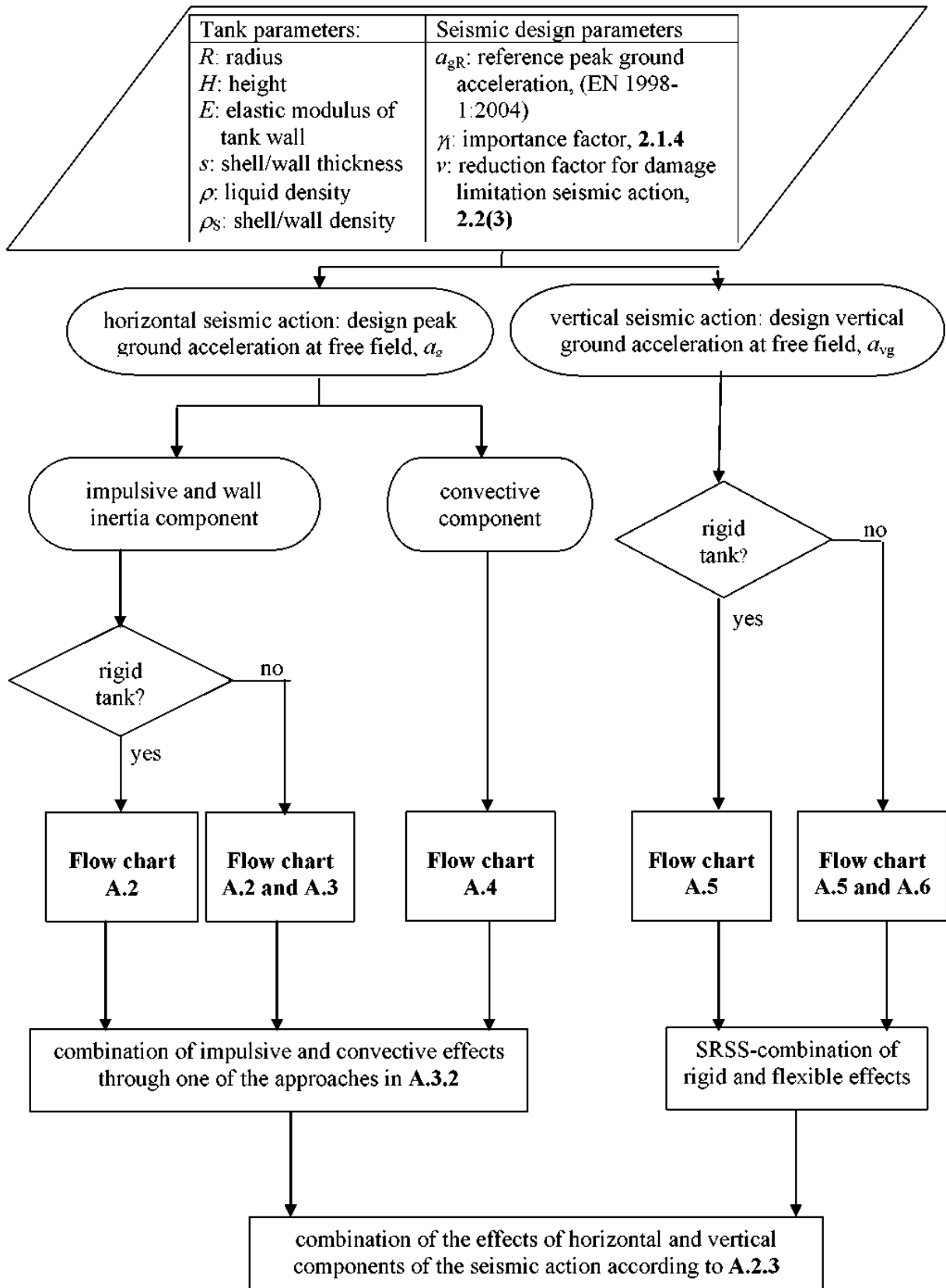
The following flow charts provide an overview of the determination of hydrodynamic effects in vertical cylindrical tanks subjected to horizontal and vertical seismic actions. The flow charts essentially address the application of the response spectra method.

Блок-схема 1 представляє загальний огляд процесу розрахунку і комбінації різних складових реакції. **Блок-схеми з 2 по 6** відносяться до різних гідродинамічних складових або складових сейсмічного впливу.

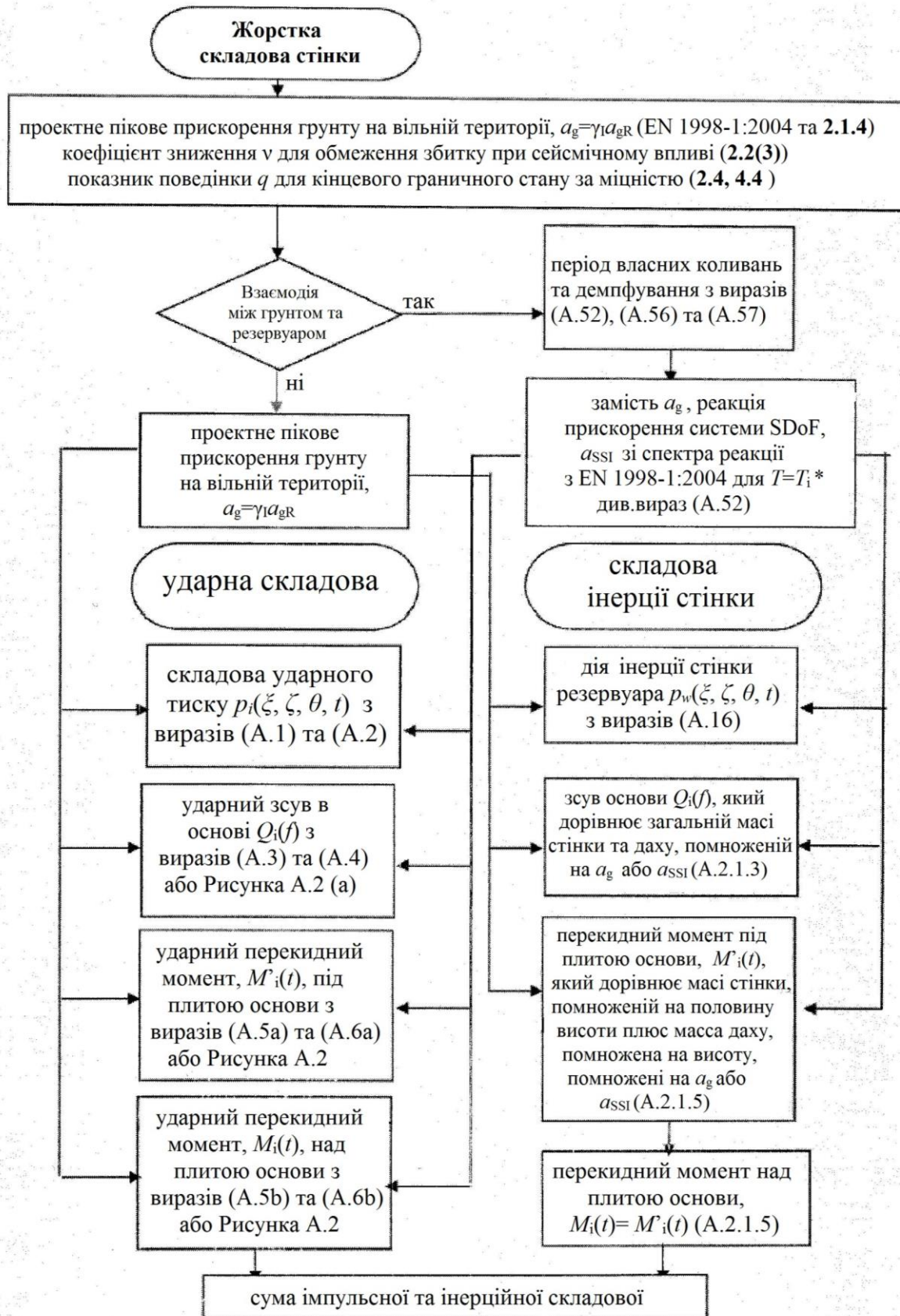
Flow chart 1 gives an overview of the calculation process and of the combination of the various components of the response. **Flow charts 2 to 6** address the different hydrodynamic components or seismic action components.



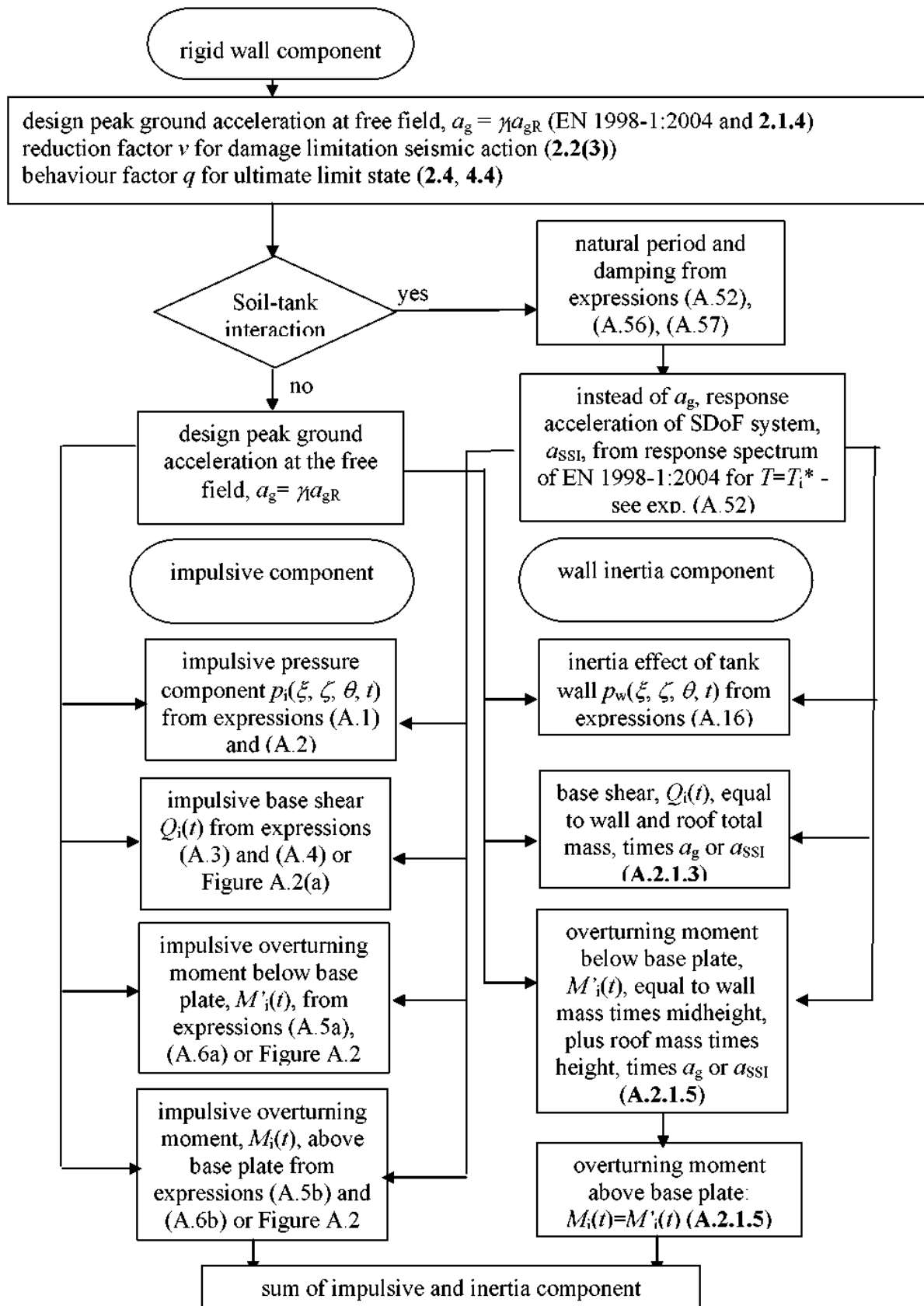
Блок-схема А.1: Загальний огляд визначення гідродинамічних ефектів в заанкерованих у ґрунті вертикальних циліндричних резервуарах з урахуванням взаємодії між ґрунтом і конструкцією



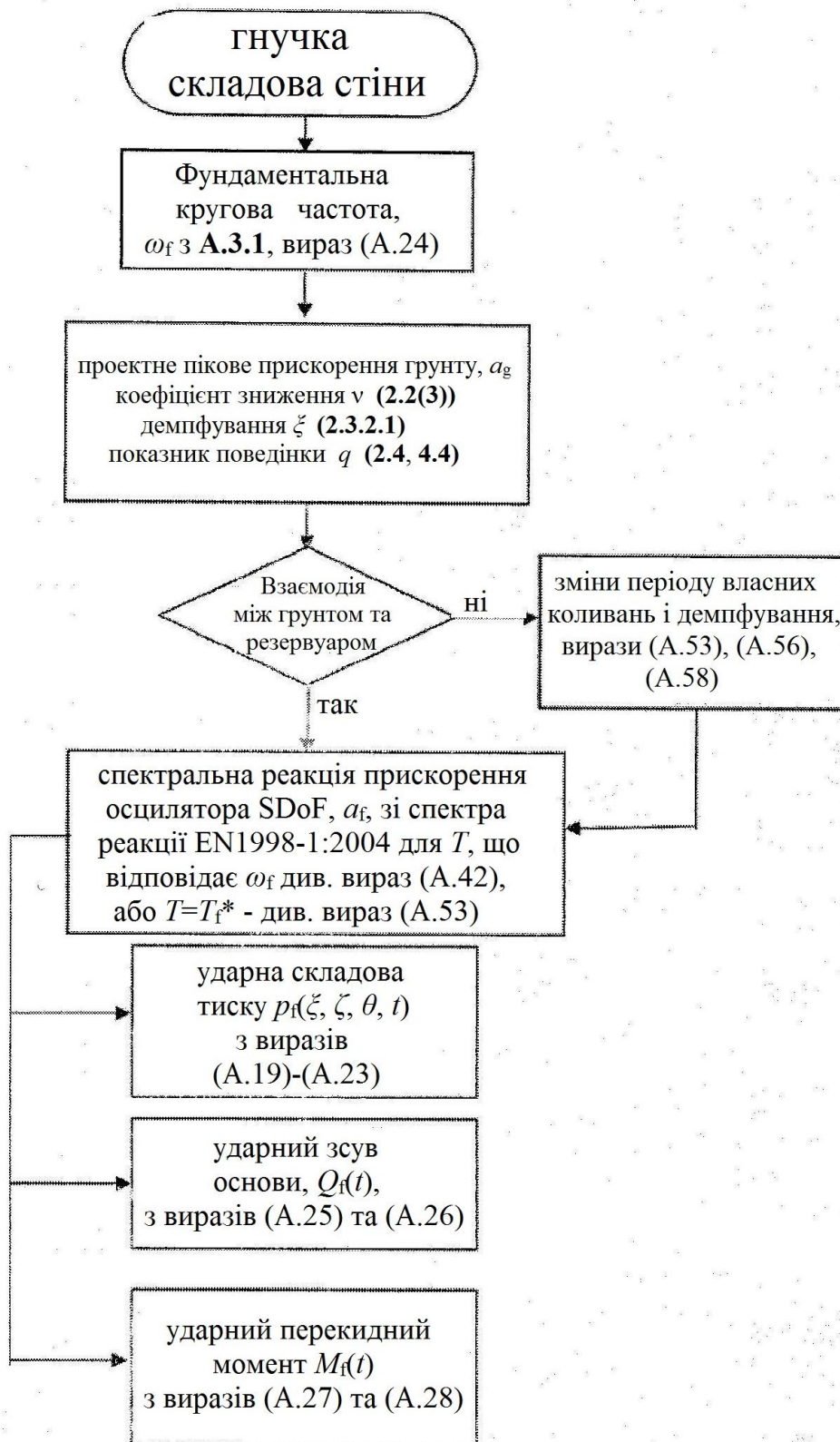
Flow chart A.1: Overview of determination of hydrodynamic effects in anchored vertical cylindrical tanks on ground, considering soil-structure interaction



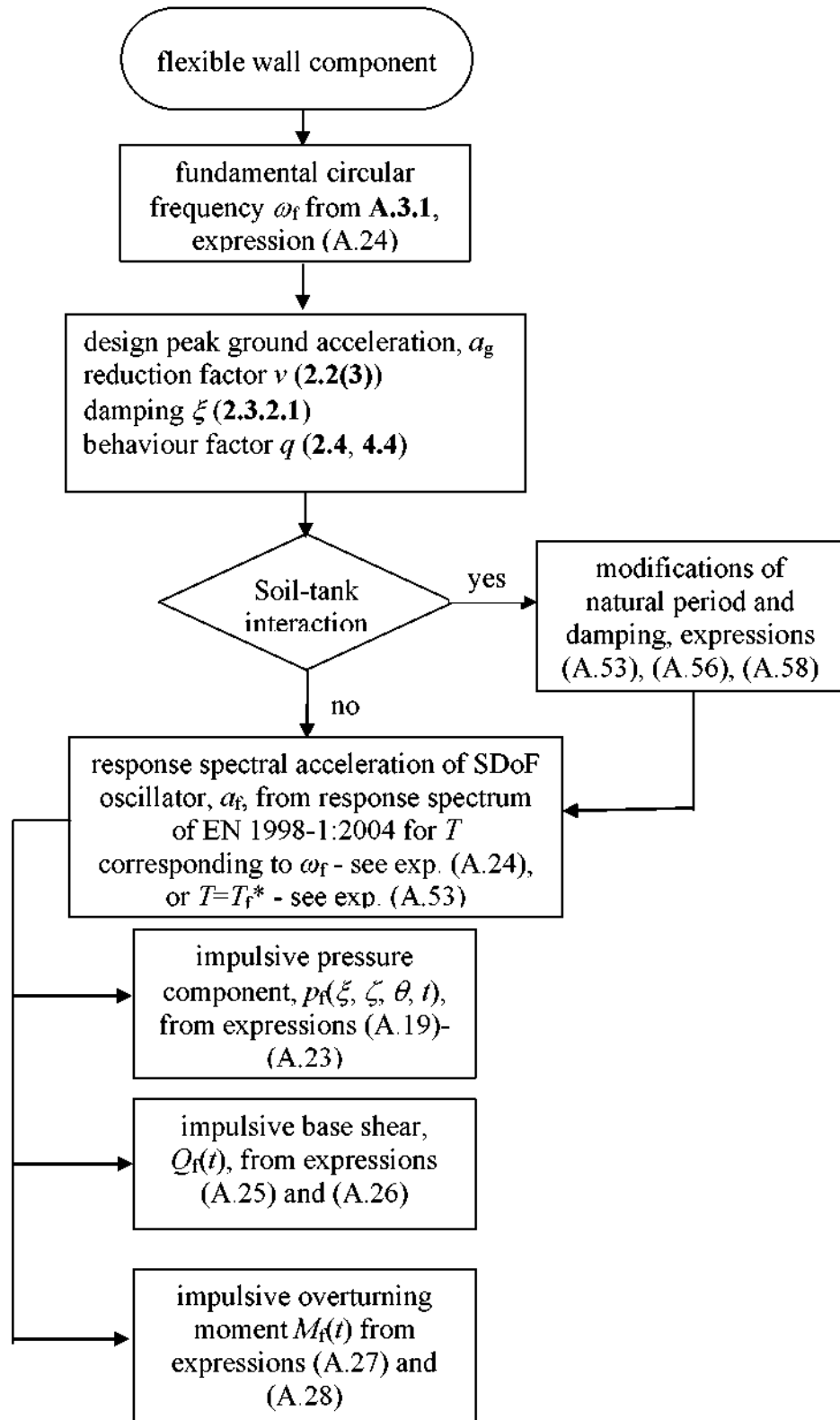
Блок-схема А.2: Горизонтальний сейсмічний вплив, жорстка ударна складова стінки (див. А.2.1, А.7.2)



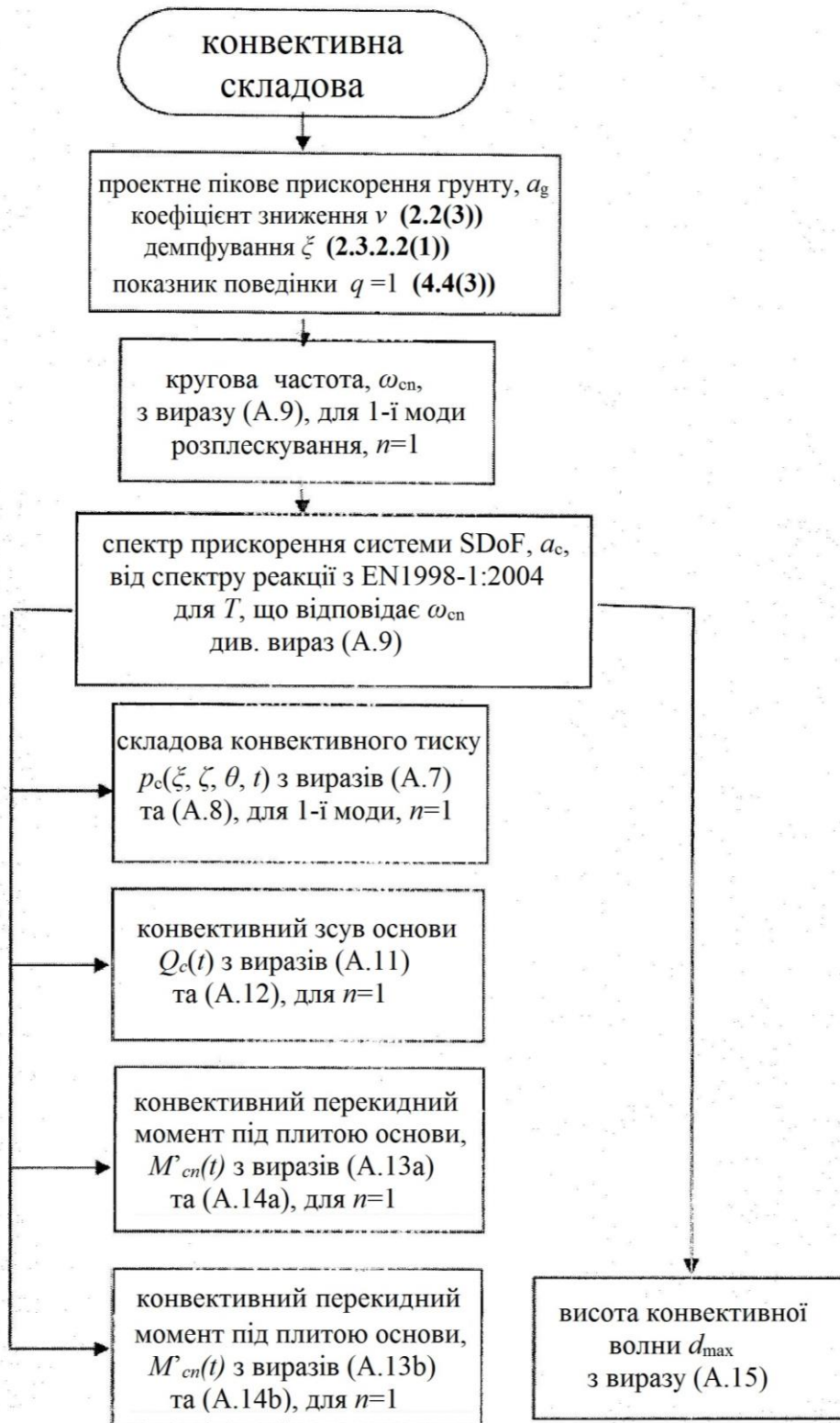
Flow chart A.2: Horizontal seismic action, rigid wall impulsive component (see A.2.1 A.7.2)



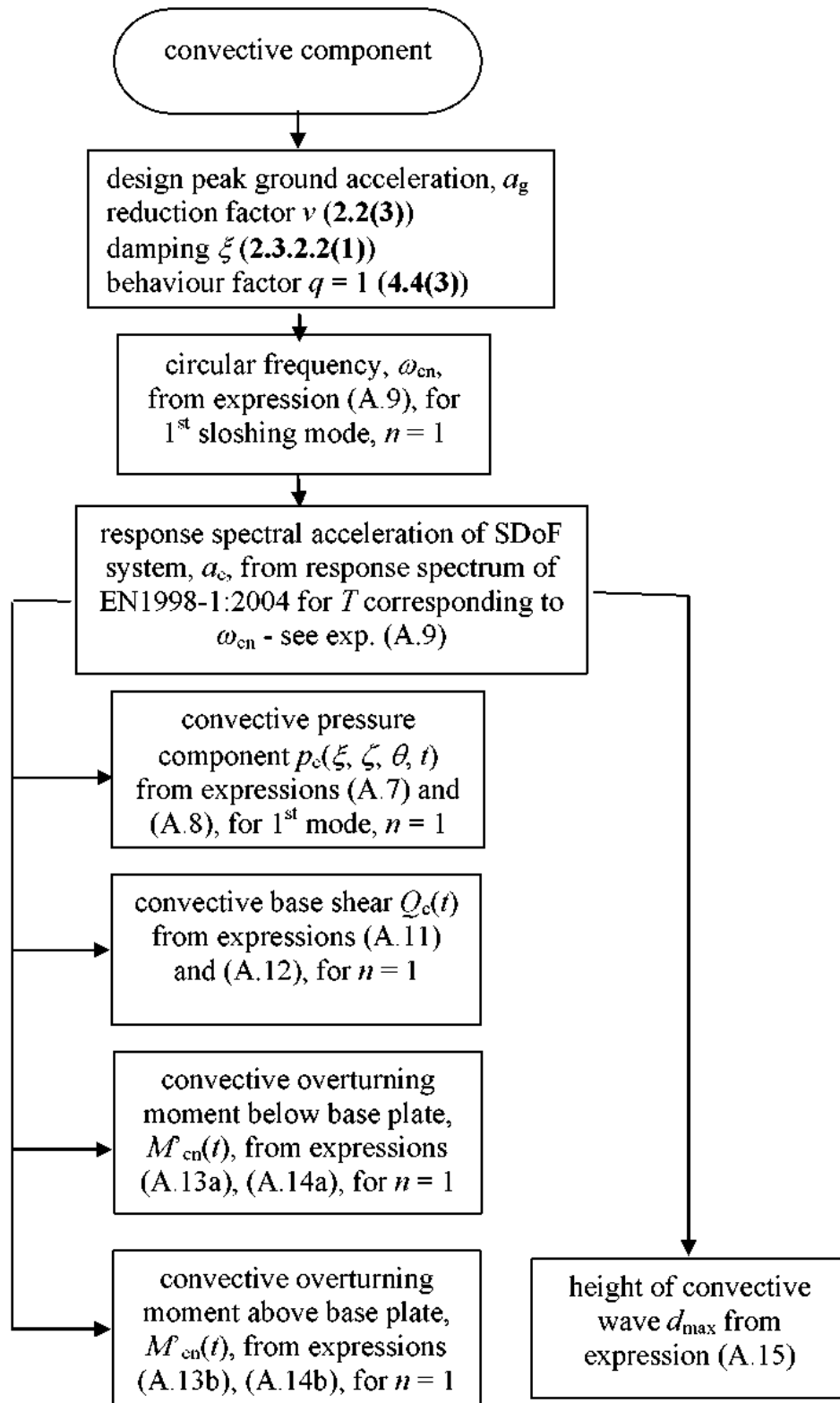
Блок-схема А.3: Горизонтальний сейсмічний вплив, ударна складова для гнучкої стінки (див. А.3.1, А.7.2)



Flow chart A.3: Horizontal seismic action, flexible wall impulsive component
(see A.3.1, A.7.2)



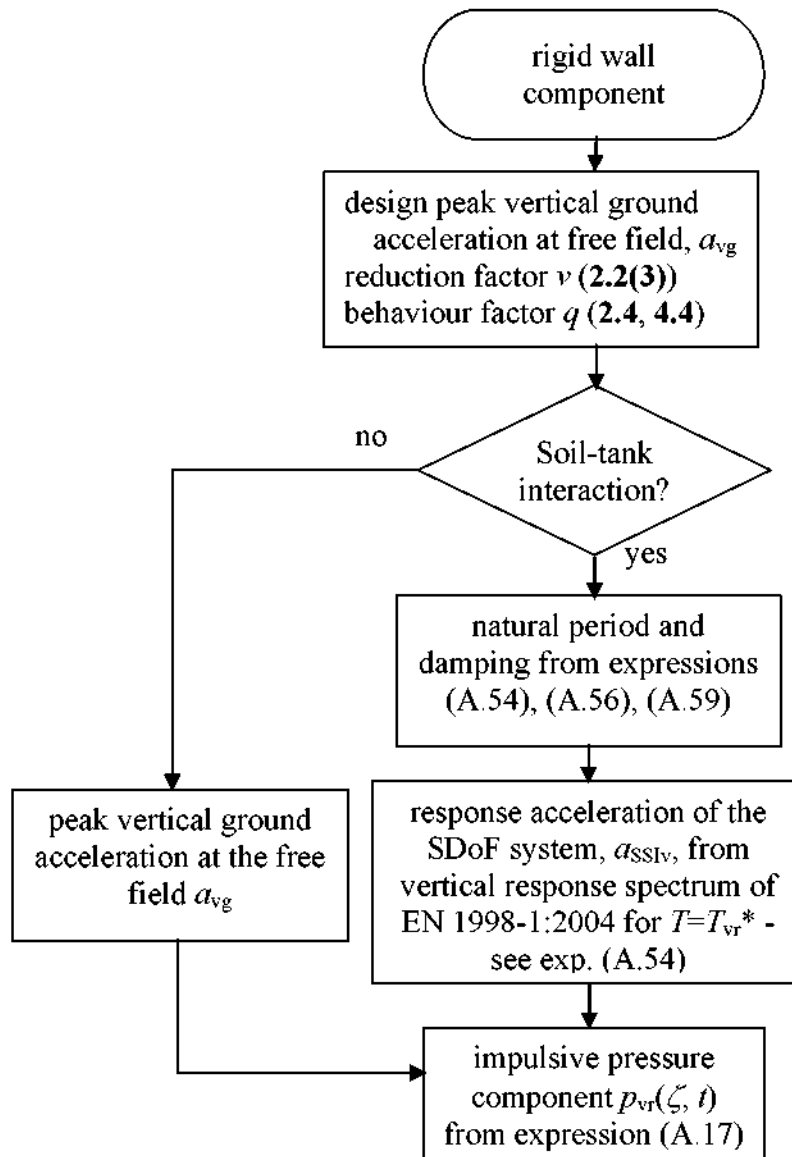
Блок-схема А.4: Горизонтальний сейсмічний вплив, конвективна складова (див. А.2.2, А.7.2)



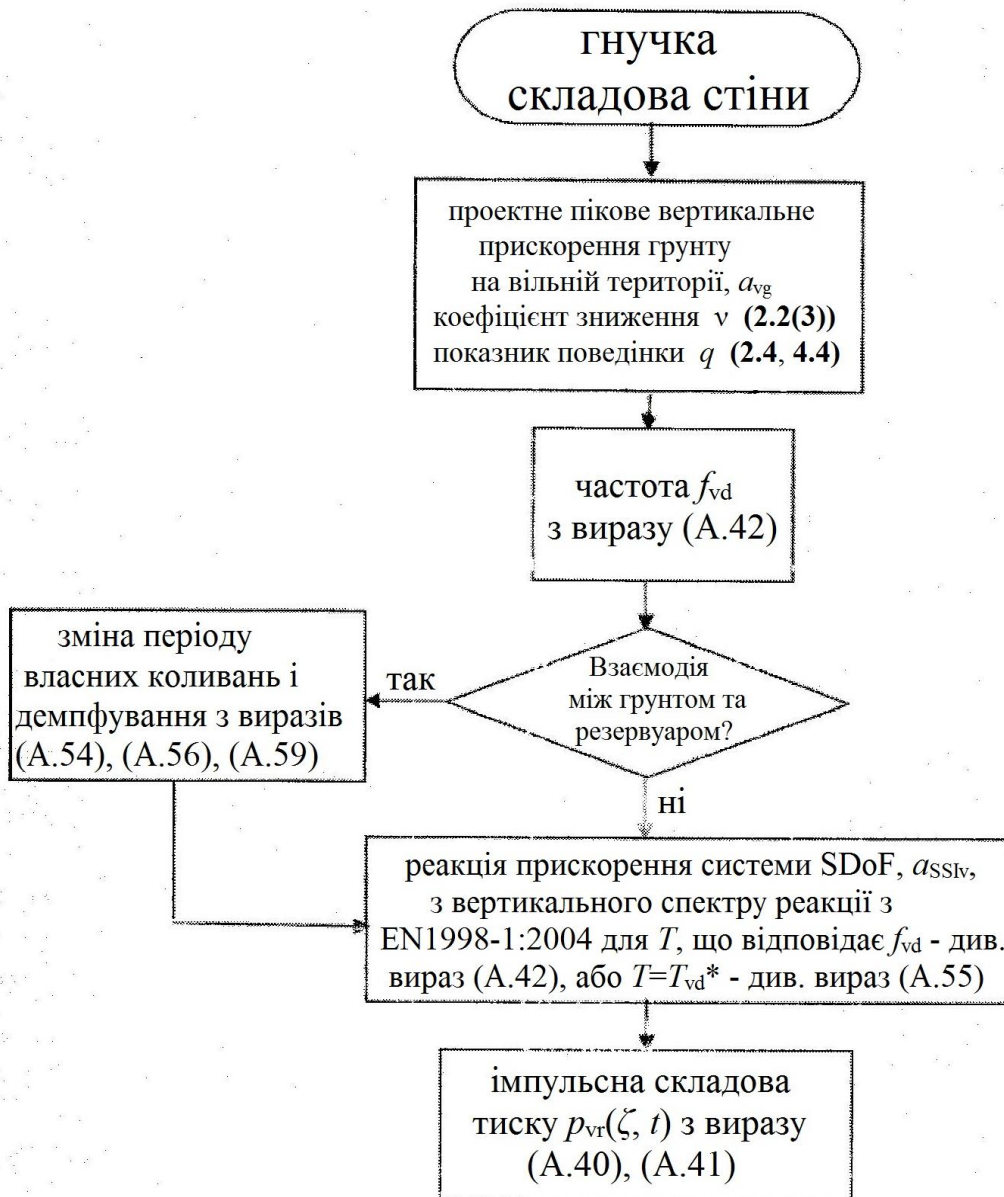
Flow chart A.4: Horizontal seismic action, convective component
(see A.2.2, A.7.2)



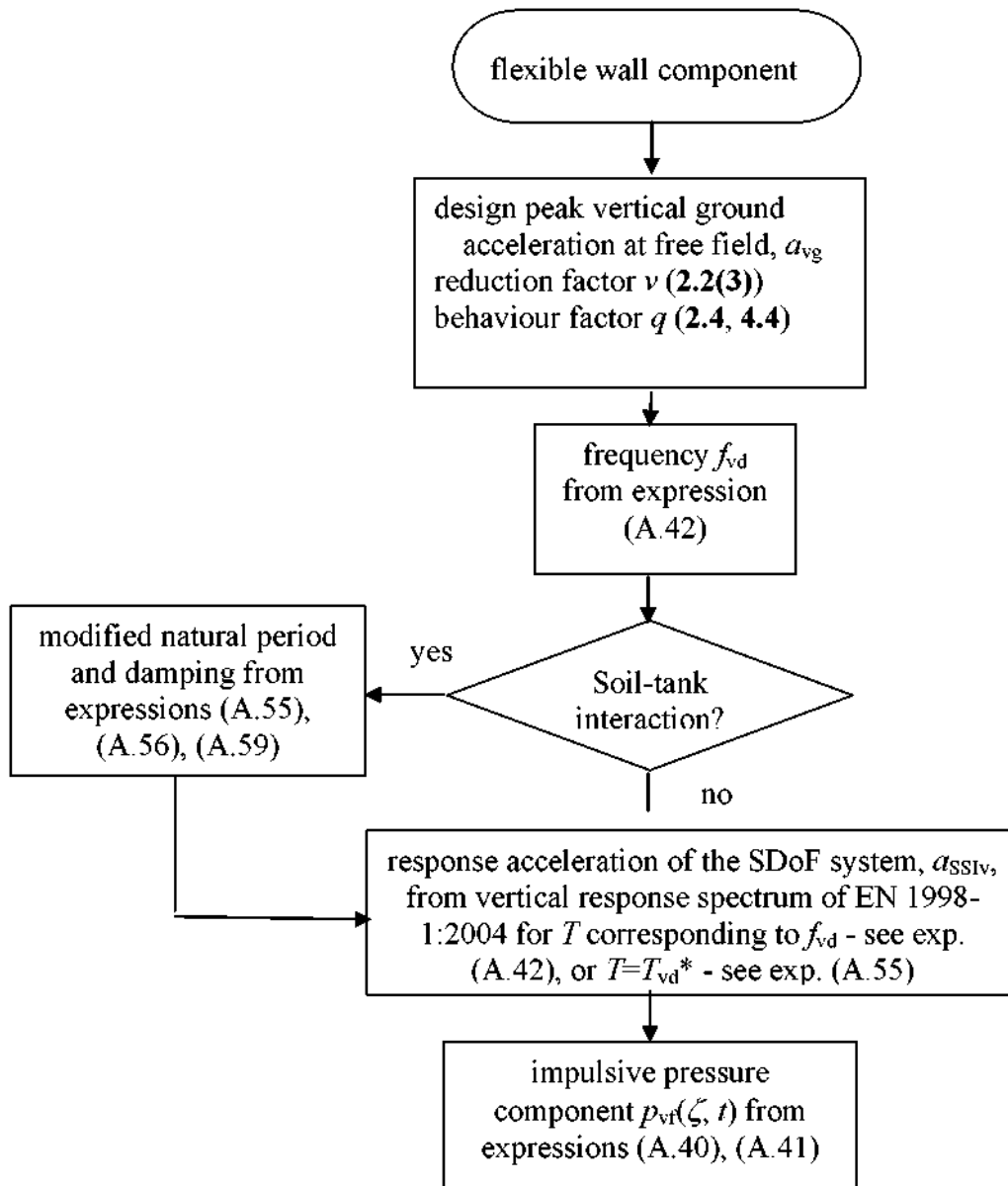
Блок-схема А.5: Вертикальний сейсмічний вплив, складова жорсткої стінки (див. А.2.2, А.7.2)



Flow chart A.5: Vertical seismic action, rigid wall component (see A.2.2, A.7.2)



Блок-схема А.6: Вертикальний сейсмічний вплив, гнучка складова стінки (див. А.3.3, А.7.2)



Flow chart A.6: Vertical seismic action, flexible wall component
(see A.3.3, A.7.2)

A.9 Резервуари на ґрунті без анкерного кріплення

A.9.1 Загальні положення

В резервуарах, встановлених на ґрунті, та які не мають анкерного кріплення до фундаменту, завдяки сейсмічному перекидальному моменту буде відбуватися відрив дна резервуара від ґрунту. Цей відрив буде більш помітним у резервуарах з відкритим верхом. Відрив може привести до пластичних деформацій в резервуарі, особливо, в плиті його основи. Однак, розрив і виток рідини повинно бути передбачено при проектуванні.

У більшості випадків, вплив відриву і супроводжувачого коливального руху на величину і розподіл тиску не враховуються. У більшості випадків це консервативний підхід, як коливання підвищує гнучкість системи і зміщає період в діапазон зростання сил менш динамічних.

Процедура приблизного та ітераційного розрахунку для вертикальних циліндричних резервуарів, яка враховує відрив і власне динамічний характер проблеми, наведена в [2], [4]. Номограми від цієї процедури застосовуються до резервуарів з фіксованим дахом і відносяться до конкретних значень параметрів, таких, як відношення товщини стінки до радіусу, жорсткість ґрунту, тип фундаменту стінки, тощо.

Як тільки пікові гідродинамічні тиски відомі, чи визначені з урахуванням або без урахування відриву, розрахунок напружень в резервуарі буде предметом статичного конструктивного розрахунку, де проектувальник має певну свободу у виборі рівня витонченості методу. Для відривання резервуара точна модель обов'язково буде включати в себе нелінійну кінцевоелементну модель резервуару, ґрунт та їх взаємодію.

A.9 Unanchored tanks on-ground

A.9.1 General

In tanks on-ground which are not anchored to the foundation, uplift of the tank bottom from the ground will occur due to the seismic overturning moment. Uplift is more pronounced in tanks with open top. Uplift may cause plastic deformations in the tank, especially in its base plate. Tearing and leakage of the liquid, however, should be prevented by design.

In most cases, the effects of uplift and of the accompanying rocking motion on the magnitude and the distribution of the pressures are disregarded. For most purposes this is conservative, as rocking increases the flexibility of the system and shifts the period into a range of less dynamic amplification of forces.

An approximate and iterative analysis procedure for vertical cylindrical tanks, accounting for uplift and for the dynamic nature of the problem, is given in [2], [4]. Design charts from this procedure apply to tanks with fixed roof and refer to specific parameters values, such as the ratio of wall thickness to radius, the soil stiffness, the wall foundation type, etc.

Once the peak hydrodynamic pressures are known, whether determined ignoring or considering uplift, calculation of the stresses in the tank is a matter of static structural analysis, where the designer has certain freedom in selecting the level of sophistication of the method. For an uplifting tank, an accurate model would necessarily involve a non-linear finite element model of the tank, the soil and their interface. Simplified but comprehensive computer

Нещодавно в літературі були запропоновані спрощені, але всеосяжні комп'ютерні методи [15], [16]. Грубі методи, які не потребують використання комп'ютера і запропоновані, наприклад, в [8], були доведені за рахунок експериментів і більш точних розрахунків, але проявили себе нестабільними і недостатніми для обліку всіх змінних, що входять до проблеми.

Основний ефект відриву полягає в підвищенні стискаючої вертикальної напруги в оболонці, що є критичним для режимів руйнування, пов'язаних з втратою стійкості. У стінці з боку, протилежного відриву, вертикальний стиск максимальний і в оболонці генеруються кільцеві напруги стиснення внаслідок мембранної дії плити основи.

Визнано, що в плиті основи мають місце деформації від вигину і перевірка максимальної розтягуючої напруги є прийнятною.

A.9.2 Стискаючі вертикальні мембранні сили і напруга в стінці, завдяки відриву

Збільшення вертикальної мембранної сили завдяки відриву (N_u), по відношенню до відповідної напруги в разі анкерного закріплення (N_a) може оцінюватися для звичайних циліндричних сталевих резервуарів на ґрунті з фіксованою дахом, що використовуються в нафтохімічній промисловості, відповідно до Рисунок А.11 [4], як функція безрозмірного перекидаючого моменту, M/WH (W = загальна вага рідини). Для вузьких резервуарів таке зростання є дуже великим. Для фіксованих дахів значення на Рисунок А.11 відповідають безпечної стороні, оскільки вони були розраховані (з використанням статичного конечноелементного розрахунку) за умови, що нижче залегаючий ґрунт є досить жорстким (пружини Вінклера з модулем пружності ґрунту $k = 4000 \text{ МН/м}^3$), що є несприятливим для вертикальної мембранної сили.

methods have been proposed recently in the literature [15], [16]. Crude methods, not requiring the use of computer and proposed for example in [8], have been proven by experiments and more refined analyses to be unconservative and inadequate for accounting of all the variables entering the problem.

The principal effect of uplift is to increase the compressive vertical stress in the shell, which is critical for buckling-related modes of failure. At the wall which is on the side opposite to the uplifting one, vertical compression is maximum and hoop compressive stresses are generated in the shell, due to the membrane action of the base plate.

Flexural yielding is accepted to take place in the base plate, and a check of the maximum tensile stress is appropriate.

A.9.2 Compressive vertical membrane forces and stress in the wall due to uplift

The increase of the vertical membrane force due to uplift (N_u), with respect to that stress in the anchored case (N_a) may, for the usual fixed-roof cylindrical steel tanks on-ground in the petrochemical industry, be estimated from Figure A.11 [4], as a function of the nondimensional overturning moment, M/WH (W = total weight of the liquid). For slender tanks the increase is very significant. For fixed roofs, the values in Figure A.11 are on the safe side, since they have been calculated (using static finite element analysis) assuming that the underlying soil to be quite stiff (Winkler springs with a subgrade reaction modulus $k = 4000 \text{ MN/m}^3$), which is unfavourable for vertical membrane forces.

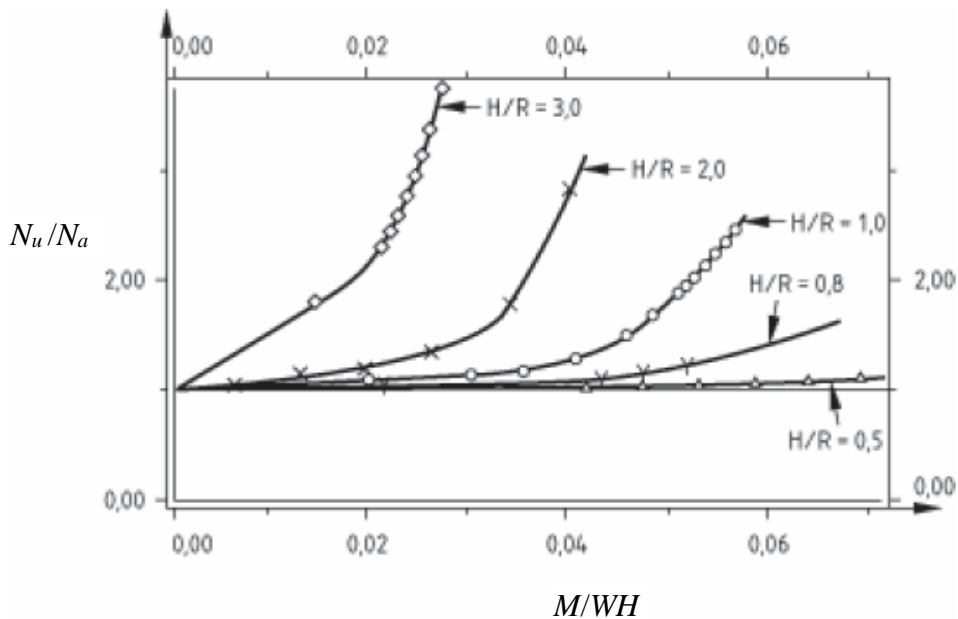


Рисунок А.11 – Відношення максимальної стискаючої освової мембранної сили для незаанкерованих в ґрунті циліндричних резервуарів з фіксованим дахом до значення для заанкерованих резервуарах, як функція перекидаючого моменту [4]

Figure A.11 - Ratio of maximum compressive axial membrane force for unanchored cylindrical tanks on ground with fixed-roof to value for anchored tank, versus overturning moment [4]

А.9.3 Відрив оболонки і довжина відриву плити основи

Вертикальний відрив біля краю основи, w , як похідна від параметричного дослідження конечноелементних моделей незаанкерованих циліндричних сталевих резервуарів на ґрунті з найчастіше використовуваних геометрією та кріпленням, при досить сильно занавантаженому даху [4], наведено на Рисунку А.12, як функція перекидаючого моменту M/WH для різних значень H/R . Результати, представлені на Рисунку А.12, привели б до недооцінки відриву в резервуарах з відкритим верхом або плаваючим дахом.

A.9.3 Shell uplift and uplifted length of the base plate

The vertical uplift at the edge of the base, w , as derived from a parametric study with finite element models of unanchored cylindrical steel tanks on-ground of commonly used geometry and fixed, fairly heavily loaded roof [4], is given in Figure A.12 as a function of the overturning moment M/WH , for different values of H/R . The results in Figure A.12 would underestimate uplift in tanks with open top or floating roof.

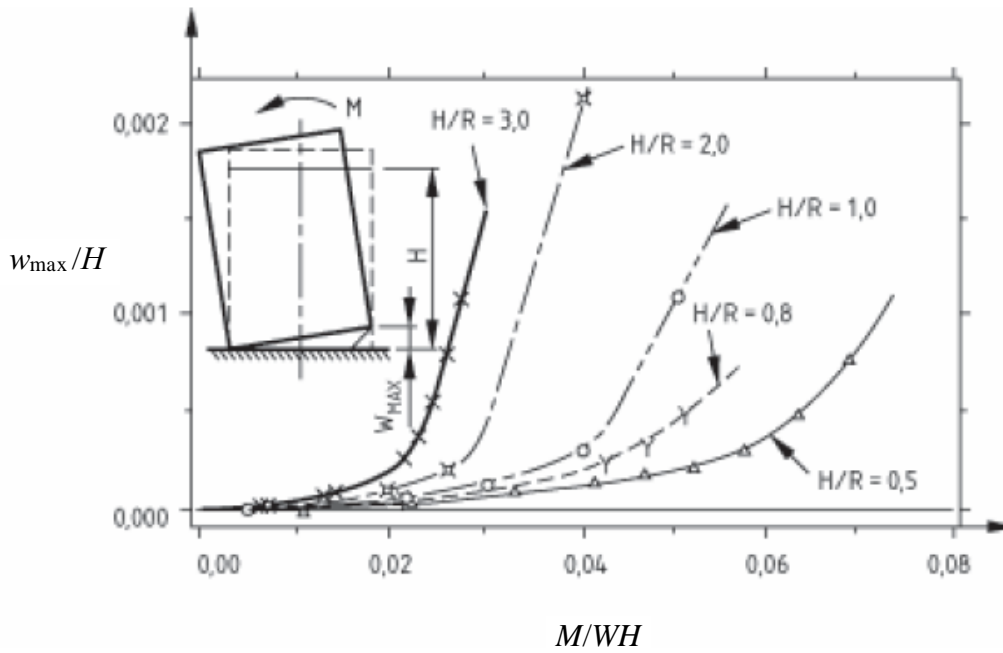


Рисунок А.12 - Максимальний вертикальний відрив незаанкерованих в ґрунті циліндричних резервуарів з фіксованою дахом, як функція перекидаючого моменту M/WH [4]

Figure A.12 - Maximum vertical uplift of fixed-roof unanchored cylindrical tanks on ground versus overturning moment M/WH [4]

Для оцінки радіальних мембранних напружень в плиті, необхідно знати довжину L відриваємої частини дна резервуара. Результати з [4] для резервуарів з фіксованим дахом показані на Рисунку А.13. Як тільки відбувається відрив, залежність L від вертикального відриву w майже лінійна.

For the estimation of the radial membrane stresses in the plate, the length L of the uplifted part of the tank bottom is necessary. Results from [4] for fixed-roof tanks are shown in Figure A.13. Once uplift occurs, the dependence of L on the vertical uplift w is almost linear.

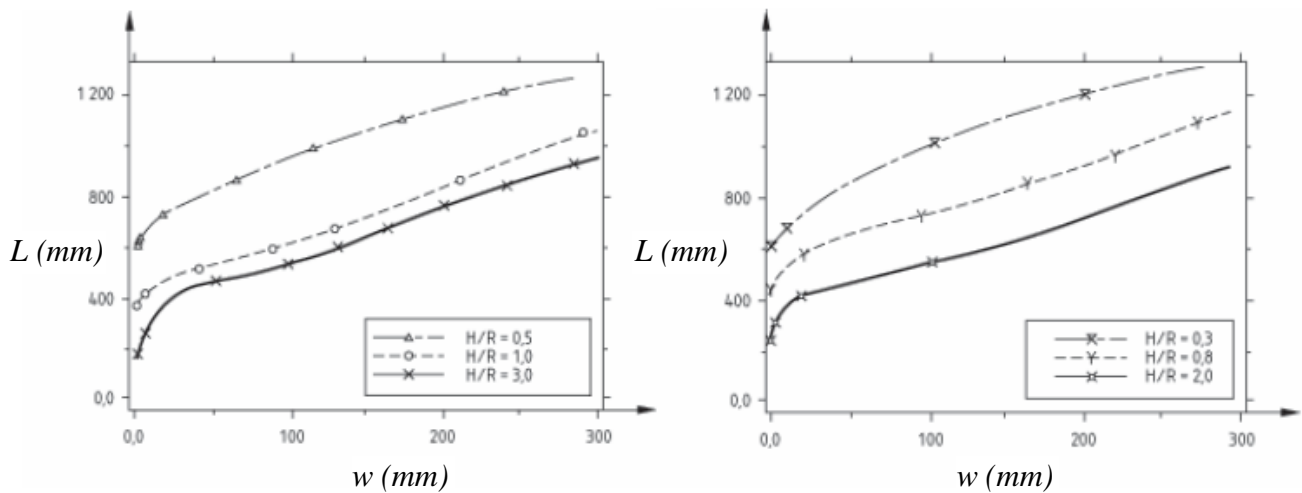


Рисунок А.13 - Довжина відриваємої частини основи незаанкерованих в ґрунті циліндричних резервуарів з фіксованим дахом, як функція вертикального відриву біля краю [4]

Figure A.13 - Length of uplifted part of the base in fixed-roof unanchored cylindrical tanks on ground as a function of the vertical uplift at the edge [4]

А.9.4 Радіальні мембранні напруги в плиті основи [17], [18]

A.9.4 Radial membrane stresses in the base plate [17], [18]

Оцінка мембранної напруги σ_{rb} в плиті основи, обумовленої відривом, наведена в [17]:

An estimate of the membrane stress σ_{rb} , in the base plate due to uplift is given in [17]:

$$\sigma_{rb} = \frac{1}{s} \left(\frac{2}{3} \frac{E}{1-\nu^2} s p^2 R^2 (1-\mu)^2 \right)^{1/3} \tag{A.60}$$

де:

where:

s - товщина плити основи;

s is the thickness of the base plate;

p - тиск на підставу;

p is the pressure on die base;

$\mu = 1 - L/(2R)$, де L = відриваєма частина основи.

$\mu = 1 - L/(2R)$, with L = uplifted part of the base.

Коли відбувається істотний відрив резервуарів великого діаметру, напружений стан у відриваємій частині плити основи в кінцевому граничному стані домінує за рахунок згину плити (включаючи ефект тиску, що впливає на основу резервуару), а не мембранні напруги. У таких випадках для розрахунку напруженого стану слід використовувати метод кінцевих елементів.

When significant uplift takes place in large diameter tanks, the state of stresses in the uplifted part of the base plate at the ultimate limit state is dominated by plate bending (including the effect of the pressure acting on the tank base), not by membrane stresses. In such cases the finite element method should be used for the calculation of the state of stresses.

A.9.5 Пластичне обертання плити основи

Рекомендується проектувати кільце з окраск днища резервуару з товщиною меншою, ніж товщина стінки, щоб уникнути деформацій вигину біля основи стінки.

Обертання пластичного шарніру в основі резервуару повинно бути сумісним з наявною здатністю до деформації вигину. Для максимально допустимих деформацій сталі, що становлять 0,05, і постульованої довжини шарніра пластичності, рівної $2s$, максимально допустиме обертання становить 0,20 рад. Згідно Рисунку А.14, обертання, пов'язане з відривом біля краю w і відділенням основи L , становить:

$$\theta = \left(\frac{2w}{L} - \frac{w}{2R} \right) \quad (\text{A.61})$$

яке повинно бути менше, ніж оцінена здатність повороту, що становить 0,20 рад.

A.9.5 Plastic rotation of the base plate

It is recommended to design the bottom annular ring with a thickness less than the wall thickness, so as to avoid flexural yielding at the base of the wall.

The rotation of the plastic hinge in the tank base should be compatible with the available flexural deformation capacity. For a maximum allowable steel strain of 0,05 and a postulated length of the plastic hinge equal to $2s$, the maximum allowable rotation is 0,20 rads. From Figure A. 14 the rotation associated to an uplift at the edge w and a base separation of L is:

which should be less than the estimated rotation capacity of 0,20 radians.

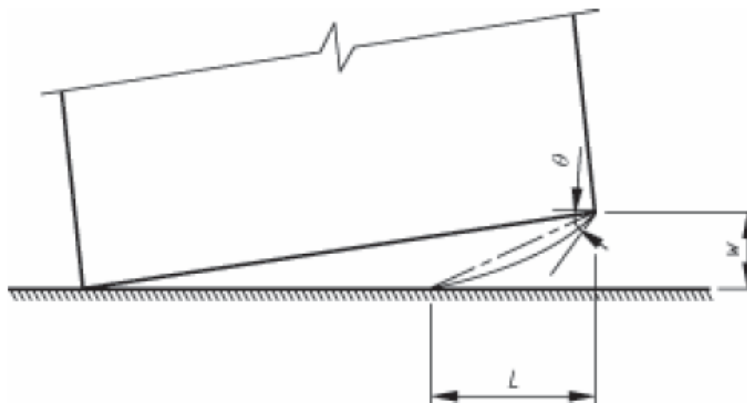


Рисунок А.14 - Пластичне обертання плити основи що відриваємого резервуару [8]

Figure A.14 - Plastic rotation of base plate of uplifting tank [8]

A.10 Верифікації для сталевих резервуарів

A.10.1 Введення

Цілісність ділянки кута між плитою основи і стінкою резервуарів з анкерним кріпленням або без такого, слід перевіряти при механічних напруженнях і деформаціях, прогнозованих на підставі розрахунку для сейсмічної проектної ситуації. Крім того, стійкість стінки резервуару поблизу основи і над основою слід перевіряти на предмет двох можливих видів руйнування.

A.10.2 Верифікація пружною втрати стійкості

Дана форма втрати стійкості спостерігається в тих частинах оболонки, де товщина зменшена по відношенню до товщини основи, та/або внутрішній тиск (який має стабілізуючий ефект) також зменшено по відношенню до максимального значення, що досягається в основі. Для резервуарів з постійною або змінною товщиною стінок, перевірку на пружну втрату стійкості слід проводити біля основи, а також у стінці над основою. Завдяки стабілізуючому ефекту внутрішнього тиску, перевірка повинна базуватися на мінімальному можливому значенні внутрішнього тиску в сейсмічній проектній ситуації.

Перевірка може виконуватися у відповідності з стандартом EN 1993-1-6:200X.

Як альтернатива можуть бути перевірені наступні нерівності [19]-[23]:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_{c1}} \leq 0,19 + 0,81 \frac{\sigma_p}{\sigma_{c1}} \quad (\text{A.62})$$

A. 10 Verifications for steel tanks

A.10.1 Introduction

The integrity of the corner region between the base plate and the wall of anchored or unanchored tanks should be verified under the stresses and strains predicted there from the analysis for the seismic design situation. In addition, the stability of the tank wall near the base and above the base should be verified for two possible failure modes.

A.10.2 Verification of elastic buckling

This form of buckling has been observed in those parts of the shell where the thickness is reduced with respect to the thickness of the base and/or the internal pressure (which has a stabilising effect) is also reduced with respect to the maximum value attained at the base. For tanks of constant or varying wall thickness, the verification for elastic buckling should take place at the base as well as in the wall above the base. Due to the stabilising effect of the internal pressure, the verification should be based on the minimum possible value of the interior pressure in the seismic design situation.

The verification may be performed in accordance with EN 1993-1-6:200X.

As an alternative, the following inequality may be verified [19]-[23]

де:

σ_m - максимальна вертикальна мембранна напруга,

where:

σ_m is the maximum vertical membrane stress,

$$\sigma_{cl} = 0,6 \cdot E \frac{s}{R} \quad (\text{A.63})$$

ідеальна критична напруга втрати стійкості для циліндрів, навантажених осьовим стиском, та

is the ideal critical buckling stress for cylinders loaded in axial compression, and

$$\sigma_p = \sigma_{cl} \left[1 - \left(1 - \frac{\bar{p}}{5} \right)^2 \left(1 - \frac{\sigma_o}{\sigma_{cl}} \right)^2 \right]^{1/2} \leq \sigma_{cl} \quad (\text{A.64})$$

де:

where:

$$\frac{\bar{p}}{p} = \frac{pR}{s\sigma_{cl}} < 5 \quad (\text{A.65})$$

з p , що позначає мінімальний можливий внутрішній тиск в сейсмічній проектній ситуації,

with p denoting the minimum possible interior pressure in the seismic design situation,

$$\sigma_o = f_y \left(1 - \frac{\lambda^2}{4} \right) \text{ if } \lambda^2 = \frac{f_y}{\sigma \sigma_{cl}} \leq 2 \quad (\text{A.66a})$$

$$\sigma_o = \bar{\sigma} \sigma_{cl}, \text{ якщо: (if:)} \lambda^2 \geq 2 \quad (\text{A.66b})$$

з

with

$$\bar{\sigma} = 1 - 1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right) \left[\left(1 + \frac{2}{1,24 \left(\frac{\delta}{s} \right)} \right)^{1/2} - 1 \right] \quad (\text{A.67})$$

і δ/s позначає відношення максимальної амплітуди недосконалості до товщини стінки, яка може бути прийнята як [8]:

and δ/s denoting the ratio of maximum imperfection amplitude to wall thickness, which may be taken as [8]:

$$\left(\frac{\delta}{s} \right) = \frac{0,06}{a} \sqrt{\frac{R}{s}} \quad (\text{A.68})$$

де:

where:

$a = 1$ для нормального будівництва

$a = 1$ for normal construction

$a = 1,5$ для якісного будівництва

$a = 1,5$ for quality construction

$a = 2,5$ для високоякісного будівництва

$a = 2,5$ for very high quality construction

А.10.3 Пружно-пластичне руйнування

Дана форма втрати стійкості (“нога слона”) зазвичай відбувається близько до основи резервуару внаслідок комбінації вертикальних стискаючих напружень і кільцевих розтягуючих напружень, що викликає непружний двовісний напружений стан. В резервуарах зі змінною товщиною стінки, верифікацію для даного режиму втрати стійкості не слід обмежувати перерізом, близьким до основи резервуара, а слід розширити на нижні перерізи всіх частин стінки, які мають постійну товщину.

Емпіричне рівняння, розвинуте в [24] - [25] для перевірки цієї форми нестійкості має вигляд:

$$\sigma_m = \sigma_{cl} \left[1 - \left(\frac{pR}{sf_y} \right)^2 \right] \left[1 - \frac{1}{1,12 + r^{1,15}} \right] \left[\frac{r + f_y / 250}{r + 1} \right] \quad (\text{A.69})$$

де $r = \frac{R / s}{400}$ - межа текучості матеріалу стінки резервуара в МПа;

f_y - максимальне можливий внутрішній тиск в ситуаціях, пов'язаних з в проектній сейсмічній ситуації, в МПа.

Посилання

[1] Хабенбергер, Й. і Шварц, Й., Ефекти демпфування текучого середовища в циліндричних резервуарах для зберігання рідини. *Інженерна сейсмологія і динаміка конструкцій*, 2005, 33.

[2] Фішер, Ф. Д.; Раммершторфер, Ф. Г. і Шарф, К., *Сейсмостійке проектування резервуарів для зберігання рідини з анкерним кріпленням або без такого в умовах тривимірної сейсмічної дії. Останні досягнення динаміки споруд*, Шюллер, Г. Л. (редактор). Шпрінгер Ферлаг, 1991.

A.10.3 Elastic-plastic collapse

This form of buckling (‘elephant’s foot’) normally occurs close to the base of the tank, due to a combination of vertical compressive stresses and tensile hoop stresses inducing an inelastic biaxial state of stress. In tanks with variable wall thickness, verification for this mode of buckling should not be limited to the section close to the base of the tank, but should extend to the bottom section of all parts of the wall which have constant thickness.

The empirical equation developed in [24]-[25] to check this form of instability is:

where:
 $r = \frac{R / s}{400}$ is the yield strength of the tank wall material in МПа;

f_y is the maximum possible interior pressure in the seismic design situation, in МПа.

References

[1] Habenberger, J. and Schwarz, J., Damping effects of the fluid in cylindrical liquid storage tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 2005, 33.

[2] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Scharf, K., *Earthquake Resistant Design of Anchored and Unanchored Liquid Storage Tanks under Three-dimensional Earthquake Excitation. Structural Dynamics Recent Advances*, Schueller, G.L. (Ed.). Springer Verlag. 1991.

[3] Раммесшторфер, Ф. Г., Шарф, К., Фішер, Ф. Д. та Зеебер Р., Руйнування резервуарів, збуджених землетрусом, *Res Mechanica*. 1988, 25, 129-143.

[4] Шарф К., Вклад в розуміння поведінки наземних резервуарних конструкцій під впливом землетрусу, Прогресивний звіт VDI, Ряд 4. Будівельно-інженерна справа, Nr. 97, Видавництво VDI, Дюссельдорф, 1990.

[5] Керівні вказівки з сейсмостійкого проектування систем нафто- і газопроводів. Американське товариство інженерів-будівельників. Технічна рада з інженерної сейсмології життєво важливих комунікацій 1987.

[6] Малотра П. К., Сейсмічна реакція спираючихся на ґрунт, незаанкерованих резервуарів для зберігання рідини, *Американське товариство інженерів-будівельників, Журнал проектування будівель*, 1997, 123, 440-449.

[7] Фішер, Ф. Д., Зеебер, Р., Динамічна реакція вертикально збуджених резервуарів для зберігання рідини з урахуванням взаємодії рідина - ґрунт. *Інженерна сейсмологія і динаміка споруд*. 1988, 16, 329-342.

[8] Прістлі, М. Дж. Н. (редактор), Девідсон, Б. Дж., Хоні, Г. Д., Хопкінз, Д. К., Мартін Р. Дж., Ремзі, Г., Вессі, Дж. В. і Вуд Дж. Х., Сейсмостійке проектування резервуарів - Рекомендації групи дослідження Новозеландського національного суспільства інженерної сейсмології. Грудень 1986.

[9] Кім, Дж. К., Кох, Х. М. і Квак І. Й., Динамічна реакція прямокутних гнучких контейнерів, що містять текучі середовища. *Американське товариство інженерів-будівельників, Журнал інженерної механіки*, 1996, 122 (9), 807-817.

[10] Велетсос, Б. С., Динаміка системи будівля - фундамент і геотехнічна

[3] Rammesstorfer, F.G., Scharf, K., Fischer, F.D. and Seeber R., Collapse of Earthquake Excited Tanks, *Res Mechanica*. 1988,25, 129-143.

[4] Scharf K., Beitrage zur Erfassung des Verhaltens von erdbebenerregten, oberirdischen Tankbauwerken, Fortschritt-Berichte VDI, Reihe 4. Bauingenieurwesen, Nr. 97, VDI Verlag, Dusseldorf, 1990.

[5] Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems. ASCE Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering. 1987.

[6] Malhotra P.K., Seismic Response of Soil-Supported Unanchored Liquid-Storage Tanks, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 1997,123,440-449.

[7] Fischer, F.D., Seeber, R., Dynamic Response of Vertically Excited Liquid Storage Tanks considering Liquid-Soil-Interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1988,16,329-342.

[8] Priestley, M.J.N (Ed), Davidson, B J., Honey, G.D, Hopkins, DC, Martin, R.J., Ramsay, G., Vessey, J.V. and Wood, J.H., Seismic Design of Storage Tanks - Recommendations of a Study Group of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. December 1986.

[9] Kim, J.K., Koh, H.M. and Kwack, I. J., Dynamic Response of Rectangular Flexible Fluid Containers *ASCE, Journal of Engineering Mechanics*, 1996,122(9), 807-817.

[10] Veletsos, B.S., Dynamics of Structure - Foundation Systems - Structural and

механіка. Редактор. У. Дж. Холл, ««Прентіс Хол », Інс.», Енглвуд кліффс, Нью-Джерсі, 1977, 333-361.

[11] Велетсос, А. С. і Ю Тань, Ефекти взаємодії між ґрунтом і конструкцією для резервуарів зберігання рідин з боковим збудженням. *Інженерна сейсмологія і динаміка конструкцій*, 1990, 19, 473-496.

[12] Велетсос, А. С., Ю Тань, і Х. Т. Тань, Динамічна реакція резервуарів для зберігання рідин з гнучкою опорою. *Американське товариство інженерів-будівельників, Журнал проектування будівель*, 1992, 118(1), 264-283.

[13] Хабенбергер, Ж. і Шварц, Й., Сейсмічна реакція резервуарів для зберігання рідин з гнучкою опорою і анкерним кріпленням, *Матеріали 13-ої Європейській конференції з інженерної сейсмології*, Лондон, 2002.

[14] Газетас, Г., Аналіз вібрацій фундаментів машин: сучасний стан. *Динаміка ґрунтів та інженерна сейсмологія*. 1983, 2(1), 2-43.

[15] Малотра, П. К., Практичний нелінійний сейсмічний розрахунок резервуарів. *Спектри землетрусів*. 2000, 16(2), 473-492.

[16] Пік, Р. і Jennings, Р. С., Спрощений розрахунок резервуарів без анкерного кріплення. *Інженерна сейсмологія і динаміка конструкцій*, 1988, 16, 1073-1085.

[17] Камбре Ф. Дж., Розгляд реакцій на землетрус широких резервуарів для зберігання рідини, отчет EERC 82/25, 1982.

[18] Фішер, Ф. Д.; Раммершторфер, Ф. Г. і Шрайнер, Розтяжна піднята смуга. *Acta Mechanica*. 1989, 80, 227-257.

[19] Роттер, Дж. М., Втрата стійкості підтримуваних ґрунтом циліндричних сталевих бункерів при вертикальних

Geotechnical Mechanics. Ed. W.J. Hall, Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1977,333-361

[11] Veletsos, A.S. and Yu Tang, Soil-Structure Interaction Effects for Laterally Excited Liquid Storage Tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1990,19,473-496.

[12] Veletsos AS., Yu Tang, and H.T. Tang, Dynamic Response of Flexibly Supported Liquid Storage Tanks. *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 1992,118(1), 264-283.

[13] Habenberger, J. and Schwarz, J., Seismic Response of Flexibly Supported Anchored Liquid Storage Tanks, Proc. *13th European Conference on Earthquake Engineering* London, 2002.

[14] Gazetas, G., Analysis of Machine Foundation Vibrations: State-of-the-Art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*. 1983, 2(1), 2-43.

[15] Malhotra, P.K., Practical Nonlinear Seismic Analysis of Tanks. *Earthquake Spectra*. 2000,16(2), 473-492.

[16] Peek, R. and Jennings, F.C., Simplified Analysis of Unanchored Tanks. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1988, 16, 1073-1085.

[17] Cambra F.J., *Earthquake Response Considerations of Broad Liquid Storage Tanks*, Report EERC 82/25, 1982.

[18] Fischer, F.D.; Rammerstorfer, F.G. and Schreiner, The Extensible Uplifted Strip. *Acta Mechanica*. 1989, 80, 227-257.

[19] Rotter, J.M., Buckling of Ground-Supported Cylindrical Steel Bins under Vertical Compressive Wall Loads, Proc,

стискаючих навантаженнях на стінки, *Матеріали Конференції з металевих конструкцій*, Інститут інженерів Австралії, Мельбурн, 1985, 112-127.

Metal Structures Conference, Institution of Engineers of Australia, Melbourne, 1985, 112-127.

[20] Роттер, Дж. М., Втрата стійкості циліндричних оболонок під осьовому стисканні, в: *“Втрата стійкості тонких металевих оболонок”*, редактори Дж. Г. Тінь і Дж. М. Роттер, спое, Лондон, 2004, 42-87.

[20] Rotter, J.M., Buckling of cylindrical shells under axial compression, in *Buckling of Thin Metal Shells*, eds J.G Teng & J.M Rotter, Spon, London, 2004,42-87.

[21] Роттер, Дж. М. і Хулл, Т. С., Навантаження на стінки широких низьких сталевих бункерів при землетрусах, *Інженерні споруди*, 1989, 11(3), 139-147.

[21] Rotter, J.M. and Hull, T.S., Wall Loads in Squat Steel Silos during Earthquakes, *Engineering Structures*, 1989,11(3), 139-147.

[22] Гейлорд, Е. Х. і Гейлорд, К. Н., *Проектування сталевих бункерів для сипких твердих матеріалів*, 1984, «Прентіс Хол».

[22] Gaylord, E.H. and Gaylord, C.N., *Design of Steel Bins for Storage of Bulk Solids*, 1984, Prentice Hall.

[23] Трейхі, Н. С., Абель, А., Ансуріан, П., Ірвін, Х. М. і Роттер, Дж. М. Конструктивне проектування сталевих бункерів для сипких твердих матеріалів, Австралійський інститут сталевих конструкцій, 1983, Сідней.

[23] Trahair, N.S., Abel, A., Ansourian, P, Irvine, H.M. and Rotter, J.M. Structural Design of Steel Bins for Bulk Solids, Australian Institute of Steel Construction, 1983, Sydney.

[24] Роттер, Дж. М., Локальне непружне руйнування тонкої сталеві оболонки, що знаходиться під тиском дії осьового стиску, *Американське товариство інженерів-будівельників, Журнал проектування будівель*, 1990, 116(7), 1955-1970.

[24] Rotter, J.M., Local Inelastic Collapse of Pressurised Thin Cylindrical Steel Shells under Axial Compression, *ASCE, Journal of Structural Engineering*, 1990,116(7), 1955-1970.

[25] Роттер, Дж. М., Сейде, П., Про проектування не укріплених оболонок, схильних до осьового навантаження і внутрішнього тиску. *Матеріали колоквиуму ECCS по стійкості конструкцій плит і оболонок*. Гентський університет, 1987, 539-548.

[25] Rotter, J.M., Seide, P., On the Design of Unstiffened Shells Subjected to an Axial Load and Internal Pressure. *Proc of ECCS Colloquium on Stability of Plate and Shell Structures*. Ghent University, 1987, 539-548.

[26] Фішер, Ф. Д. і Раммершторфер, Ф. Г., Поєднання расплесківання з рухом стінок в сейсмічно збуджених резервуарах. *Міжнародний журнал судин і трубопроводів, що працюють під тиском*, 1999, 76, 693-709.

[26] Fischer, F.D. and Rammerstorfer, F.G., Coupling of Sloshing with the Wall Motion in Seismically Excited Tanks. *Intl Journal of Pressure Vessel and Piping* 1999, 76, 693-709.

ДОДАТОК В
(довідковий)

ПІДЗЕМНІ ТРУБОПРОВОДИ

B.1 Загальні положення проектування

(1) Як правило, трубопроводи слід прокладати в ґрунтах, які перевірені на збереження стійкості при проектному сейсмічному впливі. Коли вищевказана умова не може бути задоволена, повинні бути однозначно визначені характер і масштаби негативних явищ і застосовані відповідні проектні контрзаходи.

(2) Два крайніх випадки: Розрідження ґрунту і зміщення по розлому варті згадки, оскільки вони вимагають, в цілому, проектних рішень, специфічних для кожного конкретного випадку.

(3) Розрідження ґрунту, де б воно не відбулося, було однією з основних причин пошкодження трубопроводів при минулих землетрусах.

(4) Залежно від обставин, рішення може вимагати або збільшення глибини прокладки, а, можливо і укладення труб в жорсткі канали більшого діаметру, або прокладки трубопроводу над поверхнею землі, з підтримкою їх опорами з міцними фундаментами, розташованими на досить великих відстанях. В останньому випадку слід також розглянути гнучкі стики для забезпечення відносних переміщень між опорами.

(5) Проектування для зміщення по розлому вимагає оцінки, іноді постулюючи ряд параметрів, включаючих: розміщення, розміри порушеного ділянки, тип і ступінь переміщення по розлому. При наявності зазначених параметрів, найпростіший шлях моделювання явища розглянути жорсткий зсув між масами ґрунту, які взаємодіють у розломі.

ANNEX B
(informative)

BURIED PIPELINES

B.1 General design considerations

(1) As a rule, pipelines should be laid on soils which are checked to remain stable under the design seismic action. When the condition above cannot be satisfied, the nature and the extent of the adverse phenomena should be explicitly assessed, and appropriate design counter measures applied.

(2) Two extreme cases: Soil liquefaction and fault movements are worth being mentioned, since they require in general design solutions specific to each particular case.

(3) Soil liquefaction, whenever it did occur, has been a major contributor to pipelines distress in past earthquakes.

(4) Depending on the circumstances, the solution may require either increasing the burial depth, possibly also encasing the pipes in larger stiff conduits, or in placing the pipeline above-ground, supporting it at rather large distances on well founded piers. In the latter case flexible joints should also be considered to allow for relative displacements between supports.

(5) Design for fault movements requires estimating, sometimes postulating, a number of parameters including: location, size of the area affected, type and measure of the fault displacement. Given these parameters, the simplest way of modelling the phenomenon is to consider a rigid displacement between the soil masses interfacing at the fault.

(6) Загальним критерієм мінімізації ефекту накладення переміщень є критерій введення максимальної гнучкості в систему, що знаходиться під впливом зазначеного зсуву.

(6) The general criterion for minimizing the effect of an imposed displacement is that of introducing the maximum flexibility into the system which is subjected to it.

(7) В даному випадку це може бути здійснено:

(7) In the case under consideration this can be done:

- шляхом зменшення глибини прокладки з метою зменшення стиснення ґрунтом;

- by decreasing the burial depth so as to reduce the soil restraint;

- шляхом підготовки траншей великих розмірів для прокладки труб, заповнюваних м'яким матеріалом;

- by providing a large ditch for the pipes, to be filled with soft material;

- шляхом прокладки трубопроводу над поверхнею ґрунту і введенням гнучких і розсувних елементів трубопроводу.

- by putting the pipeline above ground, and introducing flexible and extensible piping elements.

В.2 Сейсмічні впливи на підземні трубопроводи

B.2 Seismic actions on buried pipelines

(1) Рух ґрунту, що розповсюджується під поверхнею ґрунту, складається з змішаних хвиль маси (стиск, зсув) і поверхні (Релея, Лява, тощо): фактичний склад, що залежить найбільш істотно від фокальної глибини і від відстані між фокусом і ділянкою.

(1) The ground motion propagating beneath the soil surface is made up of a mixture of body (compression, shear) and surface (Rayleigh, Love, etc) waves: the actual composition depending most significantly on the focal depth and on the distance between the focus and the site.

(2) Різні типи хвиль мають різну швидкість розповсюдження і різний рух частинок (тобто паралельно до напрямку поширення хвилі, перпендикулярно їй, еліптично, тощо). Незважаючи на те, що геофізичні й сейсмологічні дослідження можуть дати деяке уявлення, вони, в цілому, не в змозі передбачити фактичну хвильову картину, внаслідок чого доводиться робити консервативні припущення.

(2) The various types of waves have different propagation velocities, and different motions of the particles (i.e. parallel to the propagation of the wave, orthogonal to it, elliptical, etc.). Although geophysical-seismological studies can provide some insight, they are generally unable to predict the actual wave pattern, so that conservative assumptions have to be made.

(3) Одне з частих припущень є розгляд, що, в свою чергу, хвильова картина цілком складається з одного типу хвиль, будь яка з яких найбільш несприятлива для особливого ефекту на трубопровід.

(3) One often made assumption is to consider in turn the wave pattern to consist entirely of a single type of wave, whatever is more unfavourable for a particular effect on the pipeline.

(4) Серії хвиль могли б у цьому випадку легко будуватися на підставі частотного змісту переважного спектру пружної

(4) The wave trains can in this case be easily constructed on the basis of the frequency content underlying the elastic response

реакції, відповідного даній ділянці, шляхом присвоєння кожній складовій частоти оціненого значення швидкості поширення.

(5) Теоретичні аргументи і ряд чисельних моделювань вказують, що інерційні сили, що виникають при взаємодії між трубою і ґрунтом, значно менше сил, викликаних деформацією ґрунту. Цей факт дозволяє звести проблему взаємодії між ґрунтом і трубопроводом до статичної задачі, тобто, задачі, де трубопровід деформується при проходженні хвилі зміщень, без розгляду динамічних ефектів.

(6) Сили для трубопроводу, внаслідок цього, можуть бути отримані з розрахунку з урахуванням часу, де час є параметром, функція якого полягає в зміщенні хвилі уздовж або поперек конструкції, яка пов'язана з ґрунтом через радіальні і поздовжні пружини.

(7) Часто використовується значно простіший метод, який продемонстрував точність, порівнянну з точністю більш ретельного підходу, описаного вище, і який приводить в будь-якому випадку до оцінки верхньої межі деформацій в трубопроводі, так як він має припускає трубопровід достатньо гнучким, щоб слідувати деформації ґрунту без прослизання і без взаємодії.

(8) Відповідно до даного методу [1] рух ґрунту представляється простою синусоїдальною хвилею:

$$u(x, t) = d \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.1})$$

де d - повна амплітуда переміщення, і c - справжня швидкість хвилі.

(9) У свою чергу, рух частинок передбачається уздовж напрямку поширення (стискаючі хвилі) і нормально до неї (зсувні хвилі) та, для простоти і прийняття найгіршого випадку, вісь трубопроводу і напрям поширення збігаються.

spectrum appropriate for the site, by assigning to each frequency component an estimated value of the propagation velocity.

(5) Theoretical arguments and a number of numerical simulations indicate that the inertia forces arising from the interaction between pipe and soil are much smaller than the forces induced by the soil deformation. This fact allows the soil-pipeline interaction problem to be reduced to a static one, i.e., one where the pipeline is deformed by the passage of a displacement wave, without consideration of dynamic effects.

(6) The forces on the pipeline can therefore be obtained by a time-history analysis, where time is a parameter whose function is to displace the wave along or across, the structure, which is connected to the soil through radial and longitudinal springs.

(7) A much simpler method is often used, whose accuracy has been proved to be comparable with the more rigorous approach described above, and which yields in any case an upper bound estimate of the strains in the pipeline, since it assumes it to be flexible enough to follow without slippage nor interaction the deformation of the soil.

(8) According to this method [1] the soil motion is represented by a single sinusoidal wave:

where d is the total displacement amplitude, and c is the apparent wave speed.

(9) The particle motion is assumed in turn to be along the direction of propagation (compression waves), and normal to it (shear waves) and, for simplicity and in order to take the worst case, the pipeline axis and the direction of propagation coincide.

(10) Поздовжній рух частинок створює деформації в ґрунті і в трубопроводі, та визначається виразом:

$$\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x} = -\frac{\omega d}{c} \cos \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.2})$$

максимальне значення якого дорівнює:

$$\varepsilon_{\max} = \frac{v}{c} \quad (\text{B.3})$$

де:

$v = \cos \omega d$ - пікова швидкість ґрунту.

whose maximum value is:

where:

$v = \cos \omega d$ the peak soil velocity

(11) Поперечний рух частинок створює викривлення χ в ґрунті і трубі, визначається виразом:

$$\chi = \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = -\frac{\omega^2 d}{c^2} \sin \omega \left(t - \frac{x}{c} \right) \quad (\text{B.4})$$

максимальне значення якого дорівнює:

$$\chi_{\max} = \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.5})$$

де:

$a = \omega^2 d$ - пікове прискорення ґрунту.

whose maximum value is:

where:

$a = \omega^2 d$ the peak soil acceleration.

(12) За умови задоволення досконалого зв'язку між трубою і ґрунтом, дійсна сила тертя на одиницю довжини повинна врівноважувати зміну поздовжньої сили, що веде до:

$$\tau_{av} = s E \frac{a}{c^2} \quad (\text{B.6})$$

де:

E - Модуль Пружності труби;

s - товщина труби; і

τ_{av} - середня напруга зсуву між трубою і ґрунтом, яка залежить від коефіцієнту тертя між ґрунтом і трубою, і від глибини прокладки.

(12) For the condition of perfect bond between pipe and soil to be satisfied, the available friction force per unit length should equilibrate the variation of the longitudinal force leading to:

where:

E Modulus of Elasticity of the pipe;

s thickness of the pipe; and

τ_{av} average shear stress between pipe and soil which depends on the friction coefficient between soil and pipe, and on the burial depth.

Бібліографія

[1] Ньюмарк, Н. М., Проблеми поширення хвиль в ґрунті і скелі, Матеріали міжнародного симпозіуму з розповсюдження хвиль і динамічними властивостями ґрунтових матеріалів, Університет Нью-Мексико, Альбукерке, Нью-Мексико, 1967, 7-26.

Bibliography

[1] Newmark, N. M., Problems in Wave Propagation in Soil and Rock, Proc. Int-nl. Symp. on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials., Univ. of New Mexico, Albuquerque, New Mexico, 1967, 7-26

ДОДАТОК НА
(ДОВІДКОВИЙ)

**ПЕРЕЛІК НАЦІОНАЛЬНИХ СТАНДАРТІВ УКРАЇНИ (ДСТУ),
ІДЕНТИЧНИХ МС, ПОСИЛАННЯ НА ЯКІ Є В EN 1998-4:2006**

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 1998-5 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects	IDT	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)»
EN 1998-6 Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Part 6: Towers, masts and chimneys	IDT	ДСТУ-Н Б EN 1998-6:20XX «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, сейсмонебезпечність, Єврокоди, сейсмостійкість, правила проектування, силосні башти, резервуари, трубопроводи, сейсмічні навантаження.

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