



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**ЄВРОКОД 8.
ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 3. ОЦІНКА СТАНУ ТА ВІДНОВЛЕННЯ БУДІВЕЛЬ
(EN 1998-3:2005, IDT)**

ДСТУ-Н Б EN 1998-3:201X
(Проект, остаточна редакція)

**Київ
Міністерство регіонального розвитку, будівництва та
житлово-комунального господарства України
201X**

ПЕРЕДМОВА

1 ВНЕСЕНО: Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій"

ПЕРЕКЛАД І НАУКОВО-ТЕХНІЧНЕ РЕДАГУВАННЯ: **Ю. Немчинов**, доктор техн. наук; **М. Мар'єнков**, канд. техн. наук; **О. Хавкін**, канд. техн. наук (науковий керівник); **В. Тарасюк**, канд. техн. наук; **Ю. Калюх**, доктор техн. наук; **В. Кукунаєв**, доктор техн. наук; **В. Крігов**, канд. техн. наук; **К. Єгупов**, канд. техн. наук; **М. Сорока**, канд. техн. наук; **Т. Мірошник**; **В. Гончар**

2 НАДАНО ЧИННОСТІ:

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

3 Національний стандарт відповідає EN 1998-3:2005 Eurocode 8: Desing of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель) разом із технічною поправкою EN 1998-3:2005/AC:2010

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
Міністерство регіонального розвитку, будівництва та
житлово-комунального господарства України**

©Мінрегіон України, 201X

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожний переклад EN 1998-3:2005 Eurocode 8: "Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings" (Єврокод 8. "Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель") разом із технічною поправкою EN 1998-3:2005/AC:2010.

EN 1998-3:2005 Eurocode 8: "Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings" 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 1998-3:201X "Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель" (EN 1998-3:2005, IDT), викладена українською мовою.

Відповідно до ДБН А.1.1-1-2009 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 цього стандарту внесено такі редакційні зміни:

- слова "цей європейський стандарт" замінено на "цей стандарт";
- структурні елементи стандарту: "Обкладинку", "Передмову", "Національний вступ", "Зміст" та "Бібліографічні дані" - 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 1998-3:2005 разом із технічною поправкою EN 1998-3:2005/AC:2010, наведено в додатку НА.

Копії міжнародних стандартів, неприйнятих як національні стандарти, на які є посилання в EN 1998-3:2005, можна отримати в Головному фонді нормативних документів ДП «УкрНДНЦ».

Технічна поправка EN 1998-3:2005/AC:2010 до EN 1998-3:2005 наведена в кінці ДСТУ-Н Б EN 1998-3:201X після Додатку НА.

ЗМІСТ

CONTENTS

	стр.		Page
Вступ	VII	Foreword	VII
Основи програми Єврокоду	VIII	Background of the Eurocode programme	VIII
Статус і сфера застосування Єврокодів	IX	Status and field of application of Eurocodes	IX
Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди	X	National Standards implementing Eurocodes	X
Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (EN-и і ЕТА-и) для виробів	XI	Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	XI
Додаткова інформація, що відноситься до EN 1998-3	XI	Additional information specific to EN 1998-3	XI
Національний додаток до EN 1998-4	XIII	National annex for EN 1998-2	XIII
1 Загальні відомості	1	1 General	1
1.1 Сфера застосування	1	1.1 Scope	1
1.2 Нормативні посилання	2	1.2 Normative references	2
1.2.1 Посилання на загальні стандарти	3	1.2.1 General reference standards	3
1.3 Допущення	3	1.3 Assumptions	3
1.4 Розмежування між принципами і правилами застосування	3	1.4 Distinction between principles and application rules	3
1.5 Терміни і визначення	3	1.5 Definitions	3
1.6 Символи	3	1.6 Symbol	3
1.6.1 Загальні відомості	3	1.6.1 General	3
1.6.2 Символи, які використовуються в додатку А	3	1.6.2 Symbols used in Annex A	3
1.6.3 Символи, які використовуються в додатку В	7	1.6.3 Symbols used in Annex B	7
1.7 Одиниць СІ	9	1.7 S.I. Units	9
2 Експлуатаційні вимоги і критерії відповідності	9	2 Performance requirements and compliance criteria	9
2.1 Основні вимоги	9	2.1 Fundamental requirements	9
2.2 Критерії відповідності	11	2.2 Compliance criteria	11
2.2.1 Загальні відомості	11	2.2.1 General	11
2.2.2 Граничний стан близький до руйнування (NC)	12	2.2.2 Limit State of Near Collapse (NC)	12
2.2.3 Граничний стан при вагомих пошкодженнях (SD)	13	2.2.3 Limit State of Significant Damage (SD)	13
2.2.4 Граничний стан при обмежених пошкодженнях (DL)	13	2.2.4 Limit State of Damage Limitation (DL)	13
3 Інформація для конструктивної оцінки	14	3 Information for structural assessment	14
3.1 Загальна інформація і історія	14	3.1 General information and history	14
3.2 Необхідні вхідні дані	14	3.2 Required input data	14
3.3 Рівні інформативності	15	3.3 Knowledge levels	15
3.3.1 Визначення рівнів інформативності	15	3.3.1 Definition of knowledge levels	15
3.3.2 KL1: Обмежена інформативність	18	3.3.2 KL1: Limited knowledge	18
3.3.3 KL2: Звичайна інформативність	18	3.3.3 KL2: Normal knowledge	18

3.3.4	KL3: Повна інформативність	19	3.3.4	KL3: Full knowledge	19
3.4	Ідентифікація рівня інформативності	20	3.4	Indefication of the knowledge levels	20
3.4.1	Геометрія	20	3.4.1	Geometry	20
3.4.2	Деталі	20	3.4.2	Details	20
3.4.3	Матеріали	21	3.4.3	Materials	21
3.4.4	Визначення рівнів огляду і випробувань	22	3.4.4	Definition of the levels of inspection and testing	22
3.5	Коефіцієнт довірчої вірогідності	23	3.5	Confidence factors	23
4	Оцінка стану	23	4	Assessment	23
4.1	Загальні відомості	23	4.1	General	23
4.2	Сейсмічна дія і комбінація сейсмічних навантажень	24	4.2	Seismic action and seismic load combination	24
4.3	Структурне моделювання	25	4.3	Structural modelling	25
4.4	Методи розрахунку	25	4.4	Methods of analysis	25
4.4.1	Загальні відомості	25	4.4.1	General	25
4.4.2	Розрахунок на горизонтальне навантаження	26	4.4.2	Lateral force analysis	26
4.4.3	Розрахунок багатомодального спектру реакції	27	4.4.3	Multi-modal response spectrum analysis	27
4.4.4	Нелінійний статичний розрахунок	28	4.4.4	Nonlinear static analysis	28
4.4.5	Нелінійний розрахунок з використанням записів коливань в часі	29	4.4.5	Non-linear time-history analysis	29
4.4.6	Підхід з використанням коефіцієнту q	29	4.4.6	q-factor approach	29
4.4.7	Комбінація складових сейсмічної дії	30	4.4.7	Combination of the components of the seismic action	30
4.4.8	Додаткові заходи для конструкцій із заповненням цегляною кладкою	30	4.4.8	Additional measures for masonry infilled structures	30
4.4.9	Коефіцієнти комбінацій для змінних впливів	30	4.4.9	Combination coefficients for variable actions	30
4.4.10	Класи і коефіцієнти відповідальності	30	4.4.10	Importance classes and importance factors	30
4.5	Перевірка надійності	30	4.5	Safety verifications	30
4.5.1	Лінійні методи розрахунку (на горизонтальне навантаження або розрахунок модального спектру реакції)	30	4.5.1	Linear methods of analysis (lateral force or modal response spectrum analysis)	30
4.5.2	Нелінійні методи розрахунку (статичні чи динамічні)	31	4.5.2	Nonlinear methods of analysis (static or dynamic)	31
4.5.3	Підхід з використанням коефіцієнту q	32	4.5.3	q-factor approach	32
4.6	Збір критеріїв для розрахунку і перевірки надійності	32	4.6	Summery of criteria for analysis and safety verifications	32
5	Рішення по конструкційному втручанню	34	5	Decisions for structural intervention	34
5.1	Критерії для ухвалення рішення по конструкційному втручанню	34	5.1	Criteria for a structural intervention	34
5.1.1	Введення	34	5.1.1	Introduction	34

5.1.2	Технічні критерії	34	5.1.2	Technical criteria	34
5.1.3	Тип втручання	35	5.1.3	Type of intervention	35
5.1.4	Не конструктивні елементи	36	5.1.4	Non-structural elements	36
5.1.5	Обґрунтування вибраного типу втручання	36	5.1.5	Justification of the selected intervention type	36
6	Реконструкція	37	6	Design of structural intervention	37
6.1	Процедура розробки проекту реконструкції	37	6.1	Retrofit design procedure	37
Додаток А Залізобетонні конструкції		39	Annex A (informative) reinforced concrete structures		39
Додаток В Стальні і сталобетонні конструкції		69	Annex B (informative) steel and composite structures		69
Додаток С Кам'яні будівлі		105	Annex C (informative) masonry buildings		105
Додаток НА Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС, посилення на які є в EN 1998-3:2005 разом із технічною поправкою EN 1998-3:2005/AC:2010		117	Annex NA List of National Standards of Ukraine (SSU), identical MS, which are referenced in EN 1998-2:2005, together with technical amendment EN 1998-2:2005 / AC: 2010		117

Вступ

Цей Європейський Стандарт EN 1998-3, Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій: Оцінка стану та відновлення будівель, 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 2006 року, і національні стандарти, що суперечать даному, повинні бути відкликани не пізніше березня 2010 року.

Цей документ замінює собою ENV 1998-1-4: 1996.

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 проектування будівельних робіт, які, на першому етапі будуть служити в якості альтер-

Foreword

This European Standard EN 1998-3, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance: Assessment and Retrofitting of buildings, has been prepared by Technical Committee CEN/TC250 "Structural Eurocodes", the Secretariat of which is held by BSI. CEN/TC250 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 2006, and conflicting national standards shall be withdrawn at latest by March 2010.

This document supersedes ENV 1998-1-4: 1996.

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 of construction works which, in a first stage, would serve as an alternative to the national

нативи для національних норм, чинних в державах - Членах і, в кінцевому рахунку, замінити їх.

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

В 1989 році, комісія і держави - члени ЄС і Європейська асоціація вільної торгівлі (ЄАВТ) вирішили, на підставі угоди¹ 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).

Програма Будівельних Єврокодів включає в себе такі стандарти, що загалом складаються з декількох частин:

EN 1990 Єврокод. Основи проектування конструкцій

EN 1991 Єврокод 1. Дії на конструкції

EN 1992 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій

EN 1993 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій

EN 1994 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій

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).

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

EN 1994 Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures

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 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 розпорядчих органів держав-членів визначати величини, що стосуються регулювання питань безпеки на національному рівні, якщо ці величини відрізняються для всіх держав-членів.

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/ЕЕС, особливо важлива Вимога № 1 - Механічна стійкість і стабільність - і важлива Вимога № 2 - Безпека у разі пожежі;

– as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire ;

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

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

- як основа для розробки гармонізованих технічних характеристик будівельної продукції (EN-и і ЕТА-и).

– 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 вплива-

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

ють при роботі з Єврокодами, повинні бути належним чином розглянуті Технічними Комітетами CEN і/або Робочими Групами EOTA, що працюють з стандартами продукції з метою досягнення повної сумісності цих технічних специфікацій з Єврокодами.

Національні Стандарти, що впроваджують Єврокоди

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

Національний додаток може містити тільки інформацію про ті параметри, які залишаються відкритими в Єврокодах

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/ETA-и.

³ Згідно ст. 12 CPD пояснювальні документи повинні:

- a) дати конкретну форму необхідним вимогам по гармонізації термінології і технічним основам і зазначенням класів і рівнів по кожній вимозі в разі потреби;
- b) вказати способи зв'язку цих класів і рівнів вимог з технічними характеристиками, *наприклад*, методи обчислення і докази, технічні правила для розробки проекту тощо;
- c) служити керівництвом для розробки гармонізованих стандартів і керівних принципів для європейських технічних схвалень.

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

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.

work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product standards with a view to achieving full compatibility of these technical specifications with the Eurocodes.

National Standards implementing Eurocodes

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

The National annex may only contain information on those parameters which are left open in the Eurocode

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

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

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

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.

для національного використання, відомий як національно встановлені параметри, які будуть використовуватися для проектування та будівництва у конкретній країні, а саме:

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

Він також може містити:

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

Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (ЕН-и і ЕТА-и) для виробів

Існує необхідність забезпечення послідовності між гармонізуванням технічних специфікацій на будівельні вироби і технічними правилами для роботи⁴. Крім того, вся інформація, яка супроводжує СЕ-маркировку на будівельну продукцію, яка відноситься до Єврокодів, повинна чітко вказувати, які параметри, визначені на національному рівні, було прийнято до уваги.

Додаткова інформація, що відноситься до EN 1998-3

Незважаючи на те, що оцінка та модернізація існуючих споруд для несейсмічних дій є

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.

for national choice, known as Nationally Determined Parameters, to be used for the design of buildings and civil engineering works to be constructed in the country concerned, i.e. :

- values and/or classes where alternatives are given in the Eurocode,
- values to be used where a symbol only is given in the Eurocode,
- country specific data (geographical, climatic, etc.), e.g. snow map,
- the procedure to be used where alternative procedures are given in the Eurocode.

It may also contain

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

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

There is a need for consistency between the harmonised technical specifications for construction products and the technical rules for works⁴. Furthermore, all the information accompanying the CE Marking of the construction products which refer to Eurocodes shall clearly mention which Nationally Determined Parameters have been taken into account.

Additional information specific to EN 1998-3

Although assessment and retrofitting of existing structures for non-seismic actions is not yet

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.

ще не охоплена відповідними розділами Єврокодів, відповідно до матеріалів, ця частина Єврокод 8 була спеціально розроблений, тому що:

- Для багатьох старих споруд, сейсмостійкість не була розглянута в ході першочергового будівництва, в той час як несейсмічні дії були враховані, принаймні, за допомогою традиційних правил будівництва.
- Оцінка сейсмічної небезпеки відповідно до теперішнього рівня знань може вказувати на необхідність заходів модернізації.
- Пошкодження, викликані землетрусами може створити необхідність в капітальному ремонті.

Крім того, оскільки в філософії Єврокоду 8 сейсмостійке проектування нових споруд передбачає певний прийнятний рівень структурних ушкоджень у разі проектного землетрусу, критерії для сейсмічних оцінок стану (споруд спроектованих відповідно до Єврокоду 8, а потім пошкоджених), становлять невід'ємну частину всього процесу для сейсмічної надійності конструкції.

При сейсмічній реконструкції важливі якісні перевірки для ідентифікації та усунення великих конструктивних дефектів, ці перевірки не припускають скасування кількісного аналітичного підходу згідно даної частини Єврокод 8. Підготовка документів більш якісного характеру провадиться за ініціативою Національних Адміністрацій.

Даний Стандарт розглядає тільки конструктивні аспекти сейсмічної оцінки стану і реконструкції, які можуть утворити одну з частин більш широкої стратегії зниження сейсмічного ризику. Даний Стандарт буде застосовний, як тільки сформульована вимога оцінки конкретного будинку. Умови, при яких необхідна сейсмічна оцінка стану окремої будівлі, можливо ведуча до реконструкції, не входить у сферу дії даного Стандарту.

Національні програми по зниженню сейсмі-

covered by the relevant material-dependent Eurocodes, this Part of Eurocode 8 was specifically developed because:

- For many older structures, seismic resistance was not considered during the original construction, whereas non-seismic actions were catered for, at least by means of traditional construction rules.
- Seismic hazard evaluations in accordance with present knowledge may indicate the need for retrofitting campaigns.
- Damage caused by earthquakes may create the need for major repairs.

Furthermore, since within the philosophy of Eurocode 8 the seismic design of new structures is based on a certain acceptable degree of structural damage in the event of the design earthquake, criteria for seismic assessment (of structures designed in accordance with Eurocode 8 and subsequently damaged) constitute an integral part of the entire process for seismic structural safety.

In seismic retrofitting situations, qualitative verifications for the identification and elimination of major structural defects are very important and should not be discouraged by the quantitative analytical approach proper to this Part of Eurocode 8. Preparation of documents of more qualitative nature is left to the initiative of the National Authorities.

This Standard addresses only the structural aspects of seismic assessment and retrofitting, which may form only one component of a broader strategy for seismic risk mitigation. This Standard will apply once the requirement to assess a particular building has been established. The conditions under which seismic assessment of individual buildings – possibly leading to retrofitting – may be required are beyond the scope of this Standard.

National programmes for seismic risk mitiga-

чного ризику, що включають сейсмічні оцінки стану та реконструкцію можуть бути "активними" до "пасивними". "Активні" програми можуть потребувати від власників будівель певних категорій укластися в конкретні терміни завершення сейсмічної оцінки стану і в залежності від результатів - завершення реконструкції. Категорії вибраних цільових будівель можуть залежати від сейсмічності і ґрунтових умов, класу відповідальності і заселеності та вразливості будівлі (в залежності від виду матеріалу і конструкції, числа поверхів, терміну служби будівлі, дат введення колишніх кодів і т.д.). "Пасивні" програми погоджують сейсмічну оцінку стану, можливо приводить до необхідності реконструкції, з іншими подіями і діяльністю, пов'язаними з експлуатацією будівлі та її продовженням при зміні його використання в зв'язку зі збільшенням населеності і підвищенням класу відповідальності, переробці понад певних меж (наприклад, відсоток площі будівлі і повна вартість будівлі), ремонт пошкоджень після землетрусу і т.д. Вибір Граничних Станів для перевірки, а також періоди повторюваності сейсмічної дії, пов'язані з різними граничного стану, можуть залежати від прийнятої програми оцінки стану і реконструкції. Відповідні вимоги можуть бути менш суворими в "активних" програмах, ніж в "пасивних"; наприклад, в пасивних програмах, які визначаються переробкою, відповідні вимоги можуть давати градацію вартості робіт по переробці.

У разі низької сейсмічності (див. EN1998-1, **3.2.1 (4)**) даний Стандарт можна адаптувати до місцевих умов за допомогою відповідних Національних Додатків.

Національний додаток до EN 1998-4

Даний стандарт дає альтернативні процедури, величини і рекомендації для класів з примітками про те, де потрібно зробити національний вибір. Тому Національний стандарт, який реалізує EN 1998-3: 2005 повинен мати Національний додаток, що містить Національні Дані Параметри (НДП) для використання при проектуванні будівель та інженерних споруд, які будуть побудовані у відповідній країні.

tion through seismic assessment and retrofitting may differentiate between "active" and "passive" seismic assessment and retrofitting programmes. "Active" programmes may require owners of certain categories of buildings to meet specific deadlines for the completion of the seismic assessment and – depending on its outcome – of the retrofitting. The categories of buildings selected to be targeted may depend on seismicity and ground conditions, importance class and occupancy and perceived vulnerability of the building (as influenced by type of material and construction, number of storeys, age of the building with respect to dates of older code enforcement, etc.). "Passive" programmes associate seismic assessment – possibly leading to retrofitting – with other events or activities related to the use of the building and its continuity, such as a change in use that increases occupancy or importance class, remodelling above certain limits (as a percentage of the building area or of the total building value), repair of damage after an earthquake, etc. The choice of the Limit States to be checked, as well as the return periods of the seismic action ascribed to the various Limit States, may depend on the adopted programme for assessment and retrofitting. The relevant requirements may be less stringent in "active" programmes than in "passive" ones; for example, in "passive" programmes triggered by remodelling, the relevant requirements may graduate with the extent and cost of the remodelling work undertaken.

In cases of low seismicity (see EN1998-1, **3.2.1(4)**), this Standard may be adapted to local conditions by appropriate National Annexes.

National annex for EN 1998-2

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 1998-2 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 1998-3: 2005 наступних пунктах: National choice is allowed in EN 1998-3: 2005 through clauses:

Розділ Reference	Пункт Item
1.1(4)	Інформаційні додатки А, В і С Informative Annexes A, B and C
2.1(2)P	Кількість Граничних Станів які повинні бути розглянуті Number of Limit States to be considered
2.1(3)P	Період повторюваності сейсмічних впливів, при яких не допускається перевищення Граничного Стану. Return period of seismic actions under which the Limit States should not be exceeded
2.2.1(7)P	Окремі коефіцієнти для матеріалів Partial factors for materials
3.3.1(4)	Коефіцієнти надійності Confidence factors
3.4.4(1)	Рівні перевірки та випробування Levels of inspection and testing
4.4.2(1)P	Максимальне значення відношення $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ Maximum value of the ratio $\rho_{\max} / \rho_{\min}$
4.4.4.5(2)	Додаткова несуперечлива інформація по процедурам нелінійного статичного розрахунку, за допомогою яких можна врахувати більш високі моди. Complementary, non-contradictory information on non-linear static analysis procedures that can capture the effects of higher modes

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 8. ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ. Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель

ЕВРОКОД 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СЕЙСМОСТОЙКИХ КОНСТРУКЦИЙ. Часть 3. Оценка состояния и восстановление зданий

EUROCODE 8 DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE. Part 3: Assessment and retrofitting of buildings

Чинний від 201X - XX - XX

1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

1 GENERAL

1.1 Сфера застосування

1.1 Scope

(1) Сферу застосування Єврокоду 8 визначено в EN 1998-1: 2004, **1.1.1** та сферу застосування цього стандарту визначено в (2), (4) і (5) даного стандарту. Додаткові частини Єврокоду 8 вказані 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 (2), (4) and (5). Additional parts of Eurocode 8 are indicated in EN 1998-1: 2004, **1.1.3**.

(2) Сфера застосування EN 1998-3 виглядає наступним чином:

(2) The scope of EN 1998-3 is as follows:

– Дати критерії для оцінки сейсмічної поведінки існуючих окремих будівельних споруд.

– To provide criteria for the evaluation of the seismic performance of existing individual building structures.

– Дати підхід до вибору необхідних корективних заходів.

– To describe the approach in selecting necessary corrective measures.

– Встановити критерії для проектування реконструктивних заходів (тех.завдання, розрахунок конструкцій, включаючи корективні заходи, остаточне завдання розмірів частин конструкцій та їх зв'язку з існуючими конструктивними елементами).

– To set forth criteria for the design of retrofitting measures (i.e. conception, structural analysis including intervention measures, final dimensioning of structural parts and their connections to existing structural elements).

ПРИМІТКА У даному стандарті реконструкція включає і підсилення непошкоджених споруд та ремонт споруд, пошкоджених землетрусами.

NOTE For the purposes of this standard, retrofitting covers both the strengthening of undamaged structures and the repair of earthquake damaged structures.

(3) При проектуванні корективних заходів для забезпечення відповідної сейсмічності, перевірка конструкцій повинна проводитися і для несейсмічних комбінацій навантажень.

(3) When designing a structural intervention to provide adequate resistance against seismic actions, structural verifications should also be made with respect to non-seismic load combinations.

(4) Відображаючи основні вимоги EN 1998-1: 2004, справжній Стандарт включає оцінку сейсмічних впливів і заходів з реконструкції будівель, побудованих з вживаних конструктивних матеріалів: бетону, сталі і кам'яної кладки.

ПРИМІТКА Інформативні Додатки А, В і С містять додаткову інформацію, що відноситься до оцінки стану будівель із залізобетону, сталі або сталобетону і кам'яних будинків, і про їх реконструкцію при необхідності.

(5) Хоча положення даного Стандарту застосовні до всіх категорій будівель, але оцінка сейсмостійкості і заходи щодо відновлення пам'ятників та історичних будівель часто вимагають різних рекомендацій і підходів в залежності від властивостей пам'ятників.

(6) Оскільки існуючі конструкції:

(I) відображають рівень знання того часу, коли вони будувалися;

(II) можливо, містять приховані грубі помилки;

(III) можливо вони вже піддавалися впливу землетрусів або випадковим впливам з невідомими наслідками, оцінка їх конструкцій та можливі конструктивні заходи в більшій мірі пов'язані з різним ступенем невизначеності (рівнем інформативності), чим проектування нових споруд. Тому потрібні різні комбінації коефіцієнтів надійності за матеріалами і конструкціями, а також інші методи розрахунку в залежності від повноти і достовірності наявної інформації.

1.2 Нормативні посилання

(1)P Даний Європейський Стандарт включає датовані і недатовані посилання, положення, запозичені з інших публікацій. Ці нормативні посилання цитуються у тексті, а потім слідує список публікацій. Що стосується датованих посилань, то подальші поправки або виправлення будь-якої з цих публікацій дійсні для Європейського Стандарту тільки тоді, коли вони в нього внесені як поправки або виправлення. Що стосується недатованих посилань, то дійсні посилання на останню публікацію

(4) Reflecting the basic requirements of EN 1998-1: 2004, this Standard covers the seismic assessment and retrofitting of buildings made of the more commonly used structural materials: concrete, steel, and masonry.

NOTE Informative Annexes A, B and C contain additional information related to the assessment of reinforced concrete, steel and composite, and masonry buildings, respectively, and to their upgrading when necessary.

(5) Although the provisions of this Standard are applicable to all categories of buildings, the seismic assessment and retrofitting of monuments and historical buildings often requires different types of provisions and approaches, depending on the nature of the monuments.

(6) Since existing structures:

(I) reflect the state of knowledge at the time of their construction;

(II) possibly contain hidden gross errors;

(III) may have been submitted to previous earthquakes or other accidental actions with unknown effects, structural evaluation and possible structural intervention are typically subjected to a different degree of uncertainty (level of knowledge) than the design of new structures. Different sets of material and structural safety factors are therefore required, as well as different analysis procedures, depending on the completeness and reliability of the information available.

1.2 Normative references

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

(включаючи поправки).

ments).

1.2.1 Посилання на загальні стандарти

1.2.1 General reference standards

EN 1990 Єврокод – Основи проектування конструкцій

EN 1990 Eurocode – Basis of structural design

EN 1998-1 Єврокод 8 – Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмичні дії і правила щодо споруд

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

1.3 Допущення

1.3 Assumptions

(1) Посилання робиться на стандарт EN 1998-1:2004, **1.3**.

(1) Reference is made to EN 1998-1: 2004, **1.3**.

(2) Положення цього Стандарту припускають, що збір даних та випробування повинні виконуватися досвідченим персоналом і що інженер, відповідальний за оцінку, проектування реконструкції та виконання робіт має відповідний досвід щодо підсилення та ремонту таких споруд.

(2) The provisions of this Standard assume that the data collection and tests is performed by experienced personnel and that the engineer responsible for the assessment, the possible design of the retrofitting and the execution of work has appropriate experience of the type of structures being strengthened or repaired

(3) В проектні документи потрібно включати і зберігати процедури обстеження, переліки та інші процедури збору даних.

(3) Inspection procedures, check-lists and other data-collection procedures should be documented and filed, and should be referred to in the design documents.

1.4 Розмежування між принципами і правилами застосування

1.4 Distinction between principles and application rules

(1) Застосування правил стандарту EN 1990: 2002, **1.4**.

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

1.5 Терміни і визначення

1.5 Definitions

(1) Посилання робиться на стандарт EN 1998-1:2004, **1.5**.

(1) Reference is made to EN 1998-1: 2004, **1.5**.

1.6 Символи

1.6 Symbols

1.6.1 Загальні відомості

1.6.1 General

(1) Посилання робиться на стандарт EN 1998-1:2004, **1.6**.

(1) Reference is made to EN 1998-1: 2004, **1.6**.

(2) Подальші символи, використані в даному Стандарті, визначаються в тексті, де вони з'являються.

(2) Further symbols used in this Standard are defined in the text where they occur.

1.6.2 Символи, які використовуються в додатку А

1.6.2 Symbols used in Annex A

b	ширина сталевих смуг в сталевій обшивці	b	width of steel straps in steel jacket
b_0 і h_0	розмір обмеженого бетонного сердечника до центральної лінії кільцевої арматури	b_0 and h_0	dimension of confined concrete core to the centreline of the hoop
b_i	крок стрижнів повздовжньої арматури по центральній лінії	b_i	centreline spacing of longitudinal bars
c	захисний шар бетону над арматурою	c	concrete cover to reinforcement
d	ефективна висота перетину (глибина до розтягнутої арматури)	d	effective depth of section (depth to the tension reinforcement)
d'	висота до стисненої арматури	d'	depth to the compression reinforcement
d_{bL}	діаметр розтягнутої арматури	d_{bL}	diameter of tension reinforcement
f_c	міцність бетону на стиск, (МПа)	f_c	concrete compressive strength (MPa)
f_{cc}	міцність обжатого бетону	f_{cc}	confined concrete strength
f_{cd}	проектне значення міцності бетону	f_{cd}	design value of concrete strength
f_{ctm}	середня міцність бетону на розтяг	f_{ctm}	concrete mean tensile strength
$f_{idd,e}$	розрахункова ефективна міцність на розшарування армованого волокнами полімеру (FRP – fiber reinforced polymer)	$f_{idd,e}$	design value of FRP (fibre-reinforced polymer) effective debonding strength
$f_{fu,w}(R)$	гранична міцність листа полімеру FRP обернутого навколо кута з радіусом R , вираз (A.25)	$f_{fu,w}(R)$	ultimate strength of FRP sheet wrapped around corner with radius R , expression (A.25)
f_y	середнє значення границі текучості сталі за розрахунком	f_y	estimated mean value of steel yield strength
f_{yd}	розрахункове значення границі текучості арматури (в повздовжньому напрямі)	f_{yd}	design value of yield strength of (longitudinal) reinforcement
$f_{y,j,d}$	розрахункове значення границі текучості сталевий обшивки	$f_{y,j,d}$	design value of yield strength jacket steel
f_{yw}	границя текучості поперечної арматури (арматура стиснута)	f_{yw}	yield stress of transverse or confinement reinforcement
h	висота поперечного перетину	h	depth of cross-section

$k_b = \sqrt{1.5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ мм})}$ коефіцієнт покриття полімеру FRP (армованого волокном) смуг/листів	$k_b = \sqrt{1.5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ mm})}$ covering coefficient of FRP (fibre-reinforced polymer) strips/sheet
n число стрижнів арматури стикованих в напуск по периметру p	n number of spliced bars along perimeter p
p довжина лінії периметру в перерізі колони уздовж внутрішньої сторони продольної арматури	p length of perimeter line in column section along the inside of longitudinal steel
s крок хомутів по центральній лінії	s centreline spacing of stirrups
s_f крок хомутів із FRP (полімеру армованого волокном) по центральній лінії (= w_f для листів із FRP)	s_f centreline spacing of FRP (fibre-reinforced polymer) strips (= w_f for FRP sheets)
t_f товщина листа із FRP (полімеру, армованого волокном)	t_f thickness of FRP (fibre-reinforced polymer) sheet
t_j товщина сталеві оболонки	t_j thickness of steel jacket
x висота стиснутої зони	x compression zone depth
w_f ширина смуги/листа із FRP (полімеру, армованого волокном)	w_f width of FRP (fibre-reinforced polymer) strip/sheet
z довжина внутрішнього плеча перетину	z length of section internal lever arm
A_c площа поперечного перетину колони	A_c column cross-section area
$A_f = t_f \cdot w_f \cdot \sin \beta$ площа горизонтальної проєкції поперечного перерізу смуги / листа FRP товщиною t_f , шириною w_f і кутом β	$A_f = t_f \cdot w_f \cdot \sin \beta$ horizontally projected cross-section area of FRP (fibre-reinforced polymer) strip/sheet with thickness t_f , width w_f and angle β
A_s площа поперечного перетину повздовжньої сталеві арматури	A_s cross-sectional area of longitudinal steel reinforcement
A_{sw} площа поперечного перетину хомутів	A_{sw} cross-sectional area of stirrup
E_f модуль Юнга FRP (полімеру, армованого волокном)	E_f FRP (fibre-reinforced polymer) modulus
$L_v = M / V$ ділянка сколювання (поперечна сила) на торці елемента	$L_v = M / V$ shear span at member end
N осьова сила (позитивна для стискування)	N axial force (positive for compression)

$V_{R,c}$ міцність елемента без польової арматури на зсув	$V_{R,c}$ shear resistance of member without web reinforcement
$V_{R,max}$ міцність на зсув елемента, визначена роздавленням стиснутої діагональної розпірки	$V_{R,max}$ shear resistance as determined by crushing in the diagonal compression strut
V_W внесок поперечної арматури в міцність на зсув	V_W contribution of transverse reinforcement to shear resistance
a коефіцієнт ефективності обтиснення (ко-еф. запасу)	a confinement effectiveness factor
γ_{el} коефіцієнт, що перевищує 1,0 для первинних сейсмічних елементів і рівний 1,0 для вторинних сейсмічних елементів	γ_{el} factor, greater than 1,0 for primary seismic and equal to 1,0 for secondary seismic elements
γ_{fd} частковий коефіцієнт для розшарування FRP (полімеру, армованого волокном)	γ_{fd} partial factor for FRP (fibre-reinforced polymer) debonding
δ кут між діагоналлю і віссю колони	δ angle between the diagonal and the axis of a column
ε_{cu} гранична деформація бетону	ε_{cu} concrete ultimate strain
ε_{ju} гранична деформація FRP (полімеру, армованого волокном)	ε_{ju} FRP (fibre-reinforced polymer) ultimate strain
$\varepsilon_{su,w}$ гранична деформація арматури обтиснення	$\varepsilon_{su,w}$ ultimate strain of confinement reinforcement
θ кут нахилу стиснутої зони в розрахунку на зріз	θ strut inclination angle in shear design
θ_y обертання поясу (стиснутої зони) при пластичній деформації бетонного елемента	θ_y chord rotation at yielding of concrete member
θ_u граничне обертання поясу бетонного елемента	θ_u ultimate chord rotation of concrete member
$v = N/b \cdot h \cdot f_c$ (b ширина стиснутої зони)	$v = N/b \cdot h \cdot f_c$ (b width of compression zone)
ρ_d коефіцієнт металу в діагональному армуванні	ρ_d steel ratio of diagonal reinforcement
ρ_f об'ємний коефіцієнт FRP (волоконного армування полімером)	ρ_f volumetric ratio of FRP (fibre-reinforced polymer)

ρ_s геометричний коефіцієнт стальної арматури	ρ_s geometric steel ratio
$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w \cdot S_h$ коефіцієнт поперечної сталеві арматури, паралельної напрямку x навантаження (s_h крок хомутів)	$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w \cdot S_h$ ratio of transverse steel parallel to direction x of loading (s_h stirrup spacing)
ρ_{tot} коефіцієнт загального повздовжнього армування	ρ_{tot} total longitudinal reinforcement ratio
ρ_{sw} об'ємний коефіцієнт арматури обтиснення	ρ_{sw} volumetric ratio of confinement reinforcement
ρ_w коефіцієнт поперечного армування	ρ_w transverse reinforcement ratio
φ_u гранична кривизна у торця перетину	φ_u ultimate curvature at end section
φ_y кривизна пластичної деформації біля торця перетину	φ_y yield curvature at end section
ω, ω' коефіцієнт конструктивного армування розтягнутої і стислої арматури	ω, ω' mechanical reinforcement ratio of tension and compression reinforcement

1.6.3 Символи, які використовуються в Додатку В

1.6.3 Symbols used in Annex B

b_{cp} ширина листа обшивки	b_{cp} width of the cover plate
b_f ширина полиці	b_f flange width
d_c ширина колони	d_c column depth
d_z відстань між накладками в зоні панелі	d_z panel-zone depth between continuity plates
e відстань між пластичним шарніром і поверхнею колони	e distance between the plastic hinge and the column face
f_c міцність бетону на стиск	f_c concrete compressive strength
f_{ct} міцність бетону на розтягування	f_{ct} tensile strength of the concrete
f_{uw} міцність зварних швів на розтяг	f_{uw} tensile strength of the welds
f_{ywh} границя текучості поперечної арматури	f_{ywh} yield strength of transverse reinforcement
$f_{y,pl}$ номінальна границя текучості кожної	$f_{y,pl}$ nominal yield strength of each flange

полиці

l_{cp}	довжина накладки	l_{cp}	length of the cover plate
t_{cp}	товщина накладки	t_{cp}	thickness of the cover plate
t_f	товщина	t_f	thickness
t_{hw}	товщина стінки	t_{hw}	web thickness
w_z	ширина зони панелі між полицями колон	w_z	panel-zone width between column flanges
A_g	загальна площа перетину	A_g	gross area of the section
A_{hf}	площа виступа полиці	A_{hf}	area of the haunch flange
A_{pl}	площа кожної полиці	A_{pl}	area of each flange
B_s	ширина плоского сталюого стержня для з'єднання	B_s	width of the steel flat-bar brace
B	ширина складеного перерізу	B	width of the composite section
E	модуль Юнга балки	E	Young's modulus of the beam
E_B	модуль пружності залізобетонної панелі	E_B	elastic modulus of the RC (reinforced concrete) panel
F_t	сейсмічна горизонтальна сила в основі споруди	F_t	seismic base shear
H	висота рами	H	frame height
H_c	висота поверху рами	H_c	storey height of the frame
K_φ	жорсткість з'єднання на обертання	K_φ	connection rotation stiffness
I	момент інерції	I	moment of inertia
L	проліт балки	L	beam span
$M_{pb,Rd}$	пластичний момент балки	$M_{pb,Rd}$	beam plastic moment
N_d	проектна осьова сила	N_d	design axial
N_y	границя текучості сталевій в'язі	N_y	yield strength of the steel brace

S_x момент опору перетину балки (головний), пружний	S_x beam elastic (major) modulus
T_C товщина панелі	T_C thickness of the panel
$V_{pl,Rd,b}$ зрушуюча сила у пластичному шарнірі балки	$V_{pl,Rd,b}$ shear force at a beam plastic hinge
Z_b пластичний момент опору перетину балки	Z_b plastic modulus of the beam
Z_e ефективний, пластичний момент опору перетину у місці пластичного шарніру	Z_e effective plastic modulus of the section at the plastic hinge location
ρ_w коефіцієнт поперечного армування	ρ_w ratio of transverse reinforcement

1.7 Одиниці СІ

1.7 S.I. Units

(1) Посилання робиться на стандарт EN 1998-1:2004, **1.7**.

(1) Reference is made to EN 1998-1: 2004, **1.7**.

2 ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВИМОГИ І КРИТЕРІЇ ВІДПОВІДНОСТІ

2 PERFORMANCE REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA

2.1 Основні вимоги

2.1 Fundamental requirements

(1)P Основні вимоги відносяться до стану пошкодження конструкції, в подальшому визначаються трьома Граничними Станами (LS), а саме: Близький до Руйнування (NC), при Вагомих Пошкодженнях (SD), і при Обмежених Пошкодженнях (DL). Ці Граничні Стани повинні характеризуватися таким чином:

(1)P The fundamental requirements refer to the state of damage in the structure, herein defined through three Limit States (LS), namely Near Collapse (NC), Significant Damage (SD), and Damage Limitation (DL) These Limit States shall be characterised as follows:

Граничний Стан Близький до Руйнування (NC). Конструкція сильно пошкоджена і має низьку залишкову міцність і жорсткість по горизонтальній силі, не дивлячись на те, що вертикальні елементи все ще здатні витримувати вертикальні навантаження. Більшість не несучих елементів конструкції, зруйновані. Присутні великі залишкові деформації. Конструкція знаходиться в стані, близькому до руйнування, і, ймовірно, не витримає ще одного землетрусу, навіть якщо його інтенсивність буде помірною.

LS of Near Collapse (NC). The structure is heavily damaged, with low residual lateral strength and stiffness, although vertical elements are still capable of sustaining vertical loads. Most non-structural components have collapsed. Large permanent drifts are present. The structure is near collapse and would probably not survive another earthquake, even of moderate intensity.

Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях (SD). Конструкція має вагомні пошкодження з деякою залишковою міцністю і жорсткістю по

LS of Significant Damage (SD). The structure is significantly damaged, with some residual lateral strength and stiffness, and vertical ele-

горизонтальній силі, а вертикальні елементи здатні витримувати вертикальні навантаження. Елементи не несучих конструкцій пошкоджені, не дивлячись на те, що перегородки і заповнення не змістились зі своєї плоскості. Присутні помірні залишкові деформації. Конструкція може витримати подальші поштовхи помірної інтенсивності. Ремонт конструкції, ймовірно, буде невиправданим з економічної точки зору.

Граничний Стан при Обмежених Пошкодженнях (DL). Конструкція пошкоджена лише злегка, при цьому елементи конструкції уникнули істотної пластичної деформації і зберігають свою міцність і жорсткість. Не несучі елементи конструкції, такі, як перегородки і заповнення, можуть мати розподілене розтріскування, але усунення пошкоджень може бути виправдане з економічної точки зору. Необоротна залишкова деформація являється несуттєво малою. Конструкція не вимагає ухвалення якихось мір по ремонту.

ПРИМІТКА Визначення Граничного Стану Руйнування, приведені в даній частині 3 Єврокоду 8, ближче до фактичного руйнування будівлі, чим те що представлене в стандарті EN 1998-1:2004 і відповідає повному використанню деформаційної здатності елементів конструкції. Граничний Стан який відповідає вимогам "не зруйнований" в стандарті EN 1998-1:2004, є приблизно еквівалентним тому що визначений тут як Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях.

(2)P Національні органи влади ухвалюють рішення про те, чи повинні перевірятися всі три Граничні Стани, два з них або одне з них.

ПРИМІТКА Вибір Граничних Станів перевірятиметься в країні серед трьох Граничних Станів, визначених в пункті 2.1(1)P, які можна знайти в Національному Додатку.

(3)P Відповідні рівні захисту досягаються шляхом вибору для кожного Граничного Стану періоду повторення для сейсмічної дії.

ПРИМІТКА Періоди повторення, що приписуються різним Граничним Станам, що підлягають перевірці в даній країні, можна знайти в її Національному Додатку. Захист звичайно вважається достатнім для типових нових будівель, якщо приймаються наступні значення періодів повторення:

– *Граничний Стан Близький до Руйнування (NC):* 2475 років, що відповідає вірогідності перевищення в 2 % протягом 50 років

ments are capable of sustaining vertical loads. Non-structural components are damaged, although partitions and infills have not failed out-of-plane. Moderate permanent drifts are present. The structure can sustain after-shocks of moderate intensity. The structure is likely to be uneconomic to repair.

LS of Damage Limitation (DL). The structure is only lightly damaged, with structural elements prevented from significant yielding and retaining their strength and stiffness properties. Non-structural components, such as partitions and infills, may show distributed cracking, but the damage could be economically repaired. Permanent drifts are negligible. The structure does not need any repair measures.

NOTE The definition of the Limit State of Collapse given in this Part 3 of Eurocode 8 is closer to the actual collapse of the building than the one given in EN 1998-1:2004 and corresponds to the fullest exploitation of the deformation capacity of the structural elements. The Limit State associated with the "no collapse" requirement in EN 1998-1:2004 is roughly equivalent to the one that is here defined as Limit State of Significant Damage.

(2)P The National Authorities decide whether all three Limit States shall be checked, or two of them, or just one of them.

NOTE The choice of the Limit States will be checked in a country, among the three Limit States defined in 2.1(1)P, may be found in the National Annex.

(3)P The appropriate levels of protection are achieved by selecting, for each of the Limit States, a return period for the seismic action.

NOTE The return periods ascribed to the various Limit States to be checked in a country may be found in its National Annex. The protection normally considered appropriate for ordinary new buildings is considered to be achieved by selecting the following values for the return periods:

– *LS of Near Collapse (NC):* 2475 years, corresponding to a probability of exceedance of 2% in 50 years

– *Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях (SD)*: 475 років, що відповідає вірогідності перевищення в 10 % протягом 50 років
 – *Граничний Стан при Обмежених Пошкодженнях (DL)*: 225 років, що відповідає вірогідності перевищення в 20 % протягом 50 років.

– *LS of Significant Damage (SD)*: 475 years, corresponding to a probability of exceedance of 10% in 50 years
 – *LS of Damage Limitation (DL)*: 225 years, corresponding to a probability of exceedance of 20% in 50 years.

2.2 Критерії відповідності

2.2 Compliance criteria

2.2.1 Загальні відомості

2.2.1 General

(1)P Відповідність вимогам пункту 2.1 досягається шляхом ухвалення сейсмічного впливу, методу розрахунку, перевірки і детального конструювання, відповідно даній частині стандарту EN 1998, як це прийнято для різних конструкційних матеріалів в рамках їх використання (тобто для бетону, сталі, цегляної кладки).

(1)P Compliance with the requirements in 2.1 is achieved by adoption of the seismic action, method of analysis, verification and detailing procedures contained in this part of EN 1998, as appropriate for the different structural materials within its scope (i.e. concrete, steel, masonry).

(2)P За винятком випадків застосування коефіцієнта умов роботи q , відповідність перевіряється використанням повного (не зниженого пружного) сейсмічного впливу по 2.1 і 4.2 для необхідного періоду повторюваності.

(2)P Except when using the q - factor approach, compliance is checked by making use of the full (unreduced, elastic) seismic action as defined in 2.1 and 4.2 for the appropriate return period.

(3)P При верифікації конструктивних елементів робиться відмінність між 'податливими' і 'крихкими'. Якщо не використовується коефіцієнт умов роботи q , то проводиться перевірка того, чи перевищують вимоги до конструкцій їх деформованість. Крім того, перевіряється: чи не перевищують вимоги міцність конструкцій.

(3)P For the verification of the structural elements a distinction is made between 'ductile' and 'brittle' ones. Except when using the q - factor approach, the former shall be verified by checking that demands do not exceed the corresponding capacities in terms of deformations. The latter shall be verified by checking that demands do not exceed the corresponding capacities in terms of strengths.

ПРИМІТКА Інформацію по класифікації елементів/механізмів як «податливих» або «крихких» можна знайти у відповідних Додатках по матеріалам.

NOTE Information for classifying components/mechanisms as "ductile" or "brittle" may be found in the relevant material-related Annexes.

(4)Крім того, підхід з використанням коефіцієнта умов роботи q можна використовувати там, де сейсмічна дія зменшується з допомогою цього коефіцієнту q , як зазначено в 4.2 (3) P. При цьому потрібно перевіряти всі конструктивні елементи на те, щоб вимоги за рахунок зменшених сейсмічних впливів не перевищували відповідні можливості конструкцій по міцності, розраховані відповідно до пункту (5) P.

(4)P Alternatively, a q - factor approach may be used, where use is made of a seismic action reduced by a q - factor, as indicated in 4.2(3)P. In safety verifications all structural elements shall be verified by checking that demands due to the reduced seismic action do not exceed the corresponding capacities in terms of strengths evaluated in accordance with (5)P.

(5)P При розрахунках несучої здатності податливих або крихких елементів там, де вони

(5)P For the calculation of the capacities of ductile or brittle elements, where these will be

будуть порівнюватися з вимогами при перевірях безпеки відповідно до **(3) P** and **(4) P**, потрібно використовувати усереднені значення характеристик існуючих матеріалів, отримані з випробувань при зведенні монолітних конструкцій на майданчику і з додаткових джерел інформації, поділені на коефіцієнти довірчої ймовірності, що визначаються в **3.5**, з урахуванням даного рівня інформативності. Для нових чи додаткових матеріалів потрібно використовувати номінальні характеристики.

(6)P Деякі з існуючих конструктивних елементів можна визначити як "другорядні сейсмічні" згідно з визначеннями в **4.2.2 (1)P (2) і (3) EN 1998-1: 2004**. "Другорядні сейсмічні" елементи слід перевіряти за допомогою тих же критеріїв відповідності, як і "основні сейсмічні".

(7)P При розрахунках міцності крихких "основних сейсмічних" елементів, міцність матеріалу потрібно розділити на приватний коефіцієнт цього матеріалу.

ПРИМІТКА Величини приватних коефіцієнтів для сталі, бетону, конструктивної сталі, кам'яної кладки та інших матеріалів для використання в конкретній країні можна знайти в Національному Додатку до цього стандарту. У примітках до пунктів **5.2.4 (3)**, **6.1.3 (1)**, **7.1.3 (1)** і **9.6 (3)** в EN1998-1: 2004 дані посилання на величини приватних коефіцієнтів для сталі, бетону, конструктивної сталі і кам'яної кладки, які використовуються для проектування нових будівель в різних країнах.

2.2.2 Граничний Стан Близький до Руйнування (NC)

(1)P Вимоги повинні ґрунтуватися на розрахунковому сейсмічному впливі, який відповідає даному Граничному Стану. Для податливих і крихких елементів вимоги визначаються на основі розрахунку. Якщо використовується лінійний метод розрахунку, то вимоги до крихких елементів повинні бути змінені у відповідності з **4.5.1 (1) P**.

(2)P Можливості конструкцій повинні визначатися граничними деформаціями податливих елементів і граничною міцністю крихких еле-

compared with demands for safety verifications in accordance with **(3)P** and **(4)P**, mean value properties of the existing materials shall be used as directly obtained from in-situ tests and from the additional sources of information, appropriately divided by the confidence factors defined in **3.5**, accounting for the level of knowledge attained. Nominal properties shall be used for new or added materials.

(6)P Some of the existing structural elements may be designated as "secondary seismic", in accordance with the definitions in EN 1998-1: 2004, **4.2.2 (1)P, (2) and (3)**. "Secondary seismic" elements shall be verified with the same compliance criteria as primary seismic ones, but using less conservative estimates of their capacity than for the elements considered as "primary seismic".

(7)P In the calculation of strength capacities of brittle "primary seismic" elements, material strengths shall be divided by the partial factor of the material.

NOTE The values ascribed to the partial factors for steel, concrete, structural steel masonry and other materials for use in a country can be found in the National Annex to this standard. Notes to clauses **5.2.4(3)**, **6.1.3(1)**, **7.1.3(1)** and **9.6(3)** in EN 1998-1: 2004 refer to the values of partial factors for steel, concrete, structural steel and masonry to be used for the design of new buildings in different countries.

2.2.2 Limit State of Near Collapse (NC)

(1)P Demands shall be based on the design seismic action relevant to this Limit State. For ductile and brittle elements demands shall be evaluated based on the results of the analysis. If a linear method of analysis is used, demands on brittle elements shall be modified in accordance to **4.5.1 (1)P**.

(2)P Capacities shall be based on appropriately defined ultimate deformations for ductile elements and on ultimate strengths for brittle

ментів.

(3) Підхід, заснований на використанні коефіцієнта q (див. 2.2.1 (4) P, 4.2 (3) P) зазвичай не придатний для перевірки по цьому Граничному Стані.

ПРИМІТКА Значення $q = 1,5$ и $2,0$, приведені в пункті 4.2 (3) P для конструкцій із залізобетону і сталі, відповідно, а також вищі значення q , можливо обґрунтовані з посиланням на існуючу локальну чи глобальну пластичність відповідно до застосовуваних додатків стандарту EN 1998-1:2004, відповідають виконанню Граничного Стану при Вагомих Пошкодженнях. Якщо вибирається перевірка по Граничному Стані Близькому до Руйнування, то можна застосувати пункт 2.2.3 (3) P, при цьому величина коефіцієнта q перевищує значення, вказані в пункті 4.2 (3) P, приблизно на одну третину.

2.2.3 Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях (SD)

(1)P Вимоги повинні ґрунтуватися на проектній сейсмічній дії, відповідаючій даному Граничному Стану. Для пластичних і крихких елементів вимоги повинні визначатися на підставі результатів розрахунку. При використанні лінійного методу для розрахунку вимоги до крихких елементів мають бути змінені відповідно до 4.5.1(1) P.

(2)P За винятком використання коефіцієнту q підхід з використанням можливостей повинен ґрунтуватися на величинах деформацій при ушкодженнях для пластичних елементів і на величинах міцності з запасом для крихких елементів.

(3)P При використанні підходу з коефіцієнтом q (див. 2.2.1 (4)P, 4.2 (3)P) вимоги повинні бути основані на зниженому сейсмічному впливі, а можливості повинні розраховуватися як для несейсмічних розрахункових ситуацій.

2.2.4 Граничний Стан при Обмежених Пошкодженнях (DL)

(1)P Вимоги повинні ґрунтуватися на проектній сейсмічній дії, відповідаючій даному Граничному Стану.

(2)P За винятком підходу з використанням коефіцієнта q можливості повинні ґрунтува-

ones.

(3) The q -factor approach (see 2.2.1(4)P, 4.2(3)P) is generally not suitable for checking this Limit State.

NOTE The values of $q = 1,5$ and $2,0$ quoted in 4.2(3)P for reinforced concrete and steel structures, respectively, as well as the higher values of q possibly justified with reference to the local and global available ductility in accordance with the relevant provisions of EN 1998-1: 2004, correspond to fulfilment of the Significant Damage Limit State. If it is chosen to use this approach to check the Near Collapse Limit State, then 2.2.3(3)P may be applied, with a value of the q - factor exceeding those in 4.2(3)P by about one-third.

2.2.3 Limit State of Significant Damage (SD)

(1)P Demands shall be based on the design seismic action relevant to this Limit State. For ductile and brittle elements demands shall be evaluated based on the results of the analysis. In case a linear method of analysis is used, demands on brittle elements shall be modified in accordance to 4.5.1(1)P.

(2)P Except when using the q - factor approach, capacities shall be based on damage-related deformations for ductile elements and on conservatively estimated strengths for brittle ones.

(3)P In the q - factor approach (see 2.2.1 (4)P, 4.2 (3)P), demands shall be based on the reduced seismic action and capacities shall be evaluated as for non-seismic design situations.

2.2.4 Limit State of Damage Limitation (DL)

(1)P Demands shall be based on the design seismic action relevant to this Limit State

(2)P Except when using the q - factor approach, capacities shall be based on yield

тися на міцності по текучості матеріалу для всіх конструктивних (несучих) елементів і податливих і крихких. Можливості заповнень повинні ґрунтуватися на середній міжповерховій здатності до переміщень для заповнень.

(3)P При підході з використанням коефіцієнту q (див. 2.2.1 (4)P, 4.2 (3)P) вимоги та можливості слід порівнювати за середньою різницею міжповерхових переміщень.

3 ІНФОРМАЦІЯ ДЛЯ ОЦІНКИ СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Загальна інформація і історія

(1)P При оцінці сейсмостійкості існуючих конструкцій, вхідні дані повинні збиратися з великої кількості джерел, включаючи:

- доступну документацію, конкретну для даної будівлі,
- відповідні типові джерела (наприклад, сучасні правила і стандарти),
- польові дослідження,
- в більшості випадків, лабораторні вимірювання та/або випробування; більш детально викладені в 3.2 і 3.4.

(2) Повинні бути виконані перехресні перевірки між зібраними даними з різних джерел для мінімізації невизначеностей.

3.2 Необхідні вхідні дані

(1) В цілому, інформація для оцінки несучої здатності конструкції охоплює наступні пункти з а) по і).

а) ідентифікація конструктивної системи та її відповідності критерію регулярності за EN 1998-1: 2004, 4.2.3. Інформація збирається або при вишукуванні на майданчику, або за кресленнями даного проекту при його наявності. В останньому випадку також збирається інформація щодо можливих конструктивних змін після закінчення будівництва.

б) Ідентифікація типів фундаментів будівель.

strengths for all structural elements, both ductile and brittle. Capacities of infills shall be based on mean interstorey drift capacity for the infills.

(3)P In the q - factor approach (see 2.2.1(4)P, 4.2(3)P), demands and capacities shall be compared in terms of mean interstorey drift.

3 INFORMATION FOR STRUCTURAL ASSESSMENT

3.1 General information and history

(1)P In assessing the earthquake resistance of existing structures, the input data shall be collected from a variety of sources, including:

- available documentation specific to the building in question,
- relevant generic data sources (e.g. contemporary codes and standards),
- field investigations and,
- in most cases, in-situ and/or laboratory measurements and tests, as described in more detail in 3.2 and 3.4.

(2) Cross-checks should be made between the data collected from different sources to minimise uncertainties.

3.2 Required input data

(1) In general, the information for structural evaluation should cover the following points from a) to i).

a) Identification of the structural system and of its compliance with the regularity criteria in EN 1998-1:2004, 4.2.3. The information should be collected either from on site investigation or from original design drawings, if available. In this latter case, information on possible structural changes since construction should also be collected.

b) Identification of the type of building founda-

с) Ідентифікація ґрунтових умов по класифікації згідно стандарту EN 1998-1:2004, **3.1**.

д) Інформація про габарити і характеристики поперечного перетину елементів будівлі, а також механічних властивостях і стану складових матеріалів.

е) Інформація про дефекти матеріалів, які потрібно визначити, і неадекватне конструювання.

ф) Інформація про критерії сейсмічного проектування, використані для ізначального проектування, включаючи величину коефіцієнта зменшення зусиль (коефіцієнт - q), якщо його можна застосовувати.

г) Опис поточного і/або запланованого використання будівлі (з ідентифікацією його класу відповідальності, як описано в стандарті EN 1998-1:2004, **4.2.5**).

h) Повторна оцінка передбачених дій з урахуванням використання будівлі.

і) Інформація про тип і ступінь попереднього і поточного пошкодження будівельних несучих конструкцій, при його наявності, включаючи раніше проведені заходи щодо ремонту.

(2)P Залежно від кількості якісної інформації, зібраної в пунктах, викладених вище, слід прийняти відповідні типи аналізу і різні значення коефіцієнтів достовірності, як вказано в пункті **3.3**.

3.3 Рівень інформативності

3.3.1 Визначення рівнів інформативності

(1) Для вибору прийняттого типу розрахунку і відповідних значень коефіцієнту довірчої вірогідності визначаються три наступні рівні інформативності:

KL1: Обмежена інформативність

KL2: Звичайна інформативність

tions.

c) Identification of the ground conditions as categorised in EN 1998-1: 2004, **3.1**.

d) Information about the overall dimensions and cross-sectional properties of the building elements and the mechanical properties and condition of constituent materials.

e) Information about identifiable material defects and inadequate detailing.

f) Information on the seismic design criteria used for the initial design, including the value of the force reduction factor (q - factor), if applicable.

g) Description of the present and/or the planned use of the building (with identification of its importance class, as described in EN 1998-1: 2004, **4.2.5**).

h) Re-assessment of imposed actions taking into account the use of the building.

i) Information about the type and extent of previous and present structural damage, if any, including earlier repair measures.

(2)P Depending on the amount and quality of the information collected on the points above, different types of analysis and different values of the confidence factors shall be adopted, as indicated in **3.3**.

3.3 Knowledge levels

3.3.1 Definition of knowledge levels

(1) For the purpose of choosing the admissible type of analysis and the appropriate confidence factor values, the following three knowledge levels are defined:

KL1: Limited knowledge

KL2: Normal knowledge

KL3: Повна інформативність

(2) Чинниками, що визначають відповідний рівень інформативності (тобто KL1, KL2 або KL3), являються наступні:

I) *геометрія*: геометричні властивості конструктивної системи, і елементів конструкції, які не являються несучими (наприклад, панелі з цегляним наповненням), які можуть впливати на поведінку конструкції.

II) *деталі*: включають кількість і деталювання арматури в залізобетоні, з'єднання між сталевими елементами, приєднання діафрагм до бічної конструкції, що чинить опір, перев'язку і з'єднання розчинів цегляної кладки і характер будь-яких армуючих елементів в цегляній кладці.

III) *матеріали*: механічні властивості матеріалів складових елементів.

(3) Досягнутий рівень інформативності визначає прийнятний метод розрахунку (див. 4.4), а також значення, які мають бути прийняті для коефіцієнту довірчої вірогідності (CF). Процедури для отримання необхідних даних представлені в пункті 3.4.

(4) Взаємозв'язок між рівнями інформативності і застосованими методами розрахунку, і коефіцієнти довірчої вірогідності проілюстровані в таблиці 3.1. Визначення термінів "візуальний", "повний", "обмежений", "розширений" і "вичерпний" приведені в таблиці 3.4.

3.3.2 KL1 Обмежена інформативність

(1) KL1 відповідає наступному стану інформативності:

I) *геометрія*: загальна геометрія конструкції і розміри елементів відомі із : (a) зйомки, або (b) з оригінальних ескізних будівельних креслень, використовуваних як для оригінального будівництва, так і для будь-яких подальших модифікацій. У випадку (b) слід перевіряти на місці достатню вибірку як розмірів загальної геометрії, так і розмірів елементів; при наявності істотних розбіжно-

KL3: Full knowledge

(2) The factors determining the appropriate knowledge level (i.e. KL1, KL2 or KL3) are:

I) *geometry*: the geometrical properties of the structural system, and of such non-structural elements (e.g. masonry infill panels) as may affect structural response.

II) *details*: these include the amount and detailing of reinforcement in reinforced concrete, connections between steel members, the connection of floor diaphragms to lateral resisting structure, the bond and mortar jointing of masonry and the nature of any reinforcing elements in masonry.

III) *materials*: the mechanical properties of the constituent materials.

(3) The knowledge level achieved determines the allowable method of analysis (see 4.4), as well as the values to be adopted for the confidence factors (CF). The procedures for obtaining the required data are given in 3.4.

(4) The relationship between knowledge levels and applicable methods of analysis and confidence factors is illustrated in Table 3.1. The definitions of the terms "visual", "full", "limited", "extended" and "comprehensive" in the Table are given in 3.4.

3.3.2 KL1: Limited knowledge

(1) KL1 corresponds to the following state of knowledge:

I) *geometry*: the overall structural geometry and member sizes are known either (a) from survey, or (b) from original outline construction drawings used for both the original construction and any subsequent modifications. In case (b), a sufficient sample of dimensions of both overall geometry and member sizes should be checked on site; if there are significant discrepancies from the outline construc-

стей з ескізним будівельним кресленням слід виконати більш повне зняття розмірів.

tion drawings, a fuller dimensional survey should be performed.

Таблиця 3.1: Рівні інформативності і відповідні методи розрахунку (LF: Розрахунок на горизонтальне навантаження, MRS: Розрахунок модального спектру реакції) і коефіцієнти довірчі вірогідності (CF)

Table 3.1: Knowledge levels and corresponding methods of analysis (LF: Lateral Force procedure, MRS: Modal Response Spectrum analysis) and confidence factors (CF).

Рівень інформативності Knowledge Level	Геометрія Geometry	Деталі Details	Матеріали Materials	Методи розрахунку Analysis	Коефіцієнт довірчої вірогідності CF
KL1		Змодельована конструкція у відповідності з використаною практикою і з обмеженим оглядом на місці Simulated design in accordance with relevant practice and from limited in situ inspection	Значення, використані за умовчанням, відповідно до стандартів, діючих під час будівництва, і з обмеженим випробуванням на місці Default values in accordance with standards of the time of construction and from limited in-situ testing	LF-MRS	CF_{KL1}
KL2	З оригінальних ескізних будівельних креслень з вибірковою візуалізацією зйомки або з повною зйомкою From original outline construction drawings with sample visual survey or from full survey	З неповних оригінальних детальних будівельних креслень з обмеженим оглядом на місці або з розширеним оглядом на місці From incomplete original detailed construction drawings with limited in-situ inspection or from extended in-situ inspection	З оригінальних проектних технічних умов з обмеженими випробуваннями на місці або з розширеними випробуваннями на місці From original design specifications with limited in-situ testing or from extended in-situ testing	Bci All	CF_{KL2}
KL3		З оригінальних детальних будівельних креслень з обмеженим оглядом на місці або з вичерпним оглядом на місці From original detailed Construction drawings with limited in-situ inspection or from comprehensive in-situ inspection	З оригінальних протоколів випробувань з обмеженим випробуванням на місці або з вичерпаним випробуванням на місці From original test reports with limited in-situ testing or from comprehensive in-situ testing	Bci All	CF_{KL3}

ПРИМІТКА Значення, коефіцієнту довірчої вірогідності, яке повинне використовуватися в країні, можна знайти в її Національному додатку. Рекомендованими значеннями є $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ і $CF_{KL3} = 1,00$.

NOTE The values ascribed to the confidence factors to be used in a country may be found in its National Annex. The recommended values are $CF_{KL1} = 1,35$, $CF_{KL2} = 1,20$ and $CF_{KL3} = 1,00$.

II) *деталі*: деталі конструкції не стають відомими з детальних будівельних креслень і можуть бути допущені на підставі змодельованої конструкції відповідно до звичайної практики під час будівництва; в даному випадку слід проводити обмежені огляди в найбільш критичних елементах для перевірки того, щоб допущення відповідали фактичній ситуації. Інакше буде потрібно застосовувати більш детальний огляд на місці.

II) *details*: the structural details are not known from detailed construction drawings and may be assumed based on simulated design in accordance with usual practice at the time of construction, in this case, limited inspections in the most critical elements should be performed to check that the assumptions correspond to the actual situation. Otherwise, more extensive w-situ inspection is required.

III) *матеріали*: немає безпосередньої інфор-

III) *materials*: no direct information on the me-

мації про механічні властивості будівельних матеріалів як з оригінальних проектних технічних умов, так і з оригінальних протоколів випробувань. Необхідно прийняти значення за умовчанням, відповідно до стандартів, що діють під час будівництва, і супроводити їх обмеженими випробуваннями найбільш критичних елементів *на місці*.

(2) Зібраної інформації повинно бути достатньо для виконання місцевих перевірок характеристик елементів і для побудови упругої моделі для розрахунку конструкцій.

(3) Повинна бути проведена оцінка несучої здатності конструкції, на підставі стану обмеженої інформативності з використанням лінійних методів розрахунку – статичних або динамічних (див. 4.4).

3.3.3 KL2: Звичайна інформативність

(1) KL2 відповідає наступному стану інформативності:

I) *геометрія*: загальна геометрія конструкції і розміри елементів відомі або (a) з розширеної зйомки, або (b) з ескізних будівельних креслень, використаних як для оригінального будівництва, так і для інших подальших змін. У випадку (b) слід перевіряти на місці достатню вибірку як розмірів загальної геометрії, так і розмірів елементів; за наявності суттєвих розбіжностей з ескізними будівельними кресленнями слід виконати повніше зняття розмірів.

II) *деталі*: деталі конструкції відомі або з розширеного огляду на місці, або з неповних детальних будівельних креслень. У останньому випадку слід виконати обмежений огляд *на місці* в найбільш критичних елементах для перевірки відповідності доступної інформації фактичній ситуації.

III) *матеріали*: інформація про механічні властивості будівельних матеріалів доступна або з розширених випробувань *на місці*, або з оригінальних проектних технічних умов. У цьому останньому випадку, необхідно провести обмежене випробування на місці.

mechanical properties of the construction materials is available, either from original design specifications or from original test reports. Default values should be assumed in accordance with standards at the time of construction, accompanied by limited *in-situ* testing in the most critical elements.

(2) The information collected should be sufficient for performing local verifications of element capacity and for setting up a linear structural analysis model.

(3) Structural evaluation based on a state of limited knowledge should be performed through linear analysis methods, either static or dynamic (see 4.4).

3.3.3 KL2: Normal knowledge

(1) KL2 corresponds to the following state of knowledge:

I) *geometry*: the overall structural geometry and member sizes are known either (a) from an extended survey or (b) from outline construction drawings used for both the original construction and any subsequent modifications. In case (b), a sufficient sample of dimensions of both overall geometry and member sizes should be checked on site; if there are significant discrepancies from the outline construction drawings, a fuller dimensional survey is required.

II) *details*: the structural details are known either from extended in-situ inspection or from incomplete detailed construction drawings. In the latter case, limited *in-situ* inspections in the most critical elements should be performed to check that the available information corresponds to the actual situation.

III) *materials*: information on the mechanical properties of the construction materials is available either from extended *in-situ* testing or from original design specifications. In this latter case, limited in-situ testing should be performed.

(2) Зібраної інформації повинно бути досить для виконання місцевих перевірок характеристик елементів і для побудови лінійної або нелінійної моделі конструкції.

(3) Оцінку несучої здатності конструкцій, яка базується на підставі даного рівня інформативності можливо виконати з використанням лінійного або нелінійного методів розрахунку статичного або динамічного (див. 4.4).

3.3.4 KL3: Повна інформативність

(1) KL3 відповідає наступному стану інформативності:

I) *геометрія*: загальна геометрія конструкції і розміри елементів відомі або (а) з вичерпної зйомки, або (b) з повного набору ескізних будівельних креслень, використовуваних як для спорудження конструкцій, так і для інших подальших змін. У випадку (b) слід перевіряти на місці достатню вибірку як загальної геометрії, так і розмірів окремих елементів; за наявності істотних розбіжностей з ескізними будівельними кресленнями необхідно зробити більш детальне зняття розмірів.

II) *деталі*: деталі конструкції відомі або з вичерпного огляду *на місці*, або з набору детальних будівельних креслень. У останньому випадку, слід виконувати обмежені огляди *на місці* в найбільш критичних елементах для перевірки відповідності доступної інформації фактичній ситуації.

III) *матеріали*: інформація про механічні властивості будівельних матеріалів доступна або з повного циклу випробувань *на місці*, або з фактичних протоколів випробувань. У останньому випадку слід виконати обмежений об'єм випробувань *на місці*.

(2) Застосовується 3.3.3(2).

(3) Застосовується 3.3.3(3).

3.4 Ідентифікація рівня інформативності

3.4.1 Геометрія

3.4.1.1 Ескізні будівельні креслення

(2) The information collected should be sufficient for performing local verifications of element capacity and for setting up a linear or nonlinear structural model.

(3) Structural evaluation based on this state of knowledge may be performed through either linear or nonlinear analysis methods, either static or dynamic (see 4.4)

3.3.4 KL3: Full knowledge

(1) KL3 corresponds to the following state of knowledge:

I) *geometry*: the overall structural geometry and member sizes are known either (a) from a comprehensive survey or (b) from the complete set of outline construction drawings used for both the original construction and any subsequent modifications. In case (b), a sufficient sample of both overall geometry and member sizes should be checked on site; if there are significant discrepancies from the outline construction drawings, a fuller dimensional survey is required

II) *details*: the structural details are known either from comprehensive *in-situ* inspection or from a complete set of detailed construction drawings. In the latter case, limited *in-situ* inspections in the most critical elements should be performed to check that the available information corresponds to the actual situation.

III) *materials*: information on the mechanical properties of the construction materials is available either from comprehensive *in-situ* testing or from original test reports. In this latter case, limited *in-situ* testing should be performed.

(2) 3.3.3(2) applies.

(3) 3.3.3(3) applies

3.4 Identification of the Knowledge Level

3.4.1 Geometry

3.4.1.1 Outline construction drawings

(1) Ескізними будівельними кресленнями є документи, які описують геометрію конструкції, дозволяючи ідентифікувати несучі елементи конструкції, і їх розміри, а також конструктивну систему, яка повинна витримувати як вертикальні, так і горизонтальні дії навантажень.

3.4.1.2 Детальні будівельні креслення

(1) Детальними кресленнями є документи, які описують геометрію конструкції, дозволяючи ідентифікувати несучі елементи конструкції, і їх розміри, а також конструктивну систему, яка повинна витримувати як вертикальні, так і горизонтальні дії навантажень. Крім того, вони містять інформацію про деталі (як вказано в 3.3.1(2)).

3.4.1.3 Візуальна зйомка

(1) Візуальна зйомка є процедурою перевірки відповідності між фактичною геометрією конструкції і доступними ескізними будівельними кресленнями. Слід виконувати вибіркові геометричні вимірювання на вибраних елементах. Можливі зміни конструкції, які можуть мати місце під час будівництва або після його завершення, підлягають зйомці відповідно до пункту 3.4.1.4.

3.4.1.4 Повна зйомка

(1) Повна зйомка є процедурою, в результаті якої складаються будівельні креслення, що дозволяють ідентифікувати несучі елементи конструкції, і їх розміри, а також конструктивну систему, яка повинна витримувати як вертикальні, так і горизонтальні дії.

3.4.2 Деталі

(1) В ході оглядів можуть бути прийняті наступні надійні неруйнуючі методи:

3.4.2.1 Моделювання проекту

(1) Моделювання проекту є процедурою, в результаті якої визначається кількість і розміщення армування, – як в поздовжньому, так і в поперечному напрямі – у всіх елемен-

(1) The outline construction drawings are those documents that describe the geometry of the structure, allowing for identification of structural components and their dimensions, as well as the structural system to resist both vertical and lateral actions.

3.4.1.2 Detailed construction drawings

(1) The detailed drawings are those documents that describe the geometry of the structure, allowing for identification of structural components and their dimensions, as well as the structural system to resist both vertical and lateral actions. In addition, they contain information about details (as specified in 3.3.1(2)).

3.4.1.3 Visual survey

(1) A visual survey is a procedure for checking correspondence between the actual geometry of the structure with the available outline construction drawings. Sample geometry measurements on selected elements should be carried out. Possible structural changes which may have occurred during or after construction should be subjected to a survey as in 3.4.1.4.

3.4.1.4 Full survey

(1) A full survey is a procedure resulting in the production of structural drawings that describe the geometry of the structure, allowing for identification of structural components and their dimensions, as well as the structural system to resist both vertical and lateral actions.

3.4.2 Details

(1) Reliable non-destructive methods may be adopted in the inspections specified as follows:

3.4.2.1 Simulated design

(1) A simulated design is a procedure resulting in the definition of the amount and layout of reinforcement, both longitudinal and transverse, in all elements participating in the verti-

тах, що беруть участь в забезпеченні стійкості будівлі як до вертикальних, так і до горизонтальних впливів. Проектування слід здійснювати на підставі нормативних документів і практичного досвіду, актуального на час будівництва.

cal and lateral resistance of the building. The design should be carried out based on regulatory documents and state of the practice used at the time of construction.

3.4.2.2 Обмежене обстеження на місці

(1) Обмежений огляд на місці є процедурою перевірки відповідності між фактичними деталями конструкції і доступними детальними будівельними кресленнями або результатами моделювання проекту в пункті 3.4.2.1. Це включає виконання оглядів, як вказано в 3.4.4(1)Р.

3.4.2.2 Limited in-situ inspection

(1) A limited in-situ inspection is a procedure for checking correspondence between the actual details of the structure with either the available detailed construction drawings or the results of the simulated design in 3.4.2.1. This entails performing inspections as indicated in 3.4.4(1)P.

3.4.2.3 Розширене обстеження на місці

(1) Розширений огляд на місці є процедурою, яка використовується в тих випадках, коли оригінальні детальні будівельні креслення недоступні. Це спричиняє за собою виконання оглядів, як вказано в пункті 3.4.4(1)Р.

3.4.2.3 Extended in-situ inspection

(1) An extended in-situ inspection is a procedure used when the original detailed construction drawings are not available. This entails performing inspections as indicated in 3.4.4(1)P.

3.4.2.4 Повне обстеження на місці

(1) Вичерпний огляд на місці є процедурою, яка використовується в тих випадках, коли оригінальні детальні будівельні креслення недоступні, і коли потрібний більш високий рівень інформативності. Це спричиняє за собою виконання оглядів, як вказано в 3.4.4(1)Р.

3.4.2.4 Comprehensive in-situ inspection

(1) A comprehensive in-situ inspection is a procedure used when the original detailed construction drawings are not available and when a higher knowledge level is pursued. This entails performing inspections as indicated in 3.4.4(1)P.

3.4.3 Матеріали

3.4.3 Materials

3.4.3.1 Руйнівне і неруйнуюче випробування

3.4.3.1 Destructive and non-destructive testing

(1) Слід розглядати можливість використання неруйнуючих методів випробувань (наприклад, випробування обстукуванням молотком Шмідта, і т. д.); проте такі випробування слід використовувати не окремо, а у поєднанні з руйнівними випробуваннями.

(1) Use of non-destructive test methods (e.g., Schmidt hammer test, etc.) should be considered, however such tests should not be used in isolation, but only in conjunction with destructive tests.

3.4.3.2 Обмежене випробування на місці

3.4.3.2 Limited in-situ testing

(1) Обмежена програма випробування на місці – є процедурою для отримання додаткової інформації про властивості матеріалів, взятою або із стандартів під час будівництва, або з

(1) A limited programme of in-situ testing is a procedure for complementing the information on material properties derived either from standards at the time of construction, or from

оригінальних проектних технічних умов, або з оригінальних протоколів випробування. Це приводить до необхідності виконання випробувань, як вказано в **3.4.4(1)P**. Проте, якщо значення, отримані з випробувань, виявляються нижчими за значення, які використовуються за умовчанням в відповідності із стандартами, що діють на час будівництва, то потрібне виконання розширених випробувань на місці.

3.4.3.3 Розширене випробування на місці

(1) Розширена програма випробувань на місці є процедурою для отримання інформації, коли ні оригінальні проектні технічні умови, ні протоколи випробувань не є доступними. В цій ситуації необхідно виконати випробування як вказано в **3.4.4(1)P**.

3.4.3.4 Повне випробування на місці

(1) Вичерпна програма випробування на місці, є процедурою для отримання інформації, коли ні оригінальні проектні технічні умови, ні протоколи випробувань не є доступними, і коли потрібний вищий рівень знання. Це спричиняє за собою виконання випробувань як вказано в **3.4.4(1)P**.

3.4.4 Визначення рівнів обстежень і випробувань

(1)P Класифікація рівнів огляду і випробувань залежить від процентної частки елементів конструкції, які потрібно перевірити для з'ясування деталей, а також від числа зразків матеріалів на поверх, які потрібно відібрати для випробувань.

ПРИМІТКА Об'єм обстежень і випробувань, для конкретної країни, вказується в її Національному Додатку. Для звичайних ситуацій рекомендовані мінімальні значення представлені в таблиці 3.2. Можуть мати місце випадки, що вимагають збільшення деяких з них. Ці випадки будуть вказані в Національному Додатку.

original design specifications, or from original test reports. This entails performing tests as indicated in **3.4.4(1)P**. However, if values from tests are lower than default values in accordance with standards of the time of construction, an extended in-situ testing is required.

3.4.3.3 Extended in-situ testing

(1) An extended programme of in-situ testing is a procedure for obtaining information when neither the original design specification nor the test reports are available. This entails performing tests as indicated in **3.4.4(1)P**.

3.4.3.4 Comprehensive in-situ testing

(1) A comprehensive programme of in-situ testing is a procedure for obtaining information when neither the original design specification nor the test reports are available and when a higher knowledge level is pursued. This entails performing tests as indicated in **3.4.4(1)P**.

3.4.4 Definition of the levels of inspection and testing

(1)P The classification of the levels of inspection and testing depend on the percentage of structural elements that have to be checked for details, as well as on the number of material samples per floor that have to taken for testing.

NOTE The amount of inspection and testing to be used in a country may be found in its National Annex. For ordinary situations the recommended minimum values are given in Table 3.2. There might be cases requiring modifications to increase some of them. These cases will be indicated in the National Annex.

Таблиця 3.2: Рекомендовані мінімальні вимоги для різних рівнів обстежень і випробувань.

Table 3.2: Recommended minimum requirements for different levels of inspection and testing.

Рівень обстежень і випробувань Level of inspection and testing	Обстеження (деталей) Inspection (of details)	Випробування (матеріалів) Testing (of materials)
	Для кожного типу основних несучих елементів (балка, колона, стіна): For each type of primary element (beam, column, wall):	
	Процентна частка елементів, що перевіряються детально Percentage of elements that are checked for details	Число зразків матеріалу на поверх Material samples per floor
Обмежений Limited	20	1
Розширений Extended	50	2
Повний Comprehensive	80	3

3.5 Коефіцієнти довірчої вірогідності

3.5 Confidence factors

(1)P Для визначення властивостей існуючих матеріалів, які повинні використовуватися при розрахунку міцнісних характеристик, якщо ці характеристики потрібно порівнювати з вимогами по надійності, середні значення, отримані з випробувань на місці і з додаткових джерел інформації, мають бути розділені на коефіцієнти довірчої вірогідності, CF, приведені в таблиці 3.1 і відповідають рівню інформативності (див. **2.2.1(5)P**).

(1)P To determine the properties of existing materials to be used in the calculation of the capacity, when capacity is to be compared with demand for safety verification, the mean values obtained from in-situ tests and from the additional sources of information, shall be divided by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level (see **2.2.1(5)P**).

(2)P Для визначення властивостей, які повинні використовуватися при розрахунку силових характеристик (міцності) пластичних елементів, які передають навантаження на крихкі компоненти/механізми, для використання в пункті **4.5.1(1)P(b)**, середні значення характеристик існуючих матеріалів, отримані з випробувань на місці і з додаткових джерел інформації, потрібно помножити на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, приведену в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності.

(2)P To determine the properties to be used in the calculation of the force capacity (strength) of ductile components delivering action effects to brittle components/ mechanisms, for use in **4.5.1(1)P(b)**, the mean value properties of existing materials obtained from in-situ tests and from the additional sources of information, shall be multiplied by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level.

4 ОЦІНКА СТАНУ

4 ASSESSMENT

4.1 Загальні відомості

4.1 General

(1) Оцінка стану є кількісною процедурою перевірки того, чи буде дана пошкоджена або непошкоджена будівля задовольняти критеріям потрібного граничного стану, який відповідає даному сейсмічному впливу, як вказано в **2.1**.

(1) Assessment is a quantitative procedure for checking whether an existing undamaged or damaged building will satisfy the required limit state appropriate to the seismic action under consideration, as specified in **2.1**.

(2)P Даний Стандарт призначений для оцінки

(2)P This Standard is intended for the assess-

окремих будівель, для ухвалення рішень про необхідність конструкційних змін і проектних робіт при необхідності їх реконструкції. Стандарт не призначений для оцінки уразливості населення або груп будівель і для оцінки сейсмічного ризику різного виду (наприклад, для визначення страхового ризику, для встановлення пріоритетів в пом'якшенні ризику і т. д.).

(3)P Процедура оцінки повинна проводитися з використанням методів загального розрахунку, відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **4.3**, із змінами, внесеним даним Стандартом, з цілью пристосування до конкретних проблем, що виникають при оцінці.

(4) У всіх випадках, коли це можливо, використовуваний метод повинен включати інформацію про поведінку будівель, того ж самого або аналогічного типу під час минулих землетрусів, за якими спостерігали.

4.2 Сейсмічна дія і комбінації сейсмічних навантажень

(1)P Основними моделями для визначення сейсмічного руху є ті, які представлені в стандарті EN 1998-1:2004, **3.2.2** і **3.2.3**.

(2)P Посилання, зокрема, робиться на спектр пружної реакції, вказаний в стандарті EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, і перерахований по відношенню до значень проектного прискорення ґрунту, встановленого для перевірки різних Граничних Станів. Також в Стандарті EN 1998-1:2004, **3.2.3** можливе застосування альтернативних представлень у вигляді штучних або зареєстрованих акселерограмм.

(3)P При підході з використанням коефіцієнту q (див. **2.2.1(4)P**) проектний спектр для лінійного аналізу отримують із стандарту EN 1998-1:2004, **3.2.2.5**. Значення $q = 1,5$ і $2,0$ для конструкцій із залізобетону і сталі, відповідно, може бути прийнято незалежно від виду конструкції. Вищі значення q можливо приймати в тому випадку, якщо це буде належним чином обґрунтовано з посиланням на локальну чи глобальну загальну пластичність, оцінену відповідно до використовуємих додатків до стандарту

of individual buildings, to decide on the need for structural intervention and to design the retrofitting measures that may be necessary. It is not intended for the vulnerability assessment of populations or groups of buildings for seismic risk evaluation for various purposes (e.g. for determining insurance risk, for setting risk mitigation priorities, etc.).

(3)P The assessment procedure shall be carried out by means of the general analysis methods specified in EN 1998-1: 2004, **4.3**, as modified in this Standard to suit the specific problems encountered in the assessment.

(4) Whenever possible, the method used should incorporate information of the observed behaviour of the same type of building or similar buildings during previous earthquakes.

4.2 Seismic action and seismic load combination

(1)P The basic models for the definition of the seismic motion are those presented in EN 1998-1: 2004, **3.2.2** and **3.2.3**.

(2)P Reference is made in particular to the elastic response spectrum specified in EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, scaled to the values of the design ground acceleration established for the verification of the different Limit States. The alternative representations allowed in EN 1998-1:2004, **3.2.3** in terms of either artificial or recorded accelerograms are also applicable.

(3)P In the q - factor approach (see **2.2.1(4)P**), the design spectrum for linear analysis is obtained from EN 1998-1: 2004, **3.2.2.5**. A value of $q = 1,5$ and $2,0$ for reinforced concrete and steel structures, respectively, may be adopted regardless of the structural type. Higher values of q may be adopted if suitably justified with reference to the local and global available ductility, evaluated in accordance with the relevant provisions of EN 1998-1: 2004.

EN 1998-1:2004.

(4)P Проектна сейсмічна дія повинна об'єднуватися з іншими відповідними постійними і змінними діями відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **3.2.4**.

(4)P The design seismic action shall be combined with the other appropriate permanent and variable actions in accordance with EN 1998-1: 2004, **3.2.4**.

4.3 Моделювання конструкції

4.3 Structural modelling

(1)P Модель споруди приймається на підставі інформації, зібраної відповідно до пункту **3.2**. Модель має бути такою, щоб можливо було визначити у всіх елементах конструкції ефекти впливу від дії комбінації сейсмічних навантажень, представленої в пункті **4.2**.

(1)P Based on information collected as indicated in **3.2**, a model of the structure shall be set up. The model shall be such that the action effects in all structural elements can be determined under the seismic load combination given in **4.2**.

(2)P Всі положення стандарту EN 1998-1:2004, що стосуються моделювання (EN 1998-1:2004, **4.3.1**) і випадкових результатів прояву кручення (EN 1998-1:2004, **4.3.2**), повинні застосовуватися без змін.

(2)P All provisions of EN 1998-1:2004 regarding modelling (EN 1998-1:2004, **4.3.1**) and accidental torsional effects (EN 1998-1: 2004, **4.3.2**) shall be applied without modifications.

(3) Міцністю і жорсткістю вторинних сейсмічних елементів (див. **2.2.1(6)P**) по відношенню до бічних дій можна, в цілому, знехтувати при проведенні розрахунку.

(3) The strength and the stiffness of secondary seismic elements, (see **2.2.1(6)P**) against lateral actions may in general be neglected in the analysis.

(4) При використанні нелінійного розрахунку в загальній конструкційній моделі рекомендується враховувати вторинні сейсмічні елементи. Вибір елементів, які повинні розглядатися як вторинні сейсмічні елементи, може змінюватися в залежності від результатів попереднього розрахунку. Ні за яких обставин вибір вказаних елементів не повинен змінити класифікацію конструкції з нерегулярної на регулярну, відповідно до визначень, даних в стандарті EN 1998-1:2004, **4.2.3**.

(4) Taking into account secondary seismic elements in the overall structural model, however, is advisable if nonlinear analysis is applied. The choice of the elements to be considered as secondary seismic may be varied after the results of a preliminary analysis. In no case the selection of these elements should be such as to change the classification of the structure from non regular to regular, in accordance with the definitions in EN 1998-1: 2004, **4.2.3**.

(5)P Середні значення властивостей матеріалу повинні використовуватися в моделі конструкцій

(5)P Mean values of material properties shall be used in the structural model.

4.4 Методи розрахунку

4.4 Methods of analysis

4.4.1 Загальні відомості

4.4.1 General

(1) Ефекти сейсмічної дії, які мають бути об'єднані з ефектами інших постійних і змінних навантажень відповідно до комбінації сейсмічних навантажень, визначених в пункті **4.2(4)P**, можуть оцінюватися з використанням

(1) The seismic action effects, to be combined with the effects of the other permanent and variable loads in accordance with the seismic load combination in **4.2(4)P**, may be evaluated using one of the following methods:

одного з наступних методів розрахунку:

- розрахунок на горизонтальне навантаження (лінійний), – lateral force analysis (linear),
- розрахунок модального спектру реакції (лінійний), – modal response spectrum analysis (linear),
- нелінійний статичний (спрощений) розрахунок, – non-linear static (pushover) analysis,
- нелінійний динамічний розрахунок в функції часу, – non-linear time history dynamic analysis,
- Підхід з використанням коефіцієнта q . – q - factor approach.

(2)P За винятком підходу з використанням коефіцієнту q , описаного в пунктах **2.2.1(4)P** і **4.2(3)P**, сейсмічна дія повинна відповідати пружньому (тобто не зменшеному на чинник поведінки q) спектру реакції, визначеному в стандарті EN 1998-1:2004, **3.2.2.2**, або його еквівалентним уявленням, відповідно до EN 1998-1:2004, **3.2.3**.

(2)P Except in the q - factor approach of **2.2.1(4)P** and **4.2(3)P**, the seismic action to be used shall be the one corresponding to the elastic (i.e., un-reduced by the behaviour factor q) response spectrum in EN 1998-1: 2004, **3.2.2.2**, or its equivalent alternative representations in EN 1998-1: 2004, **3.2.3**.

(3)P В підході з використанням коефіцієнту q , вказаного в пункті **2.2.1(4) P**, сейсмічна дія визначається по пункту **4.2(3) P**.

(3)P In the q - factor approach of **2.2.1(4)P** the seismic action is defined in **4.2(3)P**.

(4) Застосовується пункт **4.3.3.1(5)** стандарту EN 1998-1:2004.

(4) Clause **4.3.3.1(5)** of EN 1998-1:2004 applies.

(5) Вищеперелічені методи розрахунку застосовні при виконанні умов, визначених в пунктах з **4.4.2** по **4.4.5**, за винятком конструкцій з цегляної кладки, для яких необхідно використовувати процедури, що враховують особливості типології даної конструкції.

(5) The above-listed methods of analysis are applicable subject to the conditions specified in **4.4.2** to **4.4.5**, with the exception of masonry structures for which procedures accounting for the peculiarities of this construction typology need to be used.

ПРИМІТКА Додаткову інформацію про дані процедури можна знайти у відповідному Інформативному Додатку по матеріалам.

NOTE Complementary information on these procedures may be found in the relevant material-related Informative Annex.

4.4.2 Розрахунок на горизонтальне навантаження

4.4.2 Lateral force analysis

(1)P Умови використання даного методу, визначені в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.1** з наступними доповненнями:

Якщо позначити через $\rho_i = D_i / C_i$; відношення між потрібною величиною несучої здатності D_i отриманою з аналізу під дією комбінації

(1)P The conditions for this method to be applicable are given in EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.1**, with the addition of the following:

Denoting by $\rho_i = D_i / C_i$; the ratio between the demand D_i obtained from the analysis under

сейсмічних навантажень, і відповідною міцністю характеристикою C_i для i -го 'податливого' несучого елемента конструкції (згинаючий момент в моментних рамах або стінах що працюють на зрушення, осьова сила в затяжці рамно-св'язевого каркасу і т. п.), і обозначить через ρ_{\max} і ρ_{\min} – максимальне і мінімальне значення ρ_i , відповідно, для всіх «пластичних» несучих елементів конструкції з $\rho_i > 1$, то відношення $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ не перевищить максимально допустимого значення в діапазоні від 2 до 3. Навколо стиків між балками і колонами відношення ρ_i , повинно оцінюватися тільки у тих перетинах, де очікується утворення пластичних шарнірів на підставі порівняння суми міцності балки на згин з міцністю на згин колон. Пункт **4.3(5)P** застосовується для розрахунку міцнісних характеристик C_i . Для визначення несучої здатності на згин C_i вертикальних елементів, значення осової сили може бути прийняте рівним тому, яке обумовлене тільки вертикальними навантаженнями.

ПРИМІТКА 1 Значення, що приписується даній межі $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ для використання в країні (у діапазоні, вказаному вище) можна знайти в її Національному Додатку. Рекомендуємим значенням являється 2,5.

ПРИМІТКА 2 Як додаткова умова, міцнісна характеристика C_i , "крихких" елементів або механізмів має бути вище, ніж відповідна необхідна величина D_i , розрахована відповідно до **4.5.1(1)P**, (2) і (3). Проте, забезпечення його як критерій застосовності лінійного розрахунку є зайвою, оскільки, відповідно до пунктів **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P** і **2.2.4(2)P**, дана умова буде, врешті-решт, виконано у всіх елементах конструкції для яких виконана оцінка стану або для реконструйованої споруди, незалежно від методу розрахунку.

(2)P Даний метод повинен застосовуватися, як описано в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.2**, **4.3.3.2.3** і **4.3.3.2.4**, за винятком того, що ордината спектру реакції у виразі (4.5) має бути ординатою пружного спектру $S_e(T_1)$, а не проектного спектру $S_d(T_1)$.

4.4.3 Багатомодальний розрахунок спектру реакції

(1)P Умови застосовності для даного методу

the seismic load combination, and the corresponding capacity C_i for the i -th 'ductile' primary element of the structure (bending moment in moment frames or shear walls, axial force in a bracing of a braced frame, etc.) and by ρ_{\max} and ρ_{\min} the maximum and minimum values of ρ_i , respectively, over all 'ductile' primary elements of the structure with $\rho_i > 1$, the ratio $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ does not exceed a maximum acceptable value in the range of 2 to 3. Around beam-column joints the ratio ρ_i needs to be evaluated only at the sections where plastic hinges are expected to form on the basis of the comparison of the sum of beam flexural capacities to that of columns. **4.3(5)P** applies for the calculation of the capacities C_i . For the determination of the bending moment capacities C_i of vertical elements, the value of the axial force may be taken equal to that due to the vertical loads only.

NOTE 1 The value ascribed to this limit of $\rho_{\max} / \rho_{\min}$ for use in a country (within the range indicated above) may be found in its National Annex. The recommended value is 2.5.

NOTE 2 As an additional condition, the capacity C_i of the "brittle" elements or mechanisms should be larger than the corresponding demand D_i evaluated in accordance with **4.5.1(1)P**, (2) and (3). Nonetheless, enforcing it as a criterion for the applicability of linear analysis is redundant, because, in accordance with **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P** and **2.2.4(2)P**, this condition will ultimately be fulfilled in all elements of the assessed or retrofitted structure, irrespective of the method of analysis.

(2)P The method shall be applied as described in EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.2**, **4.3.3.2.3** and **4.3.3.2.4**, except that the ordinate of the response spectrum in expression (4.5) shall be that of the elastic spectrum $S_e(T_1)$ instead of the design spectrum $S_d(T_1)$.

4.4.3 Multi-modal response spectrum analysis

приведені в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.1**, з доповненням умов, встановлених в пункті **4.4.2**.

(2)P Метод повинен застосовуватися, як описано в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2/3**, з використанням спектру пружної реакції $S_e(T_1)$.

4.4.4 Нелінійний статичний розрахунок

4.4.4.1 Загальні відомості

(1)P Нелінійним статичним розрахунком (на прогресуюче руйнування) є нелінійний статичний розрахунок при постійних вертикальних навантаженнях і монотонно зростаючих горизонтальних навантаженнях.

(2)P Будівлі, не відповідні критеріям стандарту EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.1(2)**, (3) по рівномірності (регулярності) в плані, повинні розраховуватися з використанням просторової моделі.

(3)P Для будівель, відповідаючих критеріям рівномірності, відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **4.2.3.2** розрахунок можливо виконувати з використанням двох плоских моделей, по одній для кожного з основних горизонтальних напрямів будівлі.

4.4.4.2 Бічні навантаження

(1) Слід застосовувати, як мінімум, дві схеми вертикального розподілу горизонтальних навантажень:

– "однорідна" схема, на підставі бічних зусиль, пропорційних масі, незалежно від висотної відмітки (рівномірне прискорення реакції);

– "модальна" схема, з пропорційним розподіленням горизонтальних навантажень, визначених при пружному розрахунку.

(2) Бічні навантаження прикладаються в місці розташування мас в моделі. Слід приймати в розрахунок випадковий ексцентриситет.

4.4.4.3 Крива несучої здатності

(1)P The conditions of applicability for this method are given in EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.1**, with the addition of the conditions specified in **4.4.2**.

(2)P The method shall be applied as described in EN 1998-1:2004, **4.3.3.3.2/3**, using the elastic response spectrum $S_e(T_1)$.

4.4.4 Nonlinear static analysis

4.4.4.1 General

(1)P Nonlinear static (pushover) analysis is a non-linear static analysis under constant gravity loads and monotonically increasing horizontal loads.

(2)P Buildings not conforming with the criteria of EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.1(2)**, (3) for regularity in plan shall be analysed using a spatial model.

(3)P For buildings conforming with the regularity criteria of EN 1998-1: 2004, **4.2.3.2** the analysis may be performed using two planar models, one for each main horizontal direction of the building.

4.4.4.2 Lateral loads

(1) At least two vertical distributions of lateral loads should be applied:

– a "uniform" pattern, based on lateral forces that are proportional to mass regardless of elevation (uniform response acceleration);

– a "modal" pattern, proportional to lateral forces consistent with the lateral force distribution determined in elastic analysis.

(2) Lateral loads should be applied at the location of the masses in the model. Accidental eccentricity should be taken into account.

(1) Співвідношення між горизонтальною силою, на рівні підшви і контрольним переміщенням («крива несучої здатності») слід визначати відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.3(1)** (2).

4.4.4.4 Визначаєме переміщення

(1)P Визначаєме переміщення знаходиться відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.6(1)**.

ПРИМІТКА Визначаєме переміщення може бути знайдене відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, інформативний додаток В.

4.4.4.5 Процедура для оцінки ефектів кручення і вищих мод

(1)P Для оцінки результатів прояву кручення застосовується процедура, описана в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.7** з пункту (1) по (3).

(2) У будівлях, які не відповідають критеріям, встановленим в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.1(2)a**, в розрахунку необхідно враховувати вклад в реакцію від вищих форм коливань, що перевищують переважаючу форму коливань в кожному з основних напрямів.

ПРИМІТКА Вимога, встановлена в пункті (2), може бути задоволена або виконанням нелінійного розрахунку з використанням записів коливань в часі відповідно до пункту **4.4.5**, або використанням спеціальних версій процедури нелінійного статичного розрахунку, які можуть враховувати сумарну реакцію від вищих форм коливань (такий як пластичні деформації між поверхами), які мають бути потім переведені для оцінки вимог до місцевих деформацій (таких, як повороти шарнірного кріплення елементів). Національний Додаток може містити посилання на додаткову непротиворечиву інформацію про такі процедури.

4.4.5 Нелінійний розрахунок з використанням записів коливань в часі

(1)P Застосовується процедура, описана в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.3** з (1) - по (3) пункт.

4.4.6 Підхід з використанням коефіцієнта q

4.4.4.3 Capacity curve

(1) The relation between base-shear force and the control displacement (the "capacity curve") should be determined in accordance with EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.3(1)**, (2)

4.4.4.4 Target displacement

(1)P Target displacement is defined as in EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.6(1)**.

NOTE Target displacement may be determined in accordance with EN 1998-1: 2004. Informative Annex B.

4.4.4.5 Procedure for estimation of torsional and higher mode effects

(1)P The procedure given in EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.7(1)** to (3) applies for the estimation of torsional effects.

(2) In buildings that do not meet the criteria in EN 1998-1:2004, **4.3.3.2.1(2)a**, the contributions to the response from modes of vibration higher than the fundamental one in each principal direction should be taken into account.

NOTE The requirement in (2) may be satisfied either by performing a non-linear time-history analysis in accordance with **4.4.5**, or through special versions of the non-linear static analysis procedure that can capture the effects of higher modes on global measures of the response (such as interstorey drifts) to be translated then to estimates of local deformation demands (such as member hinge rotations). The National Annex may contain reference to complementary, non-contradictory information for such procedures.

4.4.5 Non-linear time-history analysis

(1)P The procedure given in EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.3(1)** to (3) applies.

(1)P В підході з використанням q - фактора, повинен застосовуватися метод, описаний в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.2** або **4.3.3.3**, наскільки він є доречним.

4.4.7 Комбінація складових сейсмічної дії

(1)P Два горизонтальні компоненти сейсмічної дії повинні входити в комбінації відповідно стандарту EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.1**.

(2)P Вертикальна складова сейсмічної дії повинна враховуватися у випадках, вказаних в стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2** і, якщо це потрібно, об'єднуватися з горизонтальними складовими, як вказано в тій же самій статті.

4.4.8 Додаткові заходи для конструкцій із заповненням цегляною кладкою

(1) Застосовуються положення стандарту EN 1998-1:2004, **4.3.6**, якщо це необхідно.

4.4.9 Коефіцієнти комбінацій для знакозмінних впливів

(1) Застосовуються положення стандарту EN 1998-1:2004, **4.2.4**.

4.4.10 Класи відповідальності і коефіцієнти відповідальності

(1) Застосовуються положення стандарту EN 1998-1:2004, **4.2.5**.

4.5 Перевірка безпеки

4.5.1 Лінійні методи розрахунку (на горизонтальне навантаження або по модальному спектру реакції)

(1)P Перевірка "крихких" компонентів /механізмів повинна проводитися за вимогами, розрахованими з використанням умов рівноваги, на основі результатів від впливу на крихкий компонент/механізм податливими компонентами. У даному розрахунку, кожен результат дії в податливому компоненті, що додається до розглядаємого крихкого компоненту/механізму, має бути прийнятий

4.4.6 q - factor approach

(1)P In the q - factor approach, the method shall be applied as described in EN 1998-1:2004, **4.3.3.2** or **4.3.3.3**, as appropriate.

4.4.7 Combination of the components of the seismic action

(1)P The two horizontal components of the seismic action shall be combined in accordance with EN 1998-1: 2004, **4.3.3.5.1**.

(2)P The vertical component of the seismic action shall be taken into account in the cases specified in EN 1998-1:2004, **4.3.3.5.2** and, when appropriate, combined with the horizontal components as indicated in the same clause.

4.4.8 Additional measures for masonry infilled structures

(1) The provisions of EN 1998-1:2004, **4.3.6** apply, wherever relevant.

4.4.9 Combination coefficients for variable actions

(1) The provisions of EN 1998-1:2004, **4.2.4** apply

4.4.10 Importance classes and importance factors

(1) The provisions of EN 1998-1:2004, **4.2.5** apply.

4.5 Safety verifications

4.5.1 Linear methods of analysis (lateral force or modal response spectrum analysis)

(1)P "Brittle" components/mechanisms shall be verified with demands calculated by means of equilibrium conditions, on the basis of the action effects delivered to the brittle component/mechanism by the ductile components. In this calculation, each action effect in a ductile component delivered to the brittle compo-

рівним:

(а) значенню D , отриманому з розрахунку, якщо несуча здатність C податливого компоненту, розрахована з використанням середніх значень властивостей матеріалів, задовольняє умові $\rho = D/C \leq 1$,

(б) несуча здатність податливого компоненту, розрахована з використанням середніх значень характеристик матеріалів, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в 3.5 з урахуванням досягнутого рівня інформативності, якщо $\rho = D/C > 1$, де D і C визначені такі як в пункті (а) вище.

(2) У пункті (1)б, викладеному вище, несуча здатність перерізів бетонної балки біля стиків балка-колона слід розраховувати по формулі (5.8), приведеної в стандарті EN 1998-1:2004 і несучу здатність перерізів колони біля таких стиків, – по формулі (5.9), з використанням в правій частині вказаних виразів значення $\gamma_{Rd} = 1$ і середніх значень властивостей матеріалів, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті 3.5.

(3) Для розрахунку силових вимог до "крихкого" механізму зрушення стін, включаючи пункт (1)б вище, можна застосовувати формулу (5.26) несучої здатності по згинаючому моменту M_{Rd} у основи із стандарту EN 1998-1:2004 при $\gamma_{Rd} = 1$, розрахованої з використанням середніх значень властивостей матеріалів, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті 3.5.

(4) У пунктах (1)P по (3) вище, несучу здатність вертикальних елементів на згинаючий момент C_i , можливо визначати по величині осьової сили, визваної тільки вертикальними навантаженнями.

(5)P Величина несучої здатності як податливих, так і крихких компонентів і механізмів, при перевірках надійності повинна відповідати пункту 2.2.1(5)P.

ПРИМІТКА Інформацію для розрахунку несучої здатності компонентів і механізмів можна знайти в Інформативних Додатках А, В і С, що відносяться до

ment/mechanism under consideration shall be taken equal to:

(а) the value D obtained from the analysis, if the capacity C of the ductile component, evaluated using mean values of material properties, satisfies $\rho = D/C \leq 1$,

(б) the capacity of the ductile component, evaluated using mean values of material properties multiplied by the confidence factors, as defined in 3.5, accounting for the level of knowledge attained, if $\rho = D/C > 1$, with D and C as defined in (а) above.

(2) In (1)б above the capacities of the beam sections around concrete beam-column joints should be computed from expression (5.8) in EN 1998-1:2004 and those of the column sections around such joints from expression (5.9), using in the right-hand-side of these expressions the value $\gamma_{Rd} = 1$ and mean values of material properties multiplied by the confidence factors, as defined in 3.5.

(2) For the calculation of force demands on the "brittle" shear mechanism of walls through (1)б above, expression (5.26) in EN 1998-1:2004 may be applied with $\gamma_{Rd} = 1$ and using as M_{Rd} the bending moment capacity at the base, evaluated using mean values of material properties multiplied by the confidence factors, as defined in 3.5.

(4) In (1)P to (3) above the bending moment capacities C_i of vertical elements may be based on the value of the axial force due to the vertical loads only.

(5)P The value of the capacity of both ductile and brittle components and mechanisms to be compared to demand in safety verifications, shall be in accordance with 2.2.1(5)P.

NOTE Information for the evaluation of the capacity of

відповідних матеріалів.

4.5.2 Нелінійні методи розрахунку (статичні або динамічні)

(1)P Вимоги до "податливих" і до «крихких» елементів повинні бути отримані з розрахунку виконаного відповідно до пунктів 4.4.4 або 4.4.5 з використанням середніх значень характеристик матеріалів.

(2)P Застосовується пункт 4.5.1(5)P.

ПРИМІТКА Інформацію для розрахунку несучої здатності елементів і механізмів можна знайти в Інформативних Додатках А, В і С, що відносяться до відповідних матеріалів.

4.5.3 Підхід з використанням коефіцієнту q

(1)P Значення як необхідної, так і наявної несучої здатності податливих і крихких елементів мають відповідати 2.2.1(4)P, 2.2.3(3)P.

4.6 Збір критеріїв для розрахунку і перевірки безпеки

(1)P В таблиці 4.3 узагальнені:

– значення характеристик матеріалу, які мають бути прийняті при розрахунку як необхідної, так і наявної несучої здатності елементів, при всіх типах розрахунку.

– ці критерії повинні виконуватися для перевірки надійності як податливих, так і крихких елементів для всіх типів розрахунку.

components and mechanisms may be found in the relevant material related Informative Annexes A, B and C.

4.5.2 Nonlinear methods of analysis (static or dynamic)

(1)P The demands on both "ductile" and "brittle" components shall be those obtained from the analysis performed in accordance with 4.4.4 or 4.4.5, using mean value properties of the materials.

(2)P 4.5.1(5)P applies.

NOTE Information for the evaluation of the capacity of components and mechanisms may be found in the relevant material related Informative Annexes A, B and C.

4.5.3 q -factor approach

(1)P The values of both demand and capacity of ductile and brittle members shall be in accordance with 2.2.1(4)P, 2.2.3(3)P.

4.6 Summary of criteria for analysis and safety verifications

(1)P Table 4.3 summarises:

– The values of the material properties to be adopted in evaluating both the demand and capacities of the elements for all types of analysis.

– The criteria that shall be followed for the safety verification of both ductile and brittle elements for all types of analysis

Таблиця 4.3 – Значення властивостей матеріалів і критерії для розрахунку і переві-

рки надійності

Table 4.3: Values of material properties and criteria for analysis and safety

		Лінійна модель (LM) Linear Model (LM)		Нелінійна модель Nonlinear Model		Підхід з використанням коефіцієнта q q -factor approach		
		Вимоги Demand	Несуча здатність Capacity	Вимоги Demand	Несуча здатність Capacity	Вимоги Demand	Несуча здатність Capacity	
Тип елемента чи механізму Type of element or mechanism (e/m)	Податливий Ductile	Прийнятність лінійної моделі (для перевірки значень $\rho_i = D_i / C_i$) Acceptability of Linear Model (for checking of $\rho_i = D_i / C_i$ values):		По розрахунку. Використовуйте середнє значення властивостей в моделі In terms of strength. Use mean values of properties.	У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності по матеріалу In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	По розрахунку From analysis.	У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності по матеріалу In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.	
		По розрахунку. Використовуйте середні значення властивостей в моделі From analysis. Use mean values of properties in model.	В виразі міцності. Використовуйте середнє значення властивостей In terms of strength. Use mean values of properties.					
		Перевірка (якщо була прийнята лінійна модель) Verifications (if LM accepted):						
	Із розрахунку From analysis.	В виразі деформацій використовуйте середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності In terms of deformation. Use mean values of properties divided by CF.						
	Перевірка (якщо була прийнята лінійна модель) Verifications (if LM accepted):		From analysis. Use mean values of properties in model.					У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності по матеріалу In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.
	Якщо $\rho_i \leq 1$: із розрахунку If $\rho_i \leq 1$: from analysis.	У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності по матеріалу In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.						
Якщо $\rho_i > 1$: із рівняння рівноваги з міцністю податливого елемента. Використовуйте середнє значення властивостей, помножені на коефіцієнт довірчої вірогідності If $\rho_i > 1$: from equilibrium with strength of ductile e/m. Use mean values of properties multiplied by CF.	У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності по матеріалу In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.							
Крихкий Brittle	Перевірка (якщо була прийнята лінійна модель) Verifications (if LM accepted):		У виразі міцності використовуйте середнє значення властивостей, поділені на довірчу вірогідність і на частий коефіцієнт In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor.					
	Якщо $\rho_i \leq 1$: із розрахунку If $\rho_i \leq 1$: from analysis.			У відповідності з використовуваним розділом EN 1998-1:2004 In accordance with the relevant Section of EN1998-1: 2004.				
	Якщо $\rho_i > 1$: із рівняння рівноваги з міцністю податливого елемента. Використовуйте середнє значення властивостей, помножені на коефіцієнт довірчої вірогідності If $\rho_i > 1$: from equilibrium with strength of ductile e/m. Use mean values of properties multiplied by CF.			У відповідності з використовуваним розділом EN 1998-1:2004 In accordance with the relevant Section of EN1998-1: 2004.				

5 РІШЕННЯ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙНОГО ВТРУЧАННЯ

5.1 Критерії для ухвалення рішення по конструкційному втручанням

5.1.1 Введення

(1) Ухвалення рішення про втручання повинні прийматися на основі результатів оцінки конструкції та характеру і ступеня пошкодження.

ПРИМІТКА Як і при проектуванні нових конструкцій, оптимальні рішення приймаються з урахуванням соціальних аспектів, таких, як припинення використання або оренди на період ремонту.

(2) Даний Стандарт описує технічні аспекти відповідних критеріїв.

5.1.2 Технічні критерії

(1)P Вибір типу, методики, ступеня і невідкладності втручання має бути базований на інформації про конструкції, зібрану при виконанні оцінки стану будівлі.

(2) Слід приймати в розрахунок наступні аспекти:

a) Всі знайдені локальні грубі помилки слід усувати відповідним чином,

b) У випадку сильно нерегулярної будівлі (як у сенсі жорсткості, так і в сенсі розподілів навантаження), слід поліпшити конструкційну рівномірність, наскільки це можливо, як по висоті будівлі так і в плані;

c) Необхідні характеристики рівномірності і стійкості можливо отримати шляхом зміни міцності і/або жорсткості відповідної кількості існуючих елементів, або шляхом введення нових елементів конструкції;

d) Підвищення локальної податливості слід забезпечувати там, де це потрібно;

e) Підвищення міцності після конструктивного втручання не повинне зменшувати доступну глобальну податливість;

5 DECISIONS FOR STRUCTURAL INTERVENTION

5.1 Criteria for a structural intervention

5.1.1 Introduction

(1) On the basis of the conclusions of the assessment of the structure and/or the nature and extent of the damage, decisions should be taken for the intervention.

NOTE As in the design of new structures, optimal decisions are pursued, taking into account social aspects, such as the disruption of use or occupancy during the intervention.

(2) This Standard describes the technical aspects of the relevant criteria.

5.1.2 Technical criteria

(1)P The selection of the type, technique, extent and urgency of the intervention shall be based on the structural information collected during the assessment of the building.

(2) The following aspects should be taken into account:

a) All identified local gross errors should be appropriately remedied,

b) In case of highly irregular buildings (both in terms of stiffness and overstrength distributions), structural regularity should be improved as much as possible, both in elevation and in plan;

c) The required characteristics of regularity and resistance can be achieved by either modification of the strength and/or stiffness of an appropriate number of existing components, or by the introduction of new structural elements;

d) Increase in the local ductility supply should be effected where required;

e) The increase in strength after the intervention should not reduce the available global ductility;

f) Конкретно для конструкцій з цегляної кладки: неподатливі перемички вікон або дверей слід замінити, неадекватні з'єднання між підлогою і стінами слід підсилити, слід усунути горизонтальні навантаження на стіну що припадають їй із плоскості.

f) Specifically for masonry structures: non-ductile lintels should be replaced, inadequate connections between floor and walls should be improved, out-of-plane horizontal thrusts against walls should be eliminated.

5.1.3 Вид конструктивного втручання

(1) Втручання може бути вибране з наступних характерних типів:

a) Місцева або загальна зміна пошкоджених або непошкоджених елементів (ремонт, підсилення або повна заміна), враховуючи жорсткість, міцність і/або податливість вказаних елементів;

b) Додавання нових елементів конструкції (наприклад, розтяжки або каркасні стіни із заповненням; сталь, деревина або залізобетонні пояси в конструкціях з цегляної кладки і т. д.);

c) Зміна конструктивної системи (усунення деяких структурних з'єднань; розширення з'єднань; усунення уразливих елементів; зміна компоновок убик більш регулярних і/або більш податливих структур)¹⁾;

d) Додавання нової конструктивної системи для сприйняття деякої частини або всього сейсмічного навантаження;

e) Можливе перетворення існуючих не несучих елементів, в несучі елементи конструкції;

f) Впровадження пасивних захисних пристроїв за допомогою системи розсіюючих зв'язків або ізоляції основи;

g) Зниження маси;

¹⁾ Це, наприклад, відноситься до того випадку, коли уразливі колони з малим відношенням зрушення або повністю м'які поверхи перетворюються в податливіші конструкції; аналогічним чином, коли нерівномірності надмірності на висотній відмітці або ексцентриситету в плані зменшуються шляхом зміни конструктивної системи.

h) Обмеження або перепрофілювання викори-

5.1.3 Type of intervention

(1) An intervention may be selected from the following indicative types:

a) Local or overall modification of damaged or undamaged elements (repair, strengthening or full replacement), considering the stiffness, strength and/or ductility of these elements;

b) Addition of new structural elements (e.g. bracings or infill walls, steel, timber or reinforced concrete belts in masonry construction etc);

c) Modification of the structural system (elimination of some structural joints, widening of joints, elimination of vulnerable elements, modification into more regular and/or more ductile arrangements)¹⁾;

d) Addition of a new structural system to sustain some or all of the entire seismic action;

e) Possible transformation of existing non-structural elements into structural elements;

f) Introduction of passive protection devices through either dissipative bracing or base isolation;

g) Mass reduction;

¹⁾ This is for instance the case when vulnerable low shear-ratio columns or entire soft storeys are transformed into more ductile arrangements; similarly, when overstrength irregularities in elevation, or in-plan eccentricities are reduced by modifying the structural system.

стання будівлі;

i) Частковий знос;

(2) Можуть бути вибрані один або декілька типів в поєднанні. У всіх випадках, слід приймати в розрахунок зміну впливу конструкції на фундамент.

(3)P Якщо приймається ізоляція фундаменту, необхідно слідувати положенням, які містяться в стандарті EN 1998-1:2004, **10**.

5.1.4 Не конструктивні елементи

1(P) Рішення, що стосуються ремонту або зміцнення елементів конструкції, які не є несучими, ухвалюються у будь-якому випадку в доповнення до функціональних вимог, якщо сейсмічна поведінка вказаних елементів може створити загрозу життю жителів або оказати вплив на цінність товарів, що зберігаються в будівлі.

(2) У таких випадках повне або часткове руйнування вказаних елементів має бути попереджено шляхом вживання наступних заходів:

a) Відповідних з'єднань з конструктивними елементами (див. EN 1998-1:2004, **4.3.5**);

b) Підвищення стійкості не конструктивних елементів (див. EN 1998-1:2004, **4.3.5**);

c) Прийняти заходи по анкерному закріпленню з метою запобігання можливому випаданню частин вказаних елементів.

(3) Слід враховувати можливі наслідки даних заходів на поведінку несучих елементів конструкції.

5.1.5 Обґрунтування вибраного типу втручання

(1)P У всіх випадках, документи, що відносяться до проектування модернізації, повинні містити в собі обґрунтування вибраного типу втручання і опис його очікуваного впливу на поведінку конструкції.

(2) Дане обґрунтування слід надати власни-

h)Restriction or change of use of the building;

i)Partial demolition;

(2) One or more types in combination may be selected. In all cases, the effect of structural modifications on the foundation should be taken into account.

(3)P If base isolation is adopted, the provisions contained in EN 1998-1:2004, **10** shall be followed.

5.1.4 Non-structural elements

1(P) Decisions regarding repair or strengthening of non-structural elements shall also be taken whenever, in addition to functional requirements, the seismic behaviour of these elements may endanger the life of inhabitants or affect the value of goods stored in the building.

(2) In such cases, full or partial collapse of these elements should be avoided by means of:

a) Appropriate connections to structural elements (see EN 1998-1:2004, **4.3.5**);

b) Increasing the resistance of non-structural elements (see EN 1998-1: 2004, **4.3.5**);

c) Taking measures of anchorage to prevent possible falling out of parts of these elements.

(3) The possible consequences of these provisions on the behaviour of structural elements should be taken into account.

5.1.5 Justification of the selected intervention type

(1)P In all cases, the documents relating to retrofit design shall include the justification of the type of intervention selected and the description of its expected effect on the structural response

(2) This justification should be made available

кові

to the owner

6 РЕКОНСТРУКЦІЯ

6 DESIGN OF STRUCTURAL INTERVENTION

6.1 Процедура розробки проекту реконструкції

6.1 Retrofit design procedure

(1)P Процедура реконструкції повинна включати наступні етапи:

(1)P The retrofit design procedure shall include the following steps:

a) ескізний проект;

a) Conceptual design;

b) розрахунок;

b) Analysis;

c) контроль.

c) Verifications.

(2)P Ескізний проект повинен охоплювати наступне:

(2)P The conceptual design shall cover the following:

(I) Вибір технології і/або матеріалів, а також типу і конфігурації конструктивного втручання.

(I) Selection of techniques and/or materials, as well as of the type and configuration of the intervention.

(II) Попередня оцінка розмірів додаткових несучих деталей.

(II) Preliminary estimation of dimensions of additional structural parts.

(III) Попередня оцінка зміненої жорсткості модернізованих елементів.

(III) Preliminary estimation of the modified stiffness of the retrofitted elements

(3)P Методи розрахунку споруди, визначені в пункті 4.4, повинні використовуватися з урахуванням змінених характеристик будівлі.

(3)P The methods of analysis of the structure specified in 4.4 shall be used, taking into account the modified characteristics of the building.

(4)P Перевірки надійності повинні здійснюватися відповідно до пункту 4.5, як для існуючих, так і для змінених та нових елементів конструкції. Для перевірки надійності слід використовувати середні значення по даним випробувань, проведених на місці, і будь-яких додаткові джерела інформації, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, як вказано в пункті 3.5. Проте для нових або доданих матеріалів повинні використовуватися номінальні властивості, без їх зниження з використанням коефіцієнту довірчої вірогідності CF.

(4)P Safety verifications shall be carried out in general in accordance with 4.5, for both existing, modified and new structural elements. For existing materials, mean values from in-situ tests and any additional sources of information shall be used in the safety verification, modified by the confidence factor CF, as specified in 3.5. However, for new or added materials nominal properties shall be used, without modification by the confidence factor CF.

ПРИМІТКА Інформацію про несучу здатність існуючих і нових елементів конструкції можна знайти у відповідному Інформативному Додатку А, В або С, в залежності від матеріалів.

NOTE Information on the capacities of existing and new structural elements may be found in the relevant material-related Informative Annex A, B or C.

(5)Р Якщо конструктивна система, що містить в собі як існуючі, так і нові елементи конструкції, може задовольняти вимогами стандарту EN 1998-1:2004, то перевірки можуть здійснюватися відповідно до положень, викладених в даному документі.

(5)P In case the structural system, comprising both existing and new structural elements, can be made to fulfill the requirements of EN 1998-1:2004, the verifications may be carried out in accordance with the provisions therein.

ДОДАТОК А
(інформативний)

ANNEX A
(informative)

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

**REINFORCED CONCRETE
STRUCTURES**

A.1 Сфера застосування

(1) Даний Додаток містить конкретну інформацію для оцінки залізобетонних будівель в їх поточному стані, і для їх оновлення, коли це необхідно.

A.1 Scope

(1) This Annex contains specific information for the assessment of reinforced concrete buildings in their present state, and for their upgrading, when necessary.

A.2 Ідентифікація геометрії, деталей і матеріалів

A.2 Identification of geometry, details and materials

A.2.1 Загальні положення

A.2.1 General

(1) Необхідно ретельно перевірити наступні аспекти:

(1) The following aspects should be carefully examined:

I. Фізичний стан залізобетонних елементів і наявність будь-якого погіршення властивостей внаслідок карбонізації, корозії сталі і так далі.

I. Physical condition of reinforced concrete elements and presence of any degradation, due to carbonation, steel corrosion, etc.

II. Безперервність ліній навантаження між силовими елементами.

II. Continuity of load paths between lateral resisting elements

A.2.2 Геометрія

A.2.2 Geometry

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

(1) The collected data should include the following items:

I. Ідентифікація бічних систем, що чинять опір, в обох напрямках.

I. Identification of the lateral resisting systems in both directions.

II. Орієнтація плит перекриття з арматурою, розміщеною в одному напрямі.

II. Orientation of one-way floor slabs.

III. Висота і ширина балок, колон і стін.

III. Depth and width of beams, columns and walls,

IV. Ширина полиць в таврових балках.

IV. Width of flanges in T-beams.

V. Можливі ексцентриситети між осями балок і колон у місцях їх з'єднання.

V. Possible eccentricities between beams and columns axes at joints.

A.2.3 Деталіровка

A.2.3 Details

(1) Зібрані дані повинні включати наступні

(1) The collected data should include the fol-

пункти:

I. Кількість повздовжньої сталевий арматури в балках, колонах і стінах.

II. Кількість і деталювання обмежуючої сталевий арматури в критичних ділянках і в стиках між балками і колонами.

III. Кількість сталевий арматури в панелях перекриттів, що вносить внесок до негативного реактивного згинаючого моменту таврових балок.

IV. Опорна довжина і умови опираання горизонтальних елементів.

V. Товщина захисного шару бетону.

VI. Стики внапуск для повздовжньої арматури.

A.2.4 Матеріали

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

I. Клас бетону.

II. Границя текучості для сталі, гранична міцність і критична деформація.

A.3 Моделі несучої здатності

A.3.1 Вступ

(1) Положення, викладені в данному пункті, застосовуються як до первинних, так і до вторинних сейсмічних елементів.

(2) Класифікація компонентів/механізмів:

I. "податливі": згинаємі балки, колони і стіни під впливом осьової сили і без неї;

II. "крихкі": механізм поперечного зрушення балок, колон, стін і стиків.

A.3.2 Згинаємі балки, колони і стіни дією осьовою сили і без неї

A.3.2.1 Вступ

following items:

I. Amount of longitudinal steel in beams, columns and walls.

II. Amount and detailing of confining steel in critical regions and in beam-column joints.

III. Amount of steel reinforcement in floor slabs contributing to the negative resisting bending moment of T-beams.

IV. Seating lengths and support conditions of horizontal elements.

V. Depth of concrete cover.

VI. Lap-splices for longitudinal reinforcement.

A.2.4 Materials

(1) The collected data should include the following items:

I. Concrete strength.

II. Steel yield strength, ultimate strength and ultimate strain

A.3 Capacity models for assessment

A.3.1 Introduction

(1) The provisions given in this clause apply to both primary and secondary seismic elements.

(2) Classification of components/mechanisms:

I. "ductile": beam, columns and walls under flexure with and without axial force,

II. "brittle": shear mechanism of beams, columns, walls and joints.

A.3.2 Beam, columns and walls under flexure with and without axial force

A.3.2.1 Introduction

(1) Деформування балок, колон і стін, перевіряється у відповідності з пунктами **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P**, **2.2.4(2)P**, і визначається у виразі як кут повороту хорди θ , тобто кутом між дотичною до осі в пластичному шарнірі, і хордою, що сполучає даний шарнір з кінцем прольоту в якому проходить зрушення ($L_V = M/V =$ момент/зрушення у кінцевому перерізі), тобто в точці перегину. Поворот хорди також дорівнює коефіцієнту перекосу елемента, тобто прогин на кінці прольоту в якому проходить зрушення по відношенню до дотичної до осі пластичного шарніру.

A.3.2.2 Граничний стан близький до руйнування (NC)

(1) Гранична величина повного обертання хорди (сума пружної і непружної частини) θ_u бетонних елементів при дії циклічного навантаження визначається за наступною формулою:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} f_c \right]^{-0,225} \times \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25 \left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right) \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (A.1)$$

де:

γ_{e1} рівний 1,5 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів (як визначено в пункті **2.2.1(6)P**),

h висота поперечного перетину,

$L_V = M/V$ відношення момент/зрушення в кінці перерізу,

$v = N/b \cdot h \cdot f_c$ (b ширина зони стискання, N осьова сила, позитивна при стискуванні),

ω, ω' механічний коефіцієнт армування при розтягненні (включаючи поперечну арматуру) і при стисканні, відповідно, повздовжньої арматури,

f_c і f_{yw} міцність бетону на стиск, МПа, і границя текучості хомутив, МПа, відповідно, безпосередньо отримані як середні значення з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, поділені належ-

(1) The deformation capacity of beams, columns and walls, to be verified in accordance with **2.2.2(2)P**, **2.2.3(2)P**, **2.2.4(2)P**, is defined in terms of the chord rotation θ , *i.e.*, of the angle between the tangent to the axis at the yielding end and the chord connecting that end with the end of the shear span ($L_V = M/V =$ moment/shear at the end section), *i.e.*, the point of contraflexure. The chord rotation is also equal to the element drift ratio, *i.e.*, the deflection at the end of the shear span with respect to the tangent to the axis at the yielding end, divided by the shear span.

A.3.2.2 Limit State of near collapse (NC)

(1) The value of the total chord rotation capacity (elastic plus inelastic part) at ultimate, θ_u , of concrete members under cyclic loading may be calculated from the following expression:

where:

γ_{e1} is equal to 1,5 for primary seismic elements and to 1,0 for secondary seismic elements (as defined in **2.2.1(6)P**),

h is the depth of cross-section,

$L_V = M/V$ is the ratio moment/shear at the end section,

$v = N/b \cdot h \cdot f_c$ (b width of compression zone, N axial force positive for compression),

ω, ω' is the mechanical reinforcement ratio of the tension (including the web reinforcement) and compression, respectively, longitudinal reinforcement,

f_c and f_{yw} are the concrete compressive strength (MPa) and the stirrup yield strength (MPa), respectively, directly obtained as mean values from *in-situ* tests, and from the additional sources of infor-

ним чином на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті **3.5(1)P** і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня інформативності,

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w \cdot s_h$ коефіцієнт армування поперечною арматурою, паралельною напрямку навантаження (s_h = крок хомутів),

ρ_d коефіцієнт діагонального армування (якщо воно є) в кожному діагональному напрямі,

a коефіцієнт ефективності обтиснення, який може бути прийнятий рівним:

$$a = \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{s_h}{2 \cdot h_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6 \cdot h_0 \cdot b_0}\right) \quad (\text{A.2})$$

де:

b_0 і h_0 розмір обжатого сердечника до центральної лінії кільця обтиснення,

b_i крок поздовжніх стержнів в поздовжньому напрямку (з індексом i) з поперечним обтисненням кутовим хомутом або поперечним зв'язком по периметру перетину.

У стінах величина, що визначається за формулою (A.1), ділиться на 1,6.

При використанні холоднокатаної крихкої сталі кут обертання хорди ділиться на 1,6.

(2) Значення пластичної частини повороту хорди опору бетонних елементів під циклічним навантаженням може бути розрахована з наступного виразу:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \times \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(a \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times (1,275^{100 \cdot \rho_d}) \quad (\text{A.3})$$

де кут обертання хорди за рахунок тужучості θ_y обчислюється відповідно до **A.3.2.4**, γ_{e1} дорівнює 1,8 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 - для вторинних сейсмічних елементів, а всі інші змінні визначаються за формулою (A.1).

Для стін значення, дане виразом (A.3) помножують на 0,6.

mation, appropriately divided by the confidence factors, as defined in **3.5(1)P** and Table 3.1, accounting for the level of knowledge attained,

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w \cdot s_h$ ratio of transverse steel parallel to the direction x of loading (s_h = stirrup spacing),

ρ_d is the steel ratio of diagonal reinforcement (if any), in each diagonal direction,

a is the confinement effectiveness factor, that may be taken equal to:

where:

b_0 and h_0 is the dimension of confined core to the centreline of the hoop,

b_i is the centerline spacing of longitudinal bars (indexed by i) laterally restrained by a stirrup corner or a cross-tie along the perimeter of the cross-section.

In walls the value given by expression (A. 1) is divided by 1,6.

If cold-worked brittle steel is used the total chord rotation capacity above is divided by 1,6.

(2) The value of the plastic part of the chord rotation capacity of concrete members under cyclic loading may be calculated from the following expression:

where the chord rotation at yielding, θ_y should be calculated in accordance with **A.3.2.4**, γ_{e1} is equal to 1,8 for primary seismic elements and to 1,0 for secondary seismic ones and all other variables are defined as for expression (A 1).

In walls the value given by expression (A3) is multiplied by 0,6.

При використанні крихкої холоднокатаної сталі пластична частина граничного повороту хорди ділиться на 2.

If cold-worked brittle steel is used, the plastic part of the chord rotation capacity is divided by 2.

(3) У елементах без детального визначення стійкості до землетрусів, значення отримані виразами (А.1) і (А.3) помножуються на 0,825.

(3) In members without detailing for earthquake resistance the values given by expressions (A.1) and (A.3) are multiplied by 0,825.

4) Пункти (1) і (2) застосовуються до елементів з деформованими (з високим зчепленням) стрижнями повздовжньої арматури без з'єднання внапуск в безпосередній близькості від кінцевої ділянки, де очікується пластична деформація. Якщо деформовані стрижні повздовжньої арматури мають прямі кінці, сполучені внапуск, починаючи з кінцевого перерізу елемента – як це часто буває в колонах і стінах із з'єднанням внапуск, починаючи з рівня підлоги – вирази (А.1) і (А.3) слід застосовувати із значенням коефіцієнту стислої арматури, ω' , подвоєним по відношенню до значення, застосовного за межами з'єднання внапуск. Більш того, якщо довжина з'єднання внапуск l_0 менше, ніж $l_{ou,min}$, пластичну частину здібності до повороту поясу, приведену в пункті (2), слід помножити на $l_0/l_{ou,min}$, а значення повороту хорди при пластичній деформації, θ_y , яке додається для отримання повного опору до повороту хорди, повинне приймати в розрахунок ефект з'єднання внапуск відповідно до А.3.2.4(3). Значення $l_{ou,min}$ виражається таким чином:

(4) (1) and (2) apply to members with deformed (high bond) longitudinal bars without lapping in the vicinity of the end region where yielding is expected. If deformed longitudinal bars have straight ends lapped starting at the end section of the member - as is often the case in columns and walls with lap-splicing starting at floor level - expressions (A.1) and (A.3) should be applied with the value of the compression reinforcement ratio, ω' doubled over the value applying outside the lap splice. Moreover, if the lap length l_0 is less than $l_{ou,min}$, the plastic part of the chord rotation capacity given in (2) should be multiplied by $l_0/l_{ou,min}$, while the value of the chord rotation at yielding, θ_y , added to it to obtain the total chord rotation capacity, should account for the effect of the lapping in accordance with A.3.2.4(3). The value of $l_{ou,min}$:

$$l_{ou,min} = d_{bL} \cdot f_{yL} / \left[\left(1.05 + 14.5 \cdot a_1 \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw} / f_c \right) \sqrt{f_c} \right]$$

де:

where:

d_{bL} діаметр сполучених внапуск стрижнів,

d_{bL} is the diameter of the lapped bars,

f_{yL} середнє значення межі текучості сполучених внапуск стрижнів (МПа) з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, помножених на відповідний коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті 3.5 і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня інформативності (див. 3.5(2)P).

f_{yL} is the mean value of the yield strength of the lapped bars (MPa) from *in-situ* tests and from the additional sources of information, multiplied by the corresponding confidence factor, as defined in 3.5 and Table 3.1, accounting for the level of knowledge attained (see 3.5(2)P).

f_c, f_{yw} і ρ_{sx} як визначено в пункті (1), і

f_c, f_{yw} and ρ_{sx} as defined in (1), and

$$a_1 = (1 - s_h / (2 \cdot b_0)) \cdot (1 - s_h / (2 \cdot h_0)) \cdot n_{restr} / n_{tot},$$

де

with

- n_{restr} : число стрижнів повздовжньої арматури сполучених внапуск, обмежених (закріп-

- n_{restr} : number of lapped longitudinal bars laterally restrained by a stirrup corner or

лених) збоку кутовим хомутом або поперечним зв'язком,

a cross-tie, and

- n_{tot} : загальне число сполучених внапуск стрижнів повздовжньої арматури по периметру поперечного перетину.

- n_{tot} : total number of lapped longitudinal bars along the cross-section perimeter.

(5) У елементах з гладкими (рівними) стрижнями повздовжньої арматури без з'єднання внапуск в безпосередній близькості від кінцевої ділянки, де очікується пластична деформація, загальна величина повороту хорди може бути прийнята рівною значенню, розрахованому по (1) і умноженим на 0,575, а пластична частина повороту хорди може бути прийнята рівною значенню розрахованому по (2) і умноженому на 0,375 (з даними коефіцієнтами, включаючи коефіцієнт зменшення 0,825 з п. (3), що враховує недолік детальної інформації про стійкість до землетрусів). Якщо стержні повздовжньої арматури з'єднуються внапуск, починаючи з кінцевої зони елемента, і їх кінці забезпечені стандартними гачками, а довжина з'єднання внапуск l_0 як мінімум, $15 \cdot d_{bL}$, поворот хорди елемента може бути розраховано таким чином:

(5) In members with smooth (plain) longitudinal bars without lapping in the vicinity of the end region where yielding is expected, the total chord rotation capacity may be taken equal to the value calculated in accordance with (1) multiplied by 0,575, while the plastic part of the chord rotation capacity may be taken to be equal to that calculated in accordance with (2) multiplied by 0,375 (with these factors including the reduction factor 0,825 of (3) accounting for the lack of detailing for earthquake resistance). If the longitudinal bars are lapped starting at the end section of the member and their ends are provided with standard hooks and a lap length l_0 of at least $15 \cdot d_{bL}$, the chord rotation capacity of the member may be calculated as follows:

– У формулах (A.1) і (A.3) довжина ділянки зрушення L_v (відношення M/V – момент/зрушення – у кінцевому перерізі) зменшується на довжину з'єднання внапуск l_0 , оскільки аварійний стан залежить від зони розташованої безпосередньо за кінцем з'єднання внапуск.

– In expressions (A.1), (A.3) the shear span L_v (ratio M/V - moment/shear - at the end section) is reduced by the lap length l_0 , as the ultimate condition is controlled by the region right after the end of the lap.

– Опір повного повороту хорди може бути прийнятий рівним значенню, розрахованому по (1), і помноженому на

$$0,0025 \cdot (180 + \min(50, l_0 / d_{bL})) \cdot (1 - l_0 / L_v)$$

– The total chord rotation capacity may be taken equal to the value calculated in accordance with (1) multiplied by

а пластична частина опору до повороту хорди може бути прийнята рівною значенню, розрахованому по (2), і помноженому на

$$0,0035 \cdot (60 + \min(50, l_0 / d_{bL})) \cdot (1 - l_0 / L_v)$$

plastic part of the chord rotation capacity may be taken equal to that calculated in accordance with (2) multiplied by

(6) Для визначення граничного опору до обертання хорди може використовуватися альтернативний вираз

(6) For the evaluation of the ultimate chord rotation capacity an alternative expression may be used:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot \left(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y) \cdot L_{p1} \cdot \left(1 - \frac{0,5 \cdot L_{p1}}{L_v} \right) \right) \quad (A.4)$$

де θ_y поворот хорди при стані текучості, як визначено формулами (A.10) або (A.11),
 φ_u граничне значення кривизни у крайньому перерізі,
 φ_y кривизна в пластичному шарнірі у крайньому перерізі.

where θ_y is the chord rotation at yield as defined by expressions (A.10) or (A.11),
 φ_u is the ultimate curvature at the end section,
 φ_y is the yield curvature at the end section.

Значення довжини Z_{pl} пластичного шарніру залежить від того, як враховується збільшення міцності і зменшення деформативності бетону, обумовлена обтисненням при розрахунку граничної кривизни крайнього перерізу, φ_u .

The value of the length Z_{pl} of the plastic hinge depends on how the enhancement of strength and deformation capacity of concrete due to confinement is taken into account in the calculation of the ultimate curvature of the end section, φ_u .

(7) Гранична кривизна крайнього перерізу φ_u при циклічному навантаженні розраховується:

(7) If the ultimate curvature of the end section φ_u under cyclic loading is calculated with:

(a) по величині граничної деформації повздовжньої арматури, ε_{su} , яка відповідає:

(a) the ultimate strain of the longitudinal reinforcement, ε_{su} , taken equal to:

– мінімальному значенню, приведену в стандарті EN 1992-1-1, таблиця C.1 для характеристичної деформації ε_{uk} , при максимальному зусиллі для сталі класів А або В;

– the minimum values given in EN 1992-1-1, Table C.1 for the characteristic strain at maximum force, ε_{uk} , for steel Classes A or B,

– 6 % для сталі класу С,

– 6% for steel Class C, and

(b) для моделі обтиснення, описаної в стандарті EN 1992-1-1:2004, **3.1.9**, при ефективному поперечному обтисненні напруженням σ_2 , прийнятим рівним $a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}$ де $\rho_{sx} \cdot f_{yw}$ і a визначені в (1), тоді, для елементів запроєктованих як сейсмостійкі і без з'єднань внапуск стрижнів повздовжньої арматури в безпосередній близькості від перерізу, де очікується стан пластичності, L_{pl} може бути розраховане за наступною формулою:

(b) the confinement model in EN 1992-1-1: 2004, **3.1.9**, with effective lateral confining stress σ_2 taken equal to $a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}$ where $\rho_{sx} \cdot f_{yw}$ and a have been defined in (1), then, for members with detailing for earthquake resistance and without lapping of longitudinal bars in the vicinity of the section where yielding is expected, L_{pl} may be calculated from the following expression:

$$L_{pl} = 0,1 \cdot L_v + 0,17 \cdot h + 0,24 \cdot \frac{d_{bl} \cdot f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (A.5)$$

де h висота елемента і d_{bl} (середній) діаметр розтягнутої арматури

where h is the depth of the member and d_{bl} is the (mean) diameter of the tension reinforcement

(8) Якщо гранична кривизна в крайньому пе-

(8) If the ultimate curvature of the end sec-

перізі, φ_u , під циклічним навантаженням розраховується:

(а) по критичній деформації повздовжньої арматури, ε_{su} , прийнятої у відповідності з (7)а;

(б) з використанням моделі обтиснення, яка відображає краще процес, ніж модель, описана в стандарті EN 1992-1-1:2004, 3.1.9 поліпшення φ_u з обтисненням під циклічним навантаженням; а саме модель де:

– міцність обтисненого бетону розраховується за формулою:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3.7 \cdot \left(\frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (A.6)$$

– деформація, при якій має місце міцність f_{cc} приймається такою, що перевищує значення ε_{c2} необтисненого бетону:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (A.7)$$

– а також гранична деформація крайнього волокна стиснутої зони приймається рівною:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \cdot \frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_{cc}} \quad (A.8)$$

де a , f_{yw} і ρ_{sx} визначені в пункті (1) і (7), а f_{cc} міцність бетону з урахуванням обтиснення, тоді для елементів запроектованих як сейсмостійкі, і за відсутності зєднань внапуск стрижнів повздовжньої арматури поблизу від перерізу, де очікується пластична деформація, значення L_{pl} може бути розраховане з слідуючого виразу:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2 \cdot h + 0,11 \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (A.9)$$

(9) Якщо модель обтиснення в стандарті EN 1992-1-1:2004 3.1.9 використовується у виразі (A.4) при розрахунку граничної кривизни крайнього перерізу φ_u , і значення L_{pl} із виразу (A.5), то коефіцієнт γ_{el} там може бути прийнятий рівним 2 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів.

Якщо замість цього у формулах (A.6) по (A.8), використовується формула (A.9), то значення коефіцієнта γ_{el} можна приймати рівним 1,7

tion, φ_u , under cyclic loading is calculated with:

a) the ultimate strain of the longitudinal reinforcement, ε_{su} taken as in (7)a, and

(b) confinement model which represents better than the model in EN 1992-1-1: 2004, 3.1.9 the improvement of φ_u with confinement under cyclic loading; namely a model where:

– the strength of confined concrete is evaluated from:

$$f_{cc} = f_c \cdot \left[1 + 3.7 \cdot \left(\frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (A.6)$$

– the strain at which the strength f_{cc} takes place is taken to increase over the value ε_{c2} of unconfined concrete as:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c2} \cdot \left[1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_c} - 1 \right) \right] \quad (A.7)$$

– and the ultimate strain of the extreme fibre of the compression zone is taken as:

$$\varepsilon_{cu} = 0,004 + 0,5 \cdot \frac{a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}}{f_{cc}} \quad (A.8)$$

a , f_{yw} and ρ_{sx} are as defined in (1) and (7) and f_{cc} is the concrete strength, as enhanced by confinement, then, for members with detailing for earthquake resistance and no lapping of longitudinal bars near the section where yielding is expected, L_{pl} may be calculated from the following expression:

$$L_{pl} = \frac{L_V}{30} + 0,2 \cdot h + 0,11 \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y (MPa)}{\sqrt{f_c (MPa)}} \quad (A.9)$$

(9) If the confinement model in EN 1992-1-1:2004 3.1.9 is adopted in the calculation of the ultimate curvature of the end section φ_u , and the value of L_{pl} from expression (A.5) is used in expression (A.4), then the factor γ_{el} therein may be taken equal to 2 for primary seismic and to 1,0 for secondary seismic elements.

If the confinement model given by expressions (A.6) to (A.8) is used instead, together with expression (A.9), then the value of the

для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів.

ПРИМІТКА Значення загального повороту хорди, розраховані відповідно до вище даних пунктів (1) і (2) (з урахуванням (3) - (5)) зазвичай є дуже схожими. Формула (A.1) є зручнішою, коли розрахунки і вимоги базуються на повних поворотах хорди, тоді як формула (A.3) краще підходить для тих випадків, коли розрахунки і вимоги базуються на пластичній частині повороту хорди; більш того, в пункті (4) представлений граничний поворот хорди елементів з періодичними повздовжніми стрижнями арматури і прямими кінцями з'єднаними внапуск, починаючи з крайнього перерізу, тільки в сенсі формули (A.3). Формула (A.4) з $\gamma_{e1} = 1$ приводить до явно схожих результатів при використанні з пунктами (7) або (8), але відмінності прогнозів по пунктах (1) або (2) виявляються більше. Розкид результатів випробування по відношенню до результатів отриманих по формулі (A.4) при $\gamma_{e1} = 1$, використаного з пунктом (8) менше, ніж коли воно використовується з пунктом (7). Це відбувається в різних значеннях γ_{e1} , встановлених в пунктах (1), (2) і (9) для первинних сейсмічних елементів, оскільки коефіцієнт γ_{e1} призначений для того, щоб середні значення величини перетворити в «середне-мінус-стандартне відхилення». Нарешті, наслідки відсутності врахування сейсмостійкості і про відстань між з'єднаннями внапуск в зоні пластичного шарніру показані в пунктах (3) - (5) тільки у зв'язку з виразами (A.1) і (A.3).

(10) Існуючі стіни які відповідають визначенню "великі мало-армовані стіни", даному в стандарті EN 1998-1:2004, можна розраховувати відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004.

A.3.2.3 Граничний стан з вагомими пошкодженнями (SD)

(1) Несуча здатність повороту хорди, яка відповідає вагомим пошкодженням θ_{SD} , може прийматися рівною 3/4 від граничного повороту хорди θ_u , визначеного в пункті A.3.2.2.

A.3.2.4 Граничний стан з обмеженими пошкодженнями (DL)

(1) Несуча здатність по цьому граничному стані, відповідає граничному згинаючому моменту, при розрахунковому значенні осьового навантаження.

(2) У випадку якщо виконується розрахунок по

factor γ_{e1} may be taken equal to 1,7 for primary seismic elements and to 1,0 for secondary seismic ones.

NOTE The values of the total chord rotation capacity calculated in accordance with (1) and (2) above (taking into account (3) to (5)) are normally very similar. Expression (A.1) is more convenient when calculations and demands are based on total chord rotations, whilst expression (A.3) is better suited for those cases when calculations and demands are based on the plastic part of chord rotations; moreover, (4) gives the chord rotation capacity of members with deformed longitudinal bars and straight ends lapped starting at the end section only in terms of expression (A.3). Expression (A.4) with γ_{e1} yields fairly similar results when used with either (7) or (8), but differences with the predictions of (1) or (2) are larger. The scatter of test results with respect to those of expression (A.4) for $\gamma_{e1} = 1$ used with (8) is less than when it is used with (7). This is reflected in the different values of γ_{e1} specified in (1), (2) and (9), for primary seismic elements, as is meant to convert mean values to mean-minus-one-standard-deviation ones. Finally, the effects of lack of detailing for earthquake resistance and of lap splicing in the plastic hinge zone are specified in (3) to (5) only in connection with expressions (A.1) and (A.3).

(10) Existing walls conforming to the definition of "large lightly reinforced walls" of EN 1998-1:2004, can be verified in accordance with EN 1992-1-1: 2004.

A.3.2.3 Limit State of Significant Damage (SD)

(1) The chord rotation capacity corresponding to significant damage θ_{SD} may be assumed to be 3/4 of the ultimate chord rotation θ_u given in A.3.2.2.

A.3.2.4 Limit State of Damage Limitation (DL)

(1) The capacity for this limit state used in the verifications is the yielding bending moment under the design value of the axial load.

(2) In case the verification is carried out in

деформаціям, відповідна несуча здатність представляється у вигляді повороту хорди θ_y при пластичній деформації, що визначається слідуєчим чином:

для балок і колон:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,00135 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10a})$$

для стін прямокутного, таврового або двотаврового перетину:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,135 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10b})$$

із альтернативного (еквівалентного) виразу для балок і колон:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11a})$$

і для стін прямокутного, таврового або двотаврового перетину:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11b})$$

де

ϕ_y кривизна пластичної деформації в крайньому перерізі,

$a_v \cdot Z$ переміщення при розтягу на графіку згинаючого моменту (див. EN 1992-1-1:2004, **9.2.1.3(2)**), де Z довжина внутрішнього плеча важеля, прийнята рівною $d - d'$ в балках, колонах або стінах з двотавровим або тавровим перетином, або $0.8h$ в стінах з прямокутним перетином;

$a_v = 1$, якщо очікується тріщиноутворення при зрушенні, яке передуватиме пластичній деформації вигину у крайньому перерізі (тобто коли згинаючий момент M_y , викликає утворення пластичного шарніра у крайньому перерізі, при цьому перевищує добуток L_v на опір зрушенню елементу, без врахування арматури $V_{R,c}$, отриманого відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004, **6.2.2(1)**); інакше кажучи, (тобто якщо $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $a_v = 0$,

f_y і f_c границя текучості сталі і міцність бетону відповідно, визначені для формули (A.1), обидві величини в МПа;

terms of deformations the corresponding capacity is given by the chord rotation at yielding θ_y evaluated as:

for beams and columns:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,00135 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10a})$$

for walls of rectangular, T- or barbelled section:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,135 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \sqrt{f_c}} \quad (\text{A.10b})$$

or from the alternative (and equivalent) expressions for beams and columns:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,0013 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11a})$$

and for walls of rectangular, T- or barbelled section:

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + a_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot \left(1 - 0,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (\text{A.11b})$$

where:

ϕ_y is the yield curvature of the end section,

$a_v \cdot Z$ is the tension shift of the bending moment diagram (see EN 1992-1-1:2004, **9.2.1.3(2)**), with Z length of internal lever arm, taken equal to $d - d'$ in beams, columns, or walls with barbelled or T-section, or to $0.8h$ in walls with rectangular section, and

$a_v = 1$ if shear cracking is expected to precede flexural yielding at the end section (i.e. when the yield moment at the end section, M_y , exceeds the product of L_v times the shear resistance of the member considered without shear reinforcement, $V_{R,c}$, taken in accordance with EN 1992-1-1:2004, **6.2.2(1)**); otherwise, (i.e. $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $a_v = 0$,

f_y and f_c are the steel yield stress and the concrete strength, respectively, as defined for expression (A. 1), both in МПа;

$$\varepsilon_y = f_y / E_s ;$$

d і d' – відстань до розтягнутої і стислої арматури, відповідно;

d_{bl} (середній) діаметр розтягнутої арматури.

d and d' are the depths to the tension and compression reinforcement, respectively, and

d_{bl} is the (mean) diameter of the tension reinforcement.

Перший член у виразах (A.10), (A.11) враховує внесок від вигину. Другий член представляє внесок деформації зрушення і третій – прослизання стрижнів в анкерному кріпленні.

The first term in expressions (A. 10), (A.11) accounts for the flexural contribution. The second term represents the contribution of shear deformation and the third anchorage slip of bars.

ПРИМІТКА Дві альтернативні системи виразів: (A.10a), (A.11a) з одного боку і (A.10b), (A.11b) з іншого боку є практично еквівалентними. Вирази (A.10a), (A.11a) є більш правильними, а вирази (A.10b), (A.11b) зручніші у використанні, оскільки розрахунок ϕ_y може бути зв'язаним з труднощами, і більшою мірою схильним до помилок.

NOTE The two alternative sets of expressions: (A.10a), (A.11a) on one hand and (A.10b), (A.11b) on the other are practically equivalent. Expressions: (A.10a), (A.11a) are more rational but expressions: (A.10b), (A.11b) are more convenient and their use may be overall more convenient, as the calculation of ϕ_y may be difficult and more prone to errors.

(3) Пункти (1) і (2) застосовуються до елементів із стрижнями повздовжньої арматури без з'єднання внапуск в безпосередній близькості від крайньої ділянки, де очікується пластична деформація. Якщо стрижні повздовжньої арматури періодичного профілю з'єднуються внапуск, починаючи з крайнього перерізу елемента (як в колонах і стінах із з'єднанням внапуск, починаючи з рівня підлоги), момент текучості M_y , і кривизна пластичної деформації ϕ_y у виразах (A.10), (A.11) розраховується з подвоєним коефіцієнтом армування по відношенню до значення, застосовного за межами з'єднання внапуск. Якщо довжина прямого з'єднання внапуск l_0 менше, ніж

(3) (1) and (2) apply to members with longitudinal bars without lapping in the vicinity of the end region where yielding is expected. If longitudinal bars are deformed with straight ends lapped starting at the end section of the member (as in columns and walls with lap-splicing starting at floor level), the yield moment M_y and the yield curvature ϕ_y expressions (A. 10), (A.11) should be computed with a compression reinforcement ratio doubled over the value applying outside the lap splice. If the straight lap length l_0 is less than

$$l_{0y,min} = 0.3 \cdot d_{bl} \cdot f_{yL} \cdot \sqrt{f_c} ,$$

де

d_{bl} – діаметр сполучених внапуск стрижнів,

where

d_{bl} is the diameter of the lapped bars,

f_{yL} (у МПа) – середнє значення межі текучості сталі з'єднаних внапуск стрижнів, отримане з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті 3.5 і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня інформативності (див. 3.5(2) P) і f_c (в МПа) як визначено для виразу (A.1),

f_{yL} (in MPa) is the mean value of the steel yield strength of lapped bars from *in-situ* tests and from the additional sources of information, multiplied by the confidence factor, as defined in 3.5 and Table 31, accounting for the level of knowledge attained (see 3.5(2)P) and f_c (in MPa) is as defined for expression (A 1),

тоді:

– M_y і ϕ_y слід розраховувати з урахуванням напруження при текучості f_y , помноженого на $l_0 / l_{0y,\min}$;

– деформацію текучості ε_y в останньому членові виразів (A.10a), (A. 11a) слід помножити на $l_0 / l_{0y,\min}$;

– другий член у виразах (A.10), (A.11) слід помножити на відношення величини моменту текучості M_y зміненого так, щоб врахувати з'єднання внапуск, до моменту текучості за межами з'єднання внапуск;

– для визначення того, чи впливає величина $a_v \cdot z$ на перший член у виразах (A.10), (A.11) при $a_v = 1$, добуток $L_v \cdot V_{Rc}$ порівнюється з моментом текучості M_y з врахуванням поправки на вплив з'єднання внапуск.

(4) Пункти (1) і (2) можуть також застосовуватися до елементів з гладкими стрижнями продольної арматури, навіть коли їх кінці, поставлені із стандартними гачками, з'єднуються внапуск, починаючи з крайнього перерізу елементу (як в колонах і стінах із з'єднанням внапуск, починаючи від рівня перекриття), за умови, що довжина з'єднання внапуск l_0 рівна, як мінімум $15 \cdot d_{bL}$.

5) Якщо здійснюється розрахунок по деформаціях, вимоги до деформації визначаються з розрахунку структурної моделі, в якій жорсткість кожного елементу приймається рівною середньому значенню $M_y \cdot L_v / 3 \cdot \theta_y$ на двох кінцях елементу. У даному розрахунку ділянку зрізу у кінцевого перетину L_v , можна прийняти рівною половині довжини елементу.

A.3.3 Балки, колони і стіни: зрушення

A.3.3.1 Граничний стан близький до руйнування (NC)

(1) Циклічна міцність на зрушення (зріз) V_R , зменшується в залежності від вимог до плас-

then:

– M_y and ϕ_y should be calculated with the yield stress, f_y , multiplied by $l_0 / l_{0y,\min}$;

– the yield strain, ε_y , in the last term of expressions (A. 10a), (A. 11a) should be multiplied by $l_0 / l_{0y,\min}$,

– the second term in expressions (A. 10), (A.1 1) should be multiplied by the ratio of the value of yield moment M_y as modified to account for the lap splicing, to the yield moment outside the lap splice,

– in order to determine whether term $a_v \cdot z$ contributes to the first term in expressions (A.10), (A.1 1) with $a_v = 1$, the product $L_v \cdot V_{Rc}$ is compared to the yield moment M_y as modified for the effect of the lapping.

(4) (1) and (2) may be considered to apply also to members with smooth longitudinal bars, even when their ends, supplied with standard hooks, are lapped starting at the end section of the member (as in columns and walls with lap-splicing starting at floor level), provided that the lap length l_0 is at least equal to $15 \cdot d_{bL}$.

(5) If the verification is carried out in terms of deformations, deformation demands should be obtained from an analysis of a structural model in which the stiffness of each element is taken to be equal to the mean value of $M_y \cdot L_v / 3 \cdot \theta_y$, at the two ends of the element. In this calculation the shear span at the end section, L_v , may be taken to be equal to half the element length.

A.3.3 Beams, columns and walls: shear

A.3.3.1 Limit State of Near Collapse (NC)

(1) The cyclic shear resistance, V_R , decreases with the plastic part of ductility demand,

тичної частини податливості, вираженій в сенсі коефіцієнта податливості для поперечної деформації зони зрізу або для кута обертання хорди на торці елементу: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Для цієї мети μ_{Δ}^{pl} може бути розраховане як відношення пластичної частини кута обертання хорди θ , поділеної на кут обертання хорди який відповідає текучості θ_y , розраховується по **A.3.2.4 (2) - (4)**.

Наступну формулу можна використовувати для визначення міцності на зрушення (зріз), з урахуванням хомутів і вищевказаного зменшення (з одиницями вимірювання: МН і метри):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \cdot \left[\frac{h-x}{2 \cdot L_v} \cdot \min(N; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c) + (1 - 0,05 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl})) \cdot [0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot \rho_{tot}) \times \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w] \right] \quad (\text{A.12})$$

де: γ_{el} приймаємо 1,15 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів (як визначено в пункті **2.2.1(6P)**);

h висота поперечного перетину (рівна діаметру D для круглих перетинів);

x висота зони стискування;

N стискуюча осьова сила (позитивна, для розтягу приймається рівною нулю),

$L_v = M/V$ відношення момент/поперечна сила у кінцевому перетині;

A_c площа поперечного перетину, прийнята рівною $b_w \cdot d$ для прямокутного поперечного перетину шириною (товщиною) b_w і конструктивною висотою d або рівною $\pi \cdot D_c^2 / 4$ (де $D_c = D - 2 \cdot c - 2 \cdot d_{bw}$, – діаметр бетонного сердечника до внутрішньої кільцевої арматури, де D і C визначені в пункті **b**) нижче і d_{bw} – діаметр поперечної арматури) для круглих перетинів;

f_c міцність бетону на стискування, як визна-

expressed in terms of ductility factor of the transverse deflection of the shear span or of the chord rotation at member end: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. For this purpose μ_{Δ}^{pl} may be calculated as the ratio the plastic part of the chord rotation, θ normalized to the chord rotation at yielding, θ_y , calculated in accordance with **A.3.2.4 (2) to (4)**.

The following expression may be used for the shear strength, as controlled by the stirrups, accounting for the above reduction (with units: MN and meters):

where: γ_{el} is equal to 1,15 for primary seismic elements and 1,0 for secondary seismic elements (as defined in **2.2.1(6P)**);

h is the depth of cross-section (equal to the diameter D for circular sections);

x is the compression zone depth;

N is the compressive axial force (positive, taken as being zero for tension),

$L_v = M/V$ is the ratio moment/shear at the end section;

A_c is the cross-section area, taken as being equal to $b_w \cdot d$ for a cross-section with a rectangular web of width (thickness) b_w and structural depth d , or to $\pi \cdot D_c^2 / 4$ (where $D_c = D - 2 \cdot c - 2 \cdot d_{bw}$, is the diameter of the concrete core to the inside of the hoops, with D and C as defined in **b**) below and d_{bw} the diameter of the transverse reinforcement) for circular sections,

f_c is the concrete compressive strength, as defined for expression (A.1); for primary

чено для виразу (A.1); для первинних сейсмічних елементів значення f_c слід розділити на коефіцієнт відповідальності по матеріалу (для бетону) відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **5.2.4**;

seismic elements f_c should further be divided by the partial factor for concrete in accordance with EN 1998-1:2004, **5.2.4**;

ρ_{tot} коефіцієнт загального повздовжнього армування;

ρ_{tot} is the total longitudinal reinforcement ratio,

V_w внесок поперечної арматури в міцність на зрушення (зріз), прийнятий рівним:

V_w is the contribution of transverse reinforcement to shear resistance, taken as being equal to:

a) для поперечних перетинів з прямокутним розміщенням армування, шириною (товщиною) b_w :

a) for cross-sections with rectangular web of width (thickness) b_w :

$$V_w = \rho_w \cdot b_w \cdot z \cdot f_{yw} \quad (A.13)$$

де:

where:

ρ_w коефіцієнт загального поперечного армування;

ρ_w is the transverse reinforcement ratio;

z довжина внутрішнього плеча важеля, як вказано в **A.3.2.4(2)**;

z is the length of the internal lever arm, as specified in **A.3.2.4(2)**, and

f_{yw} напруга при текучості поперечної арматури, по формулі (A.1); для первинних сейсмічних елементів f_{yw} слід далі розділити на коефіцієнт надійності по матеріалу (для сталі) відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **5.2.4**;

f_{yw} is the yield stress of the transverse reinforcement as defined for expression (A.1), for primary seismic elements f_{yw} should further be divided by the partial factor for steel in accordance with EN 1998-1:2004, **5.2.4**;

b) для круглих поперечних перетинів:

b) for circular cross-section:

$$V_w = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yw} \cdot (D - 2 \cdot c) \quad (A.14)$$

де D діаметр перетину,

D is the diameter of the section,

A_{sw} площа поперечного перетину кільцевого хомути,

A_{sw} is the cross-sectional area of a circular stirrup,

s крок хомутів по центральних лініях,

s is the centerline spacing of stirrups,

f_{yw} як визначено в пункті (a) вище,

f_{yw} is as defined in (a) above, and

c захисний шар бетону.

c is the concrete cover.

(2) Міцність на зрушення (зріз) бетонної стіни V_R , не може прийматися більшою, ніж значення, відповідаюче руйнуванню поперечної арматури $V_{R,max}$, яке при циклічному наванта-

(2) The shear strength of a concrete wall, V_R , may not be taken greater than the value corresponding to failure by web crushing, $V_{R,max}$, which under cyclic loading may be

женні може бути розраховане з наступного виразу (в МН і метрах):

$$V_{R,max} = \frac{0,85 \cdot (1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \times \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right) \right) \times (1 + 0,25 \max(1,75; 100 \cdot \rho_{tot})) \times \left(1 - 0,2 \cdot \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z \right) \quad (A.15)$$

де $\gamma_{el} = 1.15$ для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів, f_c виражається в МПа, b_w і z виражаються в метрах і $V_{R,max}$ в МН, а всі інші змінні – як визначено в пункті (1).

Міцність на зріз під циклічним навантаженням, визначається руйнуванням поперечної арматури до настання стану текучості при згині і визначається по формулі (A.15) при $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

(3) Якщо в бетонній колоні відносна ділянка зрізу L_v/h у кінцевому перерізі з максимальним з двох моментів на кінці елемента, являється меншою або рівною 2,0, то її міцність на зріз V_R , не повинна бути більшою, ніж значення яке відповідає руйнуванню унаслідок руйнування поперечної арматури уздовж діагоналі колони після досягненні границі текучості на згин $V_{R,max}$, яке під циклічних навантаженнях може бути розраховане з виразу (з одиницями вимірювання: МН і метри):

$$V_{R,max} = \frac{4/7 \cdot (1 - 0,02 \cdot \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}))}{\gamma_{el}} \cdot \left(1 + 1,35 \cdot \frac{N}{A_c \cdot f_c} \right) \times (1 + 0,45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta \quad (A.16)$$

де δ кут між діагоналлю і віссю колони ($\tan \delta = h/2 \cdot L_v$), і решта всіх змінних – як визначено в пункті (3).

(4) Мінімальний опір на зріз розраховується відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004 або за допомогою виразів (A.12) – (A.16).

(5) У розрахунках слід використовувати середні значення характеристик матеріалів, отримані з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації.

(6) Для первинних сейсмічних елементів се-

calculated from the following expression (with units: MN and meters):

where $\gamma_{el} = 1.15$ for primary seismic elements and 1,0 for secondary seismic ones, f_c is in MPa, b_w and z are in meters and $V_{R,max}$ in MN, and all other variables are as defined in (1).

The shear strength under cyclic loading as controlled by web crushing prior to flexural yielding is obtained from expression (A. 15) for $\mu_{\Delta}^{pl} = 0$.

(3) If in a concrete column the shear span ratio, L_v/h , at the end section with the maximum of the two end moments less or equal to 2,0, its shear strength, V_R , should not be taken greater than the value corresponding to failure by web crushing along the diagonal of the column after flexural yielding, $V_{R,max}$, which under cyclic loading may be calculated from the expression (with units: MN and meters):

where: δ is the angle between the diagonal and the axis of the column ($\tan \delta = h/2 \cdot L_v$), and all other variables are as defined in (3).

(4) The minimum of the shear resistance calculated in accordance with EN 1992-1-1: 2004 or by means of expressions (A. 12)-(A.16) should be used in the assessment

(5) Mean material properties from *in-situ* tests and from additional sources of information, should be used in the calculations.

(6) For primary seismic elements, mean mate-

редні значення характеристик міцності матеріалів, окрім ділення на коефіцієнти довірчої вірогідності, базуються на Рівні Інформативності, повинні також ділитися на коефіцієнти надійності по матеріалу, відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **5.2.4**.

A.3.3.2 Граничний стан при вагомих пошкодженнях (SD) і з обмеженими пошкодженнями (DL)

(1) Перевірка на перевищення вказаних двох Граничних Станів не потрібна, за виключенням випадку коли вказані два Граничні Стани є єдиними вимагаючими перевірки. У цьому випадку застосовується п. **A.3.3.1**.

A.3.4 Стики між балками і колонами

A.3.4.1 Граничний стан близький до руйнування (NC)

(1) Вимоги на зрушення (зріз) в стиках визначаються відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **5.5.2.3**.

(2) Міцність стиків на зрушення (зріз) визначаються відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **5.5.3.3**.

(3) Пункти **A.3.3.1(5)** і **(6)** застосовуються до стиків первинних сейсмічних елементів з іншими елементами.

A.3.4.2 Граничний стан вагомого пошкодження (SD) і з обмеженим пошкодженням (DL)

(1) Перевірка на перевищення вказаних двох Граничних Станів не потрібна, за виключенням випадку коли вказані два Граничні Стани є єдиними які необхідно перевірити. У цьому випадку застосовується **A.3.4.1**.

A.4 Моделі несучої здатності для підсилення

A.4.1 Загальні положення

(1) Правила по перевірці міцності і деформативності в наступних розділах для підсилених елементів, відносяться до несучих здат-

rial strengths in addition to being divided by the appropriate confidence factors based on the Knowledge Level, they should be divided by the partial factors for materials in accordance with EN1998-1: 2004, **5.2.4**.

A.3.3.2 Limit State of Significant Damage (SD) and of Damage Limitation (DL)

(1) The verification against the exceedance of these two LS is not required, unless these two LS are the only ones to be checked In that case **A.3.3.1** applies.

A.3.4 Beam-column joints

A.3.4.1 LS of Near Collapse (NC)

(1) The shear demand on the joints is evaluated in accordance with EN 1998-1: 2004, **5.5.2.3**.

(2) The shear capacity of the joints is evaluated in accordance with EN 1998-1:2004, **5.5.3.3**.

(3) **A.3.3.1(5)** and **(6)** apply to joints of primary seismic elements with other elements,

A.3.4.2 Limit State of Significant Damage (SD) and of Damage Limitation (DL)

(1) The verification against the exceedance of these two LS is not required, unless these two LS are the only ones to be checked. In that case, **A.3.4.1** applies

A.4 Capacity models for strengthening

A.4.1 General

(1) The rules for member strength and deformation capacities given in the following clauses for strengthened members refer to the ca-

ностей відповідаючих Граничному Стані Близькому до Руйнування в пунктах **A.3.2.2** і **A.3.3.1** до застосування загального коефіцієнта γ_{el} . Коефіцієнти γ_{el} , установлені в пунктах **A.3.2.2** і **A.3.3.1**, слід застосовувати до міцності і деформативності підсиленого елемента, у відповідності з наступними розділами.

(2) Для нової арматури і нового бетону, які використовуються при реконструкції елементів використовуються коефіцієнти надійності по матеріалу, які визначені в стандарті EN 1998-1:2004, **5.2.4**, а для нової конструкційної сталі для реконструкції використовуються коефіцієнти із стандарту EN 1998-1:2004, **6.1.3(1)P**.

A.4.2 Підсилення за допомогою бетонних корсетів

A.4.2.1 Введення

(1) Бетонні корсети застосовуються до колон і стін з наступними цілями:

- підвищення несучої здатності;
- підвищення міцності на згин і/або зріз;
- підвищення деформаційної здатності;
- підвищення міцності дефектних стиків арматури внапуск.

(2) Товщина корсетів повинна давати можливість розміщення як повздовжньої, так і поперечної арматури з відповідним захисним шаром.

(3) Коли метою корсетів є підвищення міцності на згин, стрижні повздовжньої арматури слід продовжити до наступного поверху через отвори, пронизуючі плиту, тоді як горизонтальне стягування слід розміщувати на ділянці стику через горизонтальні отвори, висвердлені в балках. Стягування можна не використовувати у разі повністю обмеженого доступу до внутрішніх стиків.

capacities at the LS of NC in **A.3.2.2** and **A.3.3.1** prior to the application of the overall factor γ_{el} . The γ_{el} factors specified in **A.3.2.2** and **A.3.3.1** should be applied on the strength and deformation capacities of the retrofitted member, as determined in accordance with the following clauses.

(2) The partial factors to be applied to the new steel and concrete used for the retrofitting are those of EN 1998-1: 2004, **5.2.4**, and to new structural steel used for the retrofitting are those of EN 1998-1: 2004, **6.1.3(1)P**.

A.4.2 Concrete jacketing

A.4.2.1 Introduction

(1) Concrete jackets are applied to columns and walls for all or some of the following purposes:

- increasing the bearing capacity;
- increasing the flexural and/or shear strength;
- increasing the deformation capacity;
- improving the strength of deficient lap-splices.

(2) The thickness of the jackets should allow for placement of both longitudinal and transverse reinforcement with an adequate cover.

(3) When jackets aim at increasing flexural strength, longitudinal bars should be continued to the adjacent storey through holes piercing the slab, while horizontal ties should be placed in the joint region through horizontal holes drilled in the beams. Ties may be omitted in the case of fully confined interior joints.

(4) При необхідності підвищення міцності на зріз і зменшення податливості з одночасним підсиленням з'єднань внапуск, корсети (як установка арматура, так і бетонування) повинні закінчуватися із залишенням проміжку з плитою близько 10 мм

(4) When only shear strength and deformation capacity increases are of concern, jointly with a possible improvement of lap-splicing, then jackets should be terminated (both concreting and reinforcement) leaving a gap with a slab of the order of 10 mm.

A.4.2.2 Підвищення міцності, жорсткості і зменшення деформативності

A.4.2.2 Enhancement of strength, stiffness and deformation capacity

(1) Для оцінки міцності і податливості елементів, підсилених корсетами, можуть бути зроблені наступні спрощуючі допущення:

(1) For the purpose of evaluating strength and deformation capacities of jacketed elements, the following approximate simplifying assumptions may be made:

– елемент, підсилений корсетом, повинен поводити себе як моноліт, старий і новий бетон повинен вести себе як композит.

– the jacketed element behaves monolithically, with full composite action between old and new concrete,

– той факт, що осьове навантаження спочатку було прикладене до старої колони, не враховується, і повне осьове навантаження вважається прикладеним на весь елемент разом з корсетом

– the fact that axial load is originally applied to the old column alone is disregarded, and the full axial load is assumed to act on the jacketed element,

– властивості бетону корсету розповсюджуються на весь поперечний переріз елемента.

– the concrete properties of the jacket are assumed to apply over the full section of the element.

(2) Передбачається, що між величинами $V_R, M_y, \theta_y, \theta_u$ є наступні залежності розраховані виходячи із зроблених вище допущень, приймаються наступні значення $V_R^*, M_y^*, \theta_y^*, \theta_u^*$ при перевірці несучої здатності:

(2) The following relations may be assumed to hold between the values of V_R, M_y, θ_y and θ_u , calculated under the assumptions above and the values V_R^*, M_y^*, θ_y^* and θ_u^* to be adopted in the capacity verifications:

– для V_R^* :

$$V_R^* = 0,9 \cdot V_R \quad (\text{A.17})$$

– для M_y^* :

- For M_y^* :

$$M_y^* = M_y \quad (\text{A.18})$$

– для θ_y^* :

- For θ_y^* :

Якщо метод зєднання корсету зі старим бетоном, включає надання шорсткості контактній поверхні бетону то:

If measures to connect the jacket to the old concrete include roughening of the interface:

$$\theta_y^* = 1,05\theta_y \quad (\text{A.19a})$$

Для решти всіх типів зєднання корсету зі старим бетоном, якщо ніяких спеціальних заходів прийматися не буде:

For all other types of measures to connect the jacket to the old concrete, or if no special measures are taken:

$$\theta_y^* = 1,2\theta_y \quad (\text{A.19b})$$

– для θ_u^* :

– for θ_u^* :

$$\theta_u^* = \theta_u \quad (\text{A.20})$$

(3) Значення $\theta_u^*, \theta_y^*, M_y^*$ елементу з корсетом, по вимогам безпеки повинні бути розрахованими з урахуванням: (а) середнього значення міцності існуючої сталі, як безпосередньо отриманого з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, поділеного належним чином на коефіцієнт довірчої вірогідності визначений в пункті 3.5, який враховує досягнутий рівень інформативності; і (b) номінальну міцність додаткового бетону і арматури.

(3) The values of $\theta_u^*, \theta_y^*, M_y^*$ of the jacketed member, to be used in comparisons to demands in safety verifications, should be computed on the basis of: (a) the mean value strength of the existing steel as directly obtained from *in-situ* tests and from additional sources of information, appropriately divided by the confidence factor in 3.5, accounting for the level of knowledge attained, and (b) the nominal strength of the added concrete and reinforcement.

(4) Значення V_R^* елементу підсиленого корсетом, перевіряється на виконання вимог безпеки на основі: (а) середнього значення міцності існуючої арматури, як безпосередньо отриманого з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, розділеного на коефіцієнт довірчої вірогідності, визначеного в пункті 3.5, який враховує досягнутий рівень інформативності; і (b) номінальної міцності додаткового бетону і арматури. У первинних сейсмічних елементах середнє значення міцності існуючої сталевій арматури і номінальну міцність додаткових матеріалів слід розділити на коефіцієнти надійності по матеріалу, для сталевій арматури і бетону відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 5.2.4.

(4) The value of V_R^* of the jacketed member, to be compared to the demand in safety verifications, should be computed on the basis of: (a) the mean value strength of the existing steel as directly obtained from *in-situ* tests and from the additional sources of information, divided by the appropriate confidence factor in 3.5, accounting for the level of knowledge attained, and (b) the nominal strength of the added concrete and reinforcement. In primary seismic elements the mean value strength of the existing steel and the nominal strength of the added materials should be divided by the partial factors for steel and concrete in accordance with EN 1998-1: 2004, 5.2.4.

(5) Значення M_y^* елементів підсиленних корсетами які включають в роботу крихкі компоненти/механізми, відповідно до пункту 4.5.1 (1)P(b), слід розраховувати на основі: (а) середнього значення міцності існуючої арматури, безпосередньо отриманого як з дослідів *на місці*, так і з додаткових джерел інформації, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності по п. 3.5, з урахуванням досягнутого рівня інформативності; і (b) номінальній міцності доданого бетону і арматури (див. 3.5 (2)P).

(5) The value of M_y^* of jacketed members that deliver action effects to brittle components/mechanisms, for use in 4.5.1 (1)P(b), should be computed on the basis of: (a) the mean value strength of the existing steel as directly obtained from *in-situ* tests, and from additional sources of information, appropriately multiplied by the confidence factor in 3.5, accounting for the level of knowledge attained; and (b) the nominal strength of the added concrete and reinforcement (see 3.5 (2)P)

A.4.3 Підсилення за допомогою сталевих корсетів

A.4.3 Steel jacketing

A.4.3.1 Введення

A.4.3.1 Introduction

(1) Сталеві корсети застосовуються в основ-

(1) Steel jackets are mainly applied to columns

ному для колон з метою підвищення міцності на зріз і підсилення дефектних з'єднань внапуск. Вони можуть також розглядатися для підвищення податливості (зменшення крихкості) через обтиснення.

(2) Сталеві корсети навколо прямокутних колон зазвичай будуються з чотирьох кутників по кутах перерізу, до яких приварюються або суцільні сталеві листи, або окремі горизонтальні більш товсті сталеві накладки. Кутники можуть прикріплятися до бетону за допомогою епоксидного клею або просто притискаються до нього впритул без проміжків по всій висоті. Накладки можуть підігріватися безпосередньо перед зваркою для забезпечення згодом деякого обтиснення колони.

A.4.3.2 Міцність на зрушення (зріз)

(1) Установку корсета можна розглядати як збільшення наявної міцності колони на зріз, якщо корсет працює в пружньому діапазоні. Виконання цієї умови необхідно, щоб обмежити розкриття внутрішніх тріщин і забезпечити цілісність бетону, що дозволяє зберегти первинний механізм опору на зріз.

(2) Навіть якщо використовується тільки 50% межі текучості сталі корсету, то додаткова міцність на зріз V_j за рахунок його присутності складе:

$$V_j = 0.5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{y,j,d} \cdot \frac{1}{\cos \alpha} \quad (\text{A.21})$$

де:

t_j товщина сталевих накладок,

b ширина сталевих накладок,

s крок сталевих накладок ($b/s = 1$, у разі суцільних сталевих пластин),

$f_{y,j,d}$ проектна границя текучості сталі корсету, рівна її номінальній міцності, поділеній на коефіцієнт надійності по матеріалу для конструкційної сталі відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **6.1.3(1) P**.

A.4.3.3 Зажими для стиків внапуск

for the purpose of: increasing shear strength and improving the strength of deficient lap-splices. They may also be considered to increase ductility through confinement.

(2) Steel jackets around rectangular columns are usually built up of four corner angles to which either continuous steel plates, or thicker discrete horizontal steel straps, are welded. Corner angles may be epoxy-bonded to the concrete, or just made to adhere to it without gaps along the entire height. Straps may be pre-heated just prior to welding, in order to provide afterwards some positive confinement on the column.

A.4.3.2 Shear strength

(1) The contribution of the jacket to shear strength may be assumed as additive to existing strength, provided the jacket remains well within the elastic range. This condition is necessary for the jacket to be able to control the width of internal cracks and to ensure the integrity of the concrete, thus allowing the original shear resisting mechanism to continue to operate.

(2) If only 50% of the steel yield strength of the jacket is used, the expression for the additional shear V_j carried by the jacket is:

where:

t_j is the thickness of the steel straps,

b is the width of the steel straps, and

s is the spacing of the steel straps ($b/s = 1$, in case of continuous steel plates), and

$f_{y,j,d}$ is the design yield strength of the steel of the jacket, equal to its nominal strength divided by the partial factor for structural steel in accordance with EN 1998-1: 2004, **6.1.3(1)P**.

A.4.3.3 Clamping of lap-splices

(1) Сталеві корсети можуть забезпечувати ефективний затиск на ділянках стиків внапуск для поліпшення циклічної деформаційної здатності. Для отримання даного результату необхідно виконання наступних умов:

– довжина корсету перевищувала довжину ділянки з'єднання внапуск, як мінімум, на 50 %;

– корсет притягувався до поверхні колони, як мінімум, двома рядами болтів з кожної сторони, перпендикулярних напрямку навантаження;

– коли з'єднання внапуск здійснюється у основи колони, один ряд болтів слід розташувати у вершини ділянки з'єднання внапуск, а інший – на відстані, відповідному 1/3 даної ділянки від основи.

A.4.4 Покриття і обгортання полімерами, армованими волокнами (FRP)

A.4.4.1 Введення

(1) Основні випадки використання полімерів, армованих волокнами, при сейсмічній модернізації існуючих залізобетонних елементів:

– Підвищення міцності колон і стін на зрушення шляхом нклейки зовні полімеру армованого волокном, з розташуванням волокон у напрямі кільцевої арматури

– Підвищення податливості на торці елементів, через додаткове обтиснення за допомогою полімерних корсетів армованих волокном, з орієнтацією волокон по периметру

– Запобігання розриву з'єднання внапуск шляхом збільшеного обтиснення полімерним покриттям розташованим по периметру.

(2) Впливом покриття і обгортання елементів полімером, армованим волокном, на опір згину в кінцевому перетині і на значення кута обертання хорди при досягненні границі текучості θ_y , можна знехтувати (значення θ_y

(1) Steel jackets can provide effective clamping in the regions of lap-splices, to improve cyclic deformation capacity For this result to be obtained the following is necessary:

– the length of the jacket exceeds by no less than 50% the length of the splice region,

– the jacket is pressured against the faces of the column by at least two rows of bolts on each side normal to the direction of loading;

– when splicing occurs at the base of the column, the rows of bolts should be located one at the top of the splice region and another at 1/3 of that region, starting from the base.

A.4.4 FRP plating and wrapping

A.4.4.1 Introduction

(1) The main uses of externally bonded FRP (fibre-reinforced polymers) in seismic retrofitting of existing reinforced concrete elements are as follows:

– Enhancement of the shear capacity of columns and walls, by applying externally bonded FRP with the fibers in the hoop direction,

– Enhancement of the available ductility at member ends, through added confinement in the form of FRP jackets, with the fibres oriented along the perimeter,

– Prevention of lap splice failure, through increased lap confinement again with the fibers along the perimeter.

(2) The effect of FRP plating and wrapping of members on the flexural resistance of the end section and on the value of the chord rotation at yielding, θ_y may be neglected θ_y may be computed in accordance with **A.3.2.4(2) to (4)**,

може бути розраховане відповідно до пунктів **A.3.2.4 з (2) - (4)**, якщо величину $l_{oy,min}$ прийняти рівню $0,2 \cdot d_{bL} \cdot f_{yL} / \sqrt{f_c}$ відповідно до **A.3.2.4(4)**.

A.4.4.2 Міцність на зріз

(1) Міцність крихких елементів на зріз може бути підвищена в балках, колонах або стінах, шляхом нанесення смуг або листів полімеру, армованого волокном. Це може бути виконано або шляхом повного обгортання елемента, або шляхом прикріплення указаних смуг або листів до бічних і нижніх поверхонь балки (U-подібна смуга або лист) або прикріплення їх тільки до бічних поверхонь.

(2) Загальна міцність на зріз, за рахунок хомутив і підсилення полімером, розраховується як сума двох величин – опору бетонного елемента який розраховується у відповідності із стандартом EN 1998-1:2004, і полімерного підсилення V_f .

(3) Загальна міцність на зріз не може прийматися більшою, ніж максимальна міцність на зріз бетонного елемента $V_{R,max}$, яка залежить від діагонального стискування поперечною арматурою. Значення $V_{R,max}$ може бути розраховане відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004. Для бетонних стін і для колон з відносною ділянкою LV/h , меншою або рівною 2, значення $V_{R,max}$ дорівнює мінімальному із двох значень: визначеного відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004, і значення розрахованого по п. **A.3.3.1(2)** і **A.3.3.1(3)**, відповідно, при непружному циклічному навантаженні.

(4) Для елементів з прямокутним перетином, внесок підсилення полімером в міцність на зріз може бути розрахований таким чином:

– для повної обгортки полімером або для U-подібних смуг або листів вказаного полімеру

$$V_{Rd,f} = 0,9 \cdot d \cdot f_{idd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (A.22)$$

– для смуг або листів полімеру, прикріплених до бічних поверхонь:

with $l_{oy,min}$ taken equal to $0,2 \cdot d_{bL} \cdot f_{yL} / \sqrt{f_c}$, in **A.3.2.4(4)**

A.4.4.2 Shear strength

(1) Shear capacity of brittle components can be enhanced in beams, columns or shear walls through the application of FRP strips or sheets. These may be applied either by fully wrapping the element, or by bonding them to the sides and the soffit of the beam (U-shaped strip or sheet), or by bonding them to the sides only.

(2) The total shear capacity, as controlled by the stirrups and the FRP, is evaluated as the sum of one contribution from the existing concrete member, evaluated in accordance with EN 1998-1:2004 and another contribution, V_f , from the FRP.

(3) The total shear capacity may not be taken greater than the maximum shear resistance of the concrete member, $V_{R,max}$, as controlled by diagonal compression in the web. The value of $V_{R,max}$ may be calculated in accordance with EN 1992-1-1: 2004. For concrete walls and for columns with shear span ratio, LV/h , less or equal to 2, the value of $V_{R,max}$ is the minimum of the value in accordance with EN 1992-1-1: 2004 and of the value calculated from **A.3.3.1(2)** and **A.3.3.1(3)**, respectively, under inelastic cyclic loading.

(4) For members with rectangular section, the FRP contribution to shear capacity may be evaluated as:

– for full wrapping with FRP, or for U-shaped FRP strips or sheets

– for side bonded FRP or sheets as:

$$V_{Rd,f} = 0,9 \cdot d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (A.23)$$

де	where:
d ефективна висота перерізу,	d is the effective depth,
θ кут нахилу розпірки,	θ is the strut inclination angle,
$f_{fdd,e}$ розрахункова міцність відриву полімеру, яка залежить від конфігурації підсилюючого елементу відповідно до пункту (5) для повністю обернутого полімером елементу, або відповідно (6) для U – подібного підсилення полімером чи (7) для підсилення полімером прикріпленим до бічної поверхні,	$f_{fdd,e}$ is the design FRP effective debonding strength, which depends on the strengthening configuration in accordance with (5) for fully wrapped FRP, or (6) for U -shaped FRP, or (7) for side bonded FRP;
t_f товщина полімерної смуги, листа або тканини (з одного боку),	t_f is the thickness of the FRP strip, sheet or fabric (on single side),
β кут між напрямом (міцного) волокна в полімерній полосі, листі або тканині і осью елементу;	β is the angle between the (strong) fibre direction in the FRP strip, sheet or fabric and the axis of the member,
w_f ширина полімерної смуги або листа, заміряна перпендикулярно (міцному) напрямку волокон (для листів: $w_f = \min(0,9 \cdot d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$),	w_f is the width of the FRP strip or sheet, measured orthogonally to the (strong) direction of the fibres (for sheets: $w_f = \min(0,9 \cdot d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$) and
s_f крок полімерних смуг (= w_f для листів), зміряними перпендикулярно до (міцного) напрямку волокон.	s_f is the spacing of FRP strips (= w_f for sheets), measured orthogonally to the (strong) fibre direction.

(5) Для повністю обернутих (тобто замкнуте обертання) або таких, що мають відповідне анкерне кріплення (у зоні стискування) оболонки, ефективна розрахункова міцність на відрив полімеру визначається по формулам (A.22), (A.23) таким чином:

$$f_{fdd,e,w} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \cdot \frac{L_e \cdot \sin \beta}{2 \cdot z} \right] + \frac{1}{2} \cdot (f_{fu,w}(R) - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \cdot \sin \beta}{z} \right] \quad (A.24)$$

де:
 $z = 0,9d$ – внутрішнє плече ричага,

where:
 $z = 0,9d$ is the internal lever arm,

$$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) i$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \cdot \sqrt{0,6 \cdot \frac{E_f \cdot f_{ctm} \cdot k_b}{t_f}} \quad (A.25)$$

ϵ розрахункова міцність на відрив полімеру, де:

is the design debonding strength, with:

γ_{fd} приватний коефіцієнт для порушення ад-

γ_{fd} the partial factor for FRP debonding,

гезії полімеру, армованого волокном,

ПРИМІТКА Значення γ_{fd} для використання в тій чи іншій країні, можна знайти в її Національному Додатку. Значенням, що рекомендується, є $\gamma_{fd} = 1,5$.

NOTE The value ascribed to γ_{fd} for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value is $\gamma_{fd} = 1,5$.

E_f модуль пружності листів/пластин полімеру, армованого волокнами,

E_f the FRP sheets/plates modulus,

f_{ctm} середня міцність бетону на розтягування,

f_{ctm} the concrete mean tensile strength,

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100mm)}$ коефіцієнт полімерного покриття, в якому w_f, s_f, t_f як визначено в пункті (4) і

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100mm)}$ the covering coefficient, in which: w_f, s_f, t_f are as defined in (4) and

$f_{fu,w}(R)$ гранична міцність смуги або листа з полімеру, армованого волокном, обернутих навколо кута з радіусом R , представлена виразом:

$f_{fu,w}(R)$ is the ultimate strength of the FRP strip or sheet wrapped around the corner with a radius R given by:

$$f_{fu,w}(R) = f_{idd} + \langle \eta_R \cdot f_{fu} - f_{idd} \rangle \quad (A.26)$$

де член в кутових дужках $\langle \cdot \rangle$ слід враховувати тільки в тому випадку, якщо він має додатній знак, а коефіцієнт η_R залежить від радіусу закруглення R і ширини балки b_w таким чином:

where the term in $\langle \cdot \rangle$ should be taken only if positive and where the coefficient η_R depends on the rounding radius R and the beam width b_w as:

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \cdot \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad (A.27)$$

L_e ефективна довжина зклеювання:

L_e is the effective bond length:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{4 \cdot \tau_{max}}} \quad (A.28)$$

(одиниці: Нютони, мм)

(units: N, mm)

де: $\tau_{max} = 1,8 / f_{ctm} \cdot k_b$ = максимальна міцність зклеювання.

with $\tau_{max} = 1,8 / f_{ctm} \cdot k_b$ = maximum bond strength.

(6) Для оболонок U-подібних (тобто відкритих) ефективна розрахункова міцність на відрив полімеру, армованого волокнами, може визначатися по формулам (A.22) і (A.23) таким чином:

(6) For U-shaped (i.e., open) jackets, the design FRP effective debonding strength may be taken in expressions (A.22) and (A.23) as

$$f_{idd,e,U} = f_{idd} \cdot \left[1 - k \cdot \frac{L_e \cdot \sin \beta}{z} \right] \quad (A.29)$$

де всі змінні – як визначено в пункті (5).

where all variables are as defined in (5).

(7) Для листів/смуг, наклеєних збоку, ефективна розрахункова міцність на відрив полімеру, може бути прийнята по формулам

(7) For side-bonded sheets/strips, the design FRP effective debonding strength may be taken in expressions (A.22), (A.23) as

(A.22) і (A.23) слідуючим чином:

$$f_{fdd,e,s} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \cdot \left(1 - \sqrt{k \cdot \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad (A.30)$$

$$\text{де } z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq}, \quad z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta, \quad L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fdd}} \cdot \sin \beta \quad (A.31)$$

при цьому:

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} / E_f, \\ u_1 = k_b / 3.$$

with:

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} / E_f, \\ u_1 = k_b / 3.$$

(8) Для елементів з круглим перетином, що має діаметр D , внесок полімерного підсилення розраховується по формулі:

$$V_f = 0.5 \cdot A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot s_f \quad (A.32)$$

де: A_c – площа поперечного перетину колони;

(8) For members with circular section having diameter D the FRP contribution is evaluated as:

where: A_c is the column cross-section area,

ρ_f дорівнює $4 \cdot t_f / D$ – об'ємне відношення полімерного підсилення;

$$\varepsilon_{f,ed} = 0,004.$$

ρ_f is equal to $4 \cdot t_f / D$ is the volumetric ratio of the FRP, and

$$\varepsilon_{f,ed} = 0,004.$$

(9) У елементах з ділянкою їх пластичного шарніра, повністю обернутою в оболонку з полімера, по довжині, як мінімум, рівній висоті елементу h , циклічна міцність на зріз V_R , може бути прийнята зменшеною з необхідною податливістю пластичної частини обертання хорди на кінці елементу: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, у відповідності з формулою (A.12), при добавленні до V_w (тобто до внеску поперечної арматури в міцність на зріз) оболонки з полімеру. Внесок вказаної оболонки в V_w може бути розрахований виходячи з припущення, що напруження в полімері, армованому волокном, досягає проектного значення граничної міцності $f_{u,fd}$ у крайніх волокнах, що працюють на розтяг, і лінійно зменшується по ефективній висоті перерізу d :

$$V_{w,f} = 0,5 \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot z \cdot f_{u,fd} \quad (A.33)$$

де:

ρ_f , що дорівнює $2 \cdot t_f / b_w$ геометричне відношення полімерного підсилення,

where:

ρ_f equal to $2 \cdot t_f / b_w$ is the geometric ratio of the FRP,

z довжина внутрішнього плеча важеля, прийнята рівною d ,

z is the length of the internal lever arm, taken equal to d , and

$f_{u,fd}$ розрахункове значення граничної міцності полімерного підсилення, дорівнює граничній міцності вказаного полімеру $f_{u,f}$, розділений на коефіцієнт надійності по матеріалу γ_{fd} для полімеру,

$f_{u,fd}$ is the design value of the FRP ultimate strength, equal to the FRP ultimate strength, $f_{u,f}$ divided by the partial factor γ_{fd} of the FRP,

ПРИМІТКА Значення γ_{fd} для використання в тій чи іншій країні, можна знайти в її Національному Додатку. Значенням, що рекомендується є $\gamma_{fd} = 1,5$.

NOTE The value ascribed to γ_{fd} for use in a country can be found in its National Annex. The recommended value is $\gamma_{fd} = 1,5$.

A.4.4.3 Вплив обтиснення

A.4.4.3 Confinement action

(1) Зменшення деформативності досягається через обтиснення бетону полімерними корсетами. Вони обгортаються навколо елемента, для його підсилення в потенційній зоні утворення пластичного шарніру.

(1) The enhancement of deformation capacity is achieved through concrete confinement by means of FRP jackets. These are applied around the element to be strengthened in the potential plastic hinge region.

(2) Необхідна величина обтиснення залежить від відношення $I_x = \mu_{\phi, \text{tar}} / \mu_{\phi, \text{ava}}$, між цільовою податливістю кривизни $\mu_{\phi, \text{tar}}$ і фактичною податливістю кривизни $\mu_{\phi, \text{ava}}$, і може бути оцінено як:

(2) The necessary amount of confinement pressure to be applied depends on the ratio $I_x = \mu_{\phi, \text{tar}} / \mu_{\phi, \text{ava}}$ between the target curvature ductility $\mu_{\phi, \text{tar}}$ and the available curvature ductility $\mu_{\phi, \text{ava}}$, and may be evaluated as:

$$f_1 = 0,4 \cdot I_x^2 \cdot \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}} \quad (\text{A.34})$$

де f_c міцність бетону, визначена як для виразу (A.1),

where: f_c is the concrete strength, defined as for expression (A.1),

ε_{cu} критична деформація бетону,

ε_{cu} is the concrete ultimate strain, and

ε_{ju} задана гранична деформація полімерної оболонки, яка менша за критичну деформацію полімерного підсилення ε_{fu} .

ε_{ju} is the adopted FRP jacket ultimate strain, which is lower than the ultimate strain of FRP, ε_{fu} .

(3) Для випадку круглих перетинів, обернутих суцільними листами (не смугами), величина обтиснення яку дає лист полімеру дорівнює $f_1 = 1/2 \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ju}$, де E_f модуль пружності полімеру, армованого волокном, а ρ_f геометричне відношення діаметру оболонки з полімеру, армованого волокном до її товщини, як: $t_f = \rho_f \cdot D/4$, де D діаметр оболонки обернутої навколо кругового поперечного перетину.

(3) For the case of circular cross-sections wrapped with continuous sheets (not in strips), the confinement pressure applied by the FRP sheet is equal $f_1 = 1/2 \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ju}$, with E_f being the FRP elastic modulus and ρ_f the geometric ratio of the FRP jacket related to its thickness as: $t_f = \rho_f \cdot D/4$, where D is the diameter of the jacket around the circular cross-section.

(4) Для випадку прямокутних поперечних перетинів, в якому кути округляють для забезпечення можливості обгортання навколо них полімеру, армованого волокном (див. рис. A.1), обмежувачий тиск, що додається листом з полімеру, армованого волокном, визначається за формулою: $f_1' = k_s \cdot f_1$, при цьому $k_s = 2 \cdot R_c / D$ і $f_1 = 2 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ju} \cdot t_f / D$, де D більший із двох розмірів поперечного перетину елемента.

(4) For the case of rectangular cross-sections in which the corners have been rounded to allow wrapping the FRP around them (see Figure A.1), the confinement pressure applied by the FRP sheet is evaluated as: $f_1' = k_s \cdot f_1$, with $k_s = 2 \cdot R_c / D$ and $f_1 = 2 \cdot E_f \cdot \varepsilon_{ju} \cdot t_f / D$, where D is the larger section width.

(5) При обгартуванні смугами що розташовуються з кроком s_f величина обтиснення що додається листом з полімеру, визначається по формулі: $f'_1 = k_g \cdot f_1$, де $k_g = (1 - s_f / 2 \cdot D)^2$.

(5) For the case of wrapping applied through strips with spacing s_f , the confinement pressure applied by the FRP sheet is evaluated as: $f'_1 = k_g \cdot f_1$ with $k_g = (1 - s_f / 2 \cdot D)^2$.

(6) Для елементів прямокутного перетину з кутами, закругленими, як показано на рисунку А.1, альтернатива пунктам (2) і (4) полягає в розрахунку загальної здатності до обертання хорди або його пластичної частини через вирази (А.1) або (А.3), відповідно, з показником степені члена, який враховує обтиснення (тобто з показником степені числа 25 перед останнім членом у формулах (А.1) і (А.3)), збільшеному на $\alpha \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}$, де:

(6) For members of rectangular section with corners rounded as in Figure A.1, an alternative to (2) and (4) is to calculate the total chord rotation capacity or its plastic part through expressions (A. 1) or (A3), respectively, with the exponent of the term due to confinement (i.e. the power of 25 before the last term in expressions (A.1) and (A.3)) increased by $\alpha \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}$, with:

(a) $\rho_f = 2 \cdot t_f / b_w$, відношення для полімерного підсилення, паралельно напрямку навантаження;

(a) $\rho_f = 2 \cdot t_f / b_w$, the FRP ratio parallel to the loading direction,

(b) $f_{f,e}$ ефективне напруження, представлене наступним виразом:

(b) $f_{f,e}$ an effective stress given by the following expression:

$$f_{f,e} = \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} \cdot E_f) \cdot \left(1 - 0,7 \cdot \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} \cdot E_f) \cdot \frac{\rho_f}{f_c} \right) \quad (A.35)$$

де $f_{u,f}$ і E_f міцність і модуль пружності полімеру, армованого волокном;

where $f_{u,f}$ and E_f are the strength and Elastic modulus of the FRP and

$\varepsilon_{u,f}$ гранична деформація, що дорівнює 0,015 для CFRP (полімеру, армованого вуглецевим волокном) або AFRP (полімеру, армованого арамідним волокном) і 0,02 для GFRP (Полімеру, армованого скловолокном); і

$\varepsilon_{u,f}$ a limit strain, equal to 0,015 for CFRP (carbon-fibre-reinforced polymer) or AFRP (aramid-fibre-reinforced polymer) and to 0,02 for GFRP (Glass-fibre-reinforced polymer); and

(c) α коефіцієнт ефективності обтиснення, представлений формулою:

(c) α the confinement effectiveness factor given by:

$$\alpha = 1 - \frac{(b - 2 \cdot R)^2 + (h - 2 \cdot R)^2}{3 \cdot b \cdot h} \quad (A.36)$$

де R радіус закругленого кута поперечного перетину a , b , h повні розміри поперечного перетину (див. рис. А.1).

where R is the radius of the rounded corner of the section and a , b , h the full cross-sectional dimensions (see Figure A. 1).

(7) Параграф (6) відноситься до елементів з з повздовжньою арматурою періодичного профілю (з сильними зчепленням) або гладкою повздовжньою арматурою (з слабким зчепленням), але запроектованою з урахуванням сейсмостійкості або без неї, за умови, що кін-

(7) Paragraph (6) applies to members with continuous deformed (high bond) or smooth (plain) longitudinal bars, with or without detailing for earthquake resistance, provided that the end region is wrapped with FRP up to a distance from the end section which is enough

цева ділянка обернута полімером, армованим волокном, на відстані від кінцевої секції, достатній для забезпечення того, щоб згинаючий момент, що викликає утворення пластичного шарніру M_y в необернутій частині, не був би перевищений до досягнення міцності на згин $\gamma_{Rd} M_y$ у кінцевому перетині. Для врахування підвищення міцності на згин кінцевого перетину унаслідок обтиснення полімером, армованим волокном, значення γ_{Rd} має дорівнювати, як мінімум 1,3.

to ensure that the yield moment M_y in the unwrapped part will not be exceeded before the flexural overstrength $\gamma_{Rd} M_y$ reached at the end section. To account for the increase of the flexural strength of the end section due to confinement by the FRP, γ_{Rd} should be at least equal to 1,3.

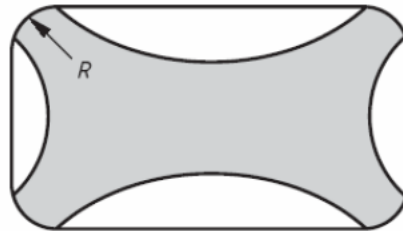


Рисунок А.1 Ефективна площа обтисненого перетину з урахуванням полімерної обгортки

Figure A.1. Effectively confined area in an FRP-wrapped section

А.4.4.4 Закріплення стиків внапуск

А.4.4.4 Clamping of lap-splices

(1) Просковзанню стиків внапуск можна запобігти прикладанням бічного тиску σ_1 за допомогою оболонок з полімеру, армованого волокном. Для круглих колон, що мають діаметр D , необхідна товщина може бути визначена таким чином:

(1) Slippage of lap-splices can be prevented by applying a lateral pressure σ_1 through FRP jackets. For circular columns, having diameter D , the necessary thickness may be estimated as:

$$t_f = \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_{sw})}{2 \cdot E_f \cdot 0,001} \quad (\text{A.37})$$

де σ_{sw} утримує напруження яке обумовлене хомутами при деформаціях 0.001 ($\sigma_{sw} = 0,001 \rho_w E_s$), або активний тиск від розчину між полімером і колоною, за наявності указанного розчину, тоді як σ_1 представляє утримує напруження по довжині з'єднання внапуск L_s , яке визначається за формулою:

where σ_{sw} is the clamping stress due to the stirrups at a strain of 0.001 ($\sigma_{sw} = 0.001 \rho_w E_s$), or the active pressure from the grouting between the FRP and the column, if provided, while σ_1 represents the clamping stress over the lap-splice length L_s as given by:

$$\sigma_1 = \frac{A_s \cdot f_{yL}}{\left[\frac{P}{2 \cdot n} + 2 \cdot (d_{bL} + c) \right] \cdot L_s} \quad (\text{A.38})$$

де:
 A_s площа кожного зістиківаного повздожнього стрижня,

where:
 A_s is the area of each spliced longitudinal bar,

f_{yL} границя текучості повздожньої сталевій арматури, прийнята рівною середньому значенню, отриманому з випробувань на

f_{yL} is the yield strength of longitudinal steel reinforcement, taken equal to the mean value obtained from *in-situ* tests and from

<p><i>місці</i> і з додаткових джерел інформації, відповідним чином помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, який представлений в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності (див. 2.2.1(5)P),</p>	<p>the additional sources of information, appropriately multiplied by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level (see 2.2.1(5)P),</p>
<p><i>p</i> периметр в поперечному перетині колони уздовж внутрішньої сторони повздовжньої сталеві арматури,</p>	<p><i>p</i> is the perimeter line in the column cross-section along the inside of longitudinal steel,</p>
<p><i>n</i> число стрижнів арматури з'єднаних внапуск по лінії <i>p</i>,</p>	<p><i>n</i> is the number of spliced bars along <i>p</i>,</p>
<p><i>d_{BL}</i> (максимальний) діаметр стрижнів повздовжньої сталеві арматури,</p>	<p><i>d_{BL}</i> is the (largest) diameter of longitudinal steel bars, and</p>
<p><i>c</i> товщина захисного шару бетону.</p>	<p><i>c</i> is the concrete cover thickness.</p>
<p>(2) Для прямокутних колон, формули приведені вище, можуть бути використані із заміною <i>D</i> на <i>b_w</i>, ширину перетину, і із зменшенням ефективності покриття оболонкою з полімеру, армованого волокном за допомогою коефіцієнту в п. A.4.4.3(4).</p>	<p>(2) For rectangular columns, the expressions above may be used by replacing <i>D</i> by <i>b_w</i>, the section width, and by reducing the effectiveness of FRP jacketing by means of the coefficient in A.4.4.3(4).</p>
<p>(3) Для елементів прямокутного перетину із стрижнями повздовжньої арматури, сполученими внапуск на довжині <i>l₀</i>, починаючи від кінцевого перетину елемента, альтернативою пунктам (1) і (2) для розрахунку ефекту від обгортання полімером, по довжині що перевищує довжину з'єднання внапуск, як мінімум, на 25 %, є застосування пункту A.3.2.2(4):</p>	<p>(3) For members of rectangular section with longitudinal bars lapped over a length <i>l₀</i> starting from the end section of the member, an alternative to (1) and (2) for the calculation of the effect of FRP wrapping over a length exceeding by no less than 25% the length of the lapping, is to apply A.3.2.2(4):</p>
<p>а) враховуючи у виразі (A.3) обчислення, обумовлене тільки поперечними стрижнями (показник степені 25 перед останнім членом формули)</p>	<p>а) taking into account in expression (A3) confinement only due to transverse bars (exponent of the power of 25 before the last term), and</p>
<p>б) визначаючи <i>l_{ou,min}</i> по формулі: $l_{ou,min} = d_{BL} \cdot f_{yL} / \left[\left(1.05 + 14.5 \cdot \alpha_{1,f} \cdot \rho_f \cdot f_{f,e} / f_c \right) \cdot \sqrt{f_c} \right]$ на основі використання тільки полімеру, армованого волокном, де $\alpha_{1,f} = 4/n_{tot}$ і ρ_f, $f_{f,e}$, n_{tot} визначені в пункті A.4.4.3(6) для зазначеного полімеру</p>	<p>б) calculating <i>l_{ou,min}</i> as: $l_{ou,min} = d_{BL} \cdot f_{yL} / \left[\left(1.05 + 14.5 \cdot \alpha_{1,f} \cdot \rho_f \cdot f_{f,e} / f_c \right) \cdot \sqrt{f_c} \right]$ on the basis of the FRP alone, with $\alpha_{1,f} = 4/n_{tot}$ and ρ_f, $f_{f,e}$, n_{tot} as defined in A.4.4.3(6) for the FRP.</p>

ДОДАТОК В
(інформативний)

**СТАЛЬНІ І СТАЛЕБЕТОННІ
КОНСТРУКЦІЇ**

В.1 Сфера застосування

Даний розділ містить інформацію для розрахунку будівель з каркасами із сталі і сталобетону в їх поточному стані і для їх реконструкції при необхідності.

Реконструкція з метою повисити сейсмостійкість може бути локальною або глобальною.

В.2 Визначення геометрії, деталей і матеріалів

В.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно ретельно перевірити наступні аспекти:

I. Поточний фізичний стан основного металу і сполучних матеріалів, включаючи наявність викривлення.

II. Поточний фізичний стан первинних і вторинних сейсмічних елементів, включаючи наявність якого-небудь погіршення якості.

В.2.2 Геометрія

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

I. Виявлення систем, що протистоять поперечним силам.

II. Виявлення горизонтальних діафрагм.

III. Первонаціальну форму поперечного перетину і фізичні розміри.

IV. Існуючу площу поперечних перетинів, модулі пружності в поперечних перетинах, моменти інерції і кручення в критичних перетинах.

В.2.3 Деталі

ANNEX B
(Informative)

STEEL AND COMPOSITE STRUCTURES

B.1 Scope

This section contains information for the assessment of steel and composite framed buildings in their present state and for their retrofitting, when necessary.

Seismic retrofitting may be either local or global

B.2 Identification of geometry, details and materials

B.2.1 General

(1) The following aspects should be carefully examined:

I. Current physical conditions of base metal and connector materials including the presence of distortions.

II. Current physical condition of primary and secondary seismic elements including the presence of any degradation.

B.2.2 Geometry

(1) The collected data should include the following items:

I. Identification of the lateral-force resisting systems.

II. Identification of horizontal diaphragms.

III. Original cross-sectional shape and physical dimensions.

IV. Existing cross-sectional area, section moduli, moment of inertia, and torsional properties at critical sections.

B.2.3 Details

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

(I) Розміри і товщину додаткових сполучних матеріалів, включаючи накладки, стяжки і розпірки.

(II) Кількість повздовжньої і поперечної сталеві арматури і шпонок в складених балках, колонах і стінах.

(III) Кількість і деталіровку поперечної сталеві арматури в критичних зонах.

(IV) Фактичну конфігурацію і властивості проміжних і торцевих з'єднань і з'єднань внапуск.

В.2.4 Матеріали

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

I. Міцність бетону.

II. Границю текучості сталі, деформаційне зміцнення, граничну міцність і подовження.

(2) Для огляду слід вибирати, наскільки це можливо, ділянки зменшеної напруги, такі, як полки фланцевих стиків балока-колона і зовнішні кромки пластин.

(3) Зразки для оцінки властивостей матеріалів слід брати зі стінок горячекатаних профілів компонентів, запроектованих як диссипативні.

(4) Зразки пластин фланців слід використовувати для того щоб охарактеризувати властивості матеріалів недиссипативних елементів і/або стиків.

(5) У разі обмеженої доступності або для композитних матеріалів хорошими методами обстеження є гамма-радіографія, ультразвукове випробування і огляд через просвердлені отвори

(6) Слід показати сталість обсягу основних матеріалів і заповнювачів, використовуючи хімічні та металургійні дані

(1) The collected data should include the following items:

(I) Size and thickness of additional connected materials, including cover plates, bracing and stiffeners.

(II) Amount of longitudinal and transverse reinforcement steel and of dowels in composite beams, columns and walls.

(III) Amount and proper detailing of confining steel in critical regions

(IV) As built configuration and properties of intermediate, splice and end connections.

B.2.4 Materials

(1) The collected data should include the following items:

I. Concrete strength.

II. Steel yield strength, strain hardening, ultimate strength and elongation.

(2) Areas of reduced stress, such as flange tips at beam-column ends and external plate edges, should be selected for inspection as far as possible.

(3) To evaluate material properties, samples should be removed from web plates of hot rolled profiles for components designed as dissipative.

(4) Flange plate specimens should be used to characterise the material properties of non dissipative members and/or joints

(5) Gamma radiography, ultrasonic testing through the architectural fabric or boroscopic review through drilled access holes are viable testing methods when accessibility is limited or for composite components.

(6) Soundness of base and filler materials should be proved on the basis of chemical and metallurgical data.

(7) Потрібно проводити випробування по Шарпі на ударну вязкість для підтвердження того, що зони піддані нагріву, при їх наявності, і навколишній метал мають адекватну стійкість до крихкого руйнування.

(8) Можуть використовуватися руйнівні і/або неруйнівне випробування (капілярна, магнітопорошкова, дефектоскопія по магнітній і акустичній емісії) і ультразвукові та томографічні методи.

В.3 Вимоги до геометрії і матеріалів нових або змінених деталей

В.3.1 Геометрія

(1) Перерізи нових металевих елементів повинні задовольняти обмеженням по гнучкості, тобто відношенням ширини до товщини на підставі класифікації перетинів відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, розділи 6 і 7.

(2) Поперечні в'язі покращують опір при повороті існуючих або нових балок і колон навіть з тонкими (гнучкими) фланцями і стінками балок. Такі поперечні стрижні слід приварювати між фланцями (полицями) відповідно до EN 1998-1:2004, **7.6.5**.

(3) Поперечні в'язі, вказані в пункті (2), слід розташовувати з таким же кроком, як і поперечні хомути що використовуються для обтиснених елементів.

В.3.2 Матеріали

В.3.2.1 Конструкційна сталь

(1) Для виготовлення нових деталей і заміни існуючих несучих елементів конструкції слід використовувати сталь, що задовольняє вимогам стандарту EN 1998-1:2004, **6.2**.

(2) Коли міцність і жорсткість несучих елементів конструкції оцінюються для кожного Граничного Стану, слід враховувати їх спільну роботу.

(3) Опір фланців колон на продавлювання слід визначати, приймаючи міцність матеріа-

(7) Charpy V-Notch toughness tests should be used to prove that heat affected zones, if any, and surrounding material have adequate resistance for brittle fracture.

(8) Destructive and/or non destructive tests (liquid penetrant, magnetic particle, acoustic emission) and ultrasonic or tomographic methods may be used.

В.3 Requirements on geometry and materials of new or modified parts

В.3.1 Geometry

(1) Steel sections of new elements should satisfy width-to-thickness slenderness limitations based on class section classification as in EN 1998-1:2004, Sections 6 and 7.

(2) The transverse links enhance the rotation capacities of existing or new beam-columns even with slender flanges and webs. Such transverse bars should be welded between the flanges in compliance with EN 1998-1: 2004, **7.6.5**.

(3) The transverse links of (2) should be spaced as transverse stirrups used for encased members.

В.3.2 Materials

В.3.2.1 Structural steel

(1) Steel satisfying EN 1998-1:2004, **6.2** should be used for new parts or for replacement of existing structural components.

(2) When the strength and stiffness of the structural components are evaluated at each LS, the effects of composite action should be taken into account.

(3) The through-thickness resistance in column flanges should be based upon the reduced

лу за наступною формулою:

strength as follows:

$$f_u = 0,90 \cdot f_y \quad (\text{B.1})$$

(4) Товщина елемента повинна відповідати вимогам стандарту EN 1993-1-10:2004, таблиця 2.1, залежно від величини енергії у випробуваннях методом насічки по методу Шарпі і інших істотних параметрів.

(4) Element thickness should comply with the requirements of EN 1993-1-10:2004, Table 2 1, depending on the Charpy V-Notch (CVN) energy and other relevant parameters.

(5) Витратні матеріали для зварки повинні задовольняти вимогам стандарту EN 1993-1-8:2004, **4.2**.

(5) Welding consumables should meet the requirements of EN 1993-1-8:2004, **4.2**.

(6) В перерізах з широкими полицями зразки матеріалів слід вирізувати із зон перетину між полицею і стінкою. Це ділянка (*ділянка K*) потенційного зниження ударної в'язкості унаслідок процесу повільного охолодження в процесі виготовлення.

(6) In wide flange sections coupons should be cut from intersection zones between flange and web. This is an area (*k-area*) of potentially reduced notch toughness because of the slow cooling process during fabrication.

В.3.2.2 Арматурна сталь

B.3.2.2 Reinforcing steel

(1) Нова арматурна сталь як в диссипативних, так і в не диссипативних зонах нових або змінених елементів повинна відповідати класу С, визначеному в стандарті EN 1992-1-1:2004.

(1) New reinforcing steel in both dissipative and non dissipative zones of new or modified elements should be of class C in EN 1992-1-1:2004.

В.3.2.3 Бетон

B.3.2.3 Concrete

(1) Новий бетон нових або змінених компонентів повинен відповідати вимогам стандарту EN 1998-1:2004, **7.2.1(1)**.

(1) New concrete of new or modified components should conform with EN 1998-1:2004, **7.2.1(1)**.

В.4 Реконструкція системи

B.4 System retrofitting

В.4.1 Загальні положення

B.4.1 General

(1) Глобальні стратегії реконструкції мають бути в змозі підвищити міцність систем, що протидіють поперечному навантаженні, і горизонтальних діафрагм і/або пом'якшити вимоги які накладаються сейсмічними діями.

(1) Global retrofitting strategies should be able to increase the capacity of lateral-force resisting systems and horizontal diaphragms and/or decrease the demand imposed by seismic actions.

(2) Модернізована конструктивна система повинна задовольняти наступним вимогам:

(2) The retrofitted structural system should satisfy the following requirements:

I. Розподілення маси, жорсткості і міцності повинні бути рівномірними, для запобігання несприятливих результатів прояву кручення і/або механізмів м'яких поверхів.

I. Regularity of mass, stiffness and strength distribution, to avoid detrimental torsional effects and/or soft-storey mechanisms.

- II. Маса і жорсткість повинні бути достатні для запобігання утворення структур, що володіють високою гнучкістю, що може стати причиною обширних пошкоджень не несучих конструкцій і істотних деформацій $P - \Delta$.
- II. Masses and stiffness sufficient to avoid highly flexible structures, which may give rise to extensive non-structural damage and significant P-A effects.
- III. Безперервність і запаси міцності між елементами, які забезпечують чітку і рівномірну траєкторію навантаження і запобігання крихкого руйнування.
- III. Continuity and redundancy between members, so as to ensure a clear and uniform load path and prevent brittle failures
- (3) Глобальні втручання повинні включати одну або декілька наступних стратегій:
- (3) Global interventions should include one or more of the following strategies:
- I. Підвищення жорсткості і зміцнення конструкції і системи її фундаменту.
- I. Stiffening and strengthening of the structure and its foundation system.
- II. Покращення податливості конструкції.
- II. Enhancement of ductility of the structure.
- III. Зменшення маси.
- III. Mass reduction.
- IV. Сейсмічна ізоляція.
- IV. Seismic isolation.
- V. Додаткове демпфування.
- V. Supplemental damping.
- (4) Для всіх конструктивних систем, підвищення жорсткості, зміцнення і покращення податливості може бути досягнуте з використанням стратегій, передбачених в розділах B.5 і B.6.
- (4) For all structural systems, stiffening, strengthening and enhancement of ductility may be achieved by using the strategies provided in Sections B.5 and B.6.
- (5) Зменшення маси може бути досягнуте шляхом ухвалення одного з наступних заходів:
- (5) Mass reduction may be achieved through one of the following measures:
- I. Заміна систем з важким покриттям (облицюванням) легшими системами.
- I. Replacement of heavy cladding systems with lighter systems.
- II. Видалення невживаного устаткування і вантажів, що зберігаються.
- II. Removal of unused equipment and storage loads
- III. Заміна цегляних перегородок легшими системами.
- III. Replacement of masonry partition walls with lighter systems.
- IV. Видалення одного або декількох поверхів.
- IV. Removal of one or more storeys.
- (6) Не слід використовувати ізоляцію фундаменту для конструкцій з періодами основного тону коливань, що перевищують 1,0 с. Розрахунки таких періодів коливань виконуються за допомогою методів визначення спектра власних частот.
- (6) Base isolation should not be used for structures with fundamental periods greater than 1,0 s. Such periods should be computed through eigenvalue analysis.

(7) Ізоляцію фундаменту слід розробляти відповідно до стандарту EN 1998-1:2004 для нових будівель.

(7) Base isolation should be designed in compliance with EN 1998-1:2004 for new buildings.

(8) Перерахунок системи фундаменту (після проведення реконструкції) слід виконувати відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **4.4.2.6**. При використанні лінійного розрахунку, значення Ω в пункті **4.4.2.6(4)** зазвичай беруть менше ніж 1,0.

(8) Re-assessment of the foundation system (after the retrofitting) should be performed in accordance with EN 1998-1: 2004, **4.4.2.6**. If linear analysis is used, the values of Ω in **4.4.2.6(4)** will normally be less than 1,0.

В.4.2 Проектування рамних конструкцій, на дію момент них навантажень

B.4.2 Moment resisting frames

(1) Посилення комбінованої дії між сталевими балками і бетонними плитами можна досягти установленням штифтів, які будуть працювати на зріз і влаштування залізобетонних коробів для балок і колон для підвищення глобальної жорсткості при всіх Граничних Станах.

(1) The enhancement of the composite action between steel beams and concrete slabs through shear studs, encasement of beams and columns in RC should be used to increase the global stiffness at all limit states.

(2) Довжина дисипативних зон повинна відповідати розташуванням шарнірів, представленим в першому ряду таблиці В.6.

(2) The length of the dissipative zones should be consistent with the hinge location given at the first row of Table B.6.

(3) При посиленні рамних конструкцій, що сприймають моментне навантаження, влаштовуються стики напівжорсткі і / або ті що володіють неповною міцністю, виконувані або зі сталі або із сталобетону.

(3) Moment resisting frames may be retrofitted through semi-rigid and/or partial strength joints, either steel or composite.

(4) Період основного тону коливань рам з напівжорсткими з'єднаннями може бути розрахований таким чином:

(4) The fundamental period of frames with semi-rigid connections may be computed as follows:

$$T = 0,085 \cdot H^{(0,85-m/180)} \text{ if якщо } 5 < m < 18 \text{ (semi-rigid напівжорстке)} \quad (\text{B.2})$$

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \text{ if якщо } m > 18 \text{ (rigid жерстке)} \quad (\text{B.3})$$

де H висота рами в метрах, а параметр m визначається таким чином:

where H is the frame height in metres and the parameter m is defined as follows: where:

$$m = \frac{(K_{\varphi})_{con}}{(EI/L)_b} \quad (\text{B.4})$$

де:

where:

K_{φ} жорсткість обертання з'єднання,

K_{φ} is the connection rotation stiffness,

I момент інерції перерізу балки,

I is the moment of inertia of the beam,

L проліт балки,

L is the beam span,

E Модуль Юнга балки.

E is Young's modulus of the beam.

(5) На додаток до схеми горизонтальних сил, представленої в стандарті EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.3 і в пункті 4.4.4.2(1) даного стандарту, слід використовувати наступну схему сил ($F_{x,i}$) в (лінійному) розрахунку на дію бічного навантаження і при нелінійному статичному (спрощеному) розрахунку для виявлення настання всіх граничних станів:

$$F_{x,i} = \frac{W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}}{\sum W_{x,i} \cdot h_{x,i}^{\delta}} \cdot F_b \quad (\text{B.5})$$

де F_b сейсмічна горизонтальна сила в основі споруди, а δ представляється наступним чином:

$$\delta = \begin{cases} 1,0 & \text{if } T \leq 0,50s \\ 0,50 \cdot T + 0,75 & \text{if } 0,5 < T \leq 2,50s \\ 2,0 & \text{if } T > 2,50s \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

(5) In addition to the pattern of horizontal forces given in EN 1998-1:2004, 4.3.3.2.3 and in 4.4.4.2(1) of this standard, the following pattern of forces ($F_{x,i}$) should be used in the (linear) lateral force analysis and in the nonlinear static (pushover) analysis to detect the onset of all limit states:

where F_b is the seismic base shear and δ given by:

B.4.3 Рамно-связеві каркаси

(1) При посиленні каркасів з концентричними зв'язками слід віддавати перевагу ексцентричним зв'язкам і підкосам.

(2) В каркасах з підкосами, ці підкоси пов'язані з дисипативною зоною замість з'єднання з стилями балка-колона.

(3) Алюміній або нержавіюча сталь можуть використовуватися для зон розсіювання в концентричних, ексцентричних або Г-подібних рамах, що розкріплюють зв'язками, тільки в тому випадку, якщо їх використання виправдовується за наслідками випробувань.

(4) Сталеві, бетонні і/або сталобетонні стіни можуть використовуватися при реконструкції для поліпшення податливої реакції і запобігання нестійкості в системі балка-колона. Проектування таких конструкцій і їх з'єднань слід виконувати у відповідності до стандарту EN 1998-1:2004.

(5) Сталеві панелі можуть виготовлятися із сталі з низькою границею текучості і повинні зварюватися в цехових умовах і закріплюватися болтами в польових умовах.

(6) Для збільшення поперечної жорсткості каркасів, що сприймають моментне навантаження, можна вводити зв'язки

B.4.3 Braced frames

(1) Frames with eccentric bracing and knee-braced frames should be preferred for the retrofitting to frames with concentric bracing.

(2) Knee-braced frames are systems in which the bracing are connected to a dissipative zone, instead of the beam-to-column connection

(3) Aluminium or stainless steel may be used for dissipative zones in concentric, eccentric or knee-braced frames, only if their use is validated by testing.

(4) Steel, concrete and/or composite walls may be used in the retrofitting to enhance ductile response and prevent beam-column instability. Their design and that of their connection with steel members should comply with EN 1998-1: 2004.

(5) Steel panels may employ low-yield steel and should be shop-welded and field bolted.

(6) Bracing may be introduced in moment resisting frames to increase their lateral stiffness.

B.5 Оцінка стану і реконструкція елементів

B.5 Member assessment and retrofitting

В.5.1 Загальні вимоги

(1) У Граничному Стані з Вагомими Пошкодженнями конструкцій (SD LS) при виникненні пластичних шарнірів, полиці і стінки балок не повинні втрачати стійкість при продовжньому згині. У передаварійному граничному стані (NC LS) місцева втрата стійкості має бути обмежена.

(2) У Граничному Стані з Обмеженими Пошкодженнями і Вагомими Пошкодженнями, в колонах не повинна виявлятися текучість матеріалу або втрата стійкості.

(3) Діагональні зв'язки (розкоси) повинні витримувати пластичні деформації і розсіювати енергію впродовж послідовних циклів пластичної деформації і викривлення. У Граничному Стані з Обмеженими Пошкодженнями викривлення має бути виключене.

(4) До полиць і/або стінок слід приварювати сталеві листи для зменшення відношення ширини до товщини (показник гнучкості).

(5) Міцність балки при дії згинального моменту $M_{pb,Rd}$ в точці пластичного шарніру визначається за формулою:

$$M_{pb,Rd,b} = Z_e \cdot f_{yb} \quad (B.7)$$

де:

Z_e ефективний модуль пластичності перетину у місці пластичного шарніру, розрахований по фактично заміряним розмірам перетину, і

f_{yb} границя текучості сталі в балці; для сталі існуючої конструкції значення f_{yb} може бути прийняте рівним середньому значенню, отриманому з випробувань на місці і з допоміжних джерел інформації, відповідним чином помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, який представлений в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності (див. 3.5(2)P); для нової сталі значення f_{yb} може бути прийняте рівним нормальному значенню, помноженому на коефіцієнт надміцності γ_{ov} для сталі балки, визначений відповідно до стандарту EN 1998-1:2004: 6.2(3), (4) і (5).

В.5.1 General requirements

(1) Beams should develop full their plastic moments without local buckling in the flange or in the web at the SD LS. Local buckling should be limited at the NC LS

(2) At the LS of DL and of SD, axial and flexural yielding or buckling should not occur in columns.

(3) Diagonal braces should sustain plastic deformations and dissipate energy through successive cycles of yielding and buckling At the LS of DL buckling should be avoided.

(4) Steel plates should be welded to flanges and/or webs to reduce the slenderness ratios.

(5) The moment capacity $M_{pb,Rd}$ of the beam at the location of the plastic hinge should be computed as:

where:

Z_e is the effective plastic modulus of the section at the plastic hinge location, computed with reference to the actual measured size of the section, and

f_{yb} is the yield strength of the steel in the beam; for existing steel, f_{yb} may be taken equal to the mean value obtained from *in-situ* tests and from the additional sources of information, appropriately multiplied by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level (see 3.5(2)P); for new steel f_{yb} may be taken equal to the nominal value multiplied by the overstrength factor γ_{ov} for the steel of the beam, determined in accordance with EN 1998-1: 2004: 6.2(3), (4) and (5).

(6) Величина згинаючого моменту $M_{cf,Ed}$ в критичному перетині колони визначається за формулою:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,R,b} \cdot e \quad (B.8)$$

де:

$M_{pl,Rd,b}$ пластичний момент у пластичного шарніру балки,

$V_{pl,Rd,b}$ поперечна сила у пластичного шарніру балки;

e відстань між пластичним шарніром балки і поверхнею колони.

(6) The moment demand $M_{cf,Ed}$ in the critical section at the column face is evaluated as follows:

where:

$M_{pl,Rd,b}$ is the beam plastic moment at the beam plastic hinge,

$V_{pl,Rd,b}$ is the shear at the beam plastic hinge;

e is the distance between the beam plastic hinge and the column face.

(7) Необхідний момент $M_{cc,Ed}$ в критичному перетині у центральній лінії колони може бути розрахований таким чином:

$$M_{cc,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot \left(e + \frac{d_c}{2} \right) \quad (B.9)$$

де d_c висота перерізу колони.

(7) The moment demand $M_{cc,Ed}$ in the critical section at column centreline may be calculated as follows:

where d_c is the column depth.

В.5.2 Несуча здатність елемента по деформаціях

(1) Несучу здатність конструктивних елементів при непружних деформаціях в трьох Граничних Станах (LS) можна визначати, як зазначено в наступних параграфах.

(2) Несучу здатність стиків балок і колон при непружних деформаціях можна приймати по табл. В.6 (В.6.2.1) за умови, що сполучені елементи відповідають вимогам, зазначеним у табл. В.6.

(3) Граничні непружні деформації згинаємих балок і колон виражаються через величину кута обертання кінця елемента при досягненні пластичного стану, як величину, кратну куту повороту хорди θ_y в стані текучості у відповідній точці. Для балок і колон з безрозмірним осьовим навантаженням ν , що не перевищує 0,30, величина несучої здатності при непружній деформації для вищевказаних трьох Граничних Станів визначається відповідно до табл. В.1

B.5.2 Member deformation capacities

(1) The inelastic deformation capacities of structural members at the three LSs may be taken as given in the following paragraphs.

(2) The inelastic deformation capacities of beam-to-column joints may be taken equal to those given in a Table B.6 (clause B.6.2.1), provided that connected members fulfil the requirements given in the first five rows of Table B.6.

(3) For beams and columns in flexure, the inelastic deformation capacity should be expressed in terms of the plastic rotation at the end of the member, as a multiple of the chord rotation at yielding θ_y , at the end in question. For beams and columns with dimensionless axial load ν not greater than 0,30, the inelastic deformation capacities at the three LSs may be taken in accordance with Table B. 1

Таблиця В.1: Гранична величина кута повороту в кінці балок і колон в пластичному стані при відносній величині осевого навантаження v , не перевищуючого 0,30

Table B.1: Plastic rotation capacity at the end of beams or columns with dimensionless axial load v not greater than 0,30.

Клас поперечного перетину Class of cross section	Граничний Стан Limit State		
	При Обмежених Пошкодженнях DL	При Вагомих Пошкодженнях SD	Близький до Руйнування NC
1	$1,0\theta_y$	$6,0\theta_y$	$8,0\theta_y$
2	$0,25\theta_y$	$2,0\theta_y$	$3,0\theta_y$

(4) Для зв'язків, що працюють на стискування (розпірок), граничні непружні деформації слід виразити через осеву деформацію зв'язку, яка кратна осевій деформації зв'язку при навантаженні викривлення (втраті стійкості) Δc . Для зв'язків, що працюють на стискування (за винятком зв'язків ексцентричних рамно-св'язевих каркасів) граничні непружні деформації при трьох Граничних Станах можуть бути прийняті відповідно до таблиці В.2:

(4) For braces in compression the inelastic deformation capacity should be expressed in terms of the axial deformation of the brace, as a multiple of the axial deformation of the brace at buckling load Δc . For braces in compression (except for braces of eccentric braced frames) the inelastic deformation capacities at the three LSs may be taken in accordance with Table B 2:

Таблиця В.2: Граничні осеві деформації стиснутих розпірок (за винятком каркасів з ексцентричними зв'язками).

Table B.2: Axial deformation capacity of braces in compression (except braces of eccentric braced frames).

Клас поперечного перетину Class of cross section	Граничний Стан Limit State		
	При Обмежених Пошкодженнях DL	При Вагомих Пошкодженнях SD	Близький до Руйнування NC
1	$0,25\Delta c$	$4,0\Delta c$	$6,0\Delta c$
2	$0,25\Delta c$	$1,0\Delta c$	$2,0\Delta c$

(5) Для розтягнутих зв'язків здатність до непружних деформацій повинна визначатися в представленні осевої деформації зв'язків яка кратна осевій деформації розтяжки при навантаженні пластичного розтягування Δt . Для розтягнутих зв'язків (за винятком зв'язків в ексцентричних рамах) при поперечних перетинах класів 1 або 2 здатність до непружних деформацій при трьох Граничних Станах можуть бути прийняті за табл. В.3:

(5) For braces in tension the inelastic deformation capacity should be expressed in terms of the axial deformation of the brace, as a multiple of the axial deformation of the brace at tensile yielding load, Δt . For braces in tension (except for braces of eccentric braced frames) with cross section class 1 or 2, the inelastic deformation capacities at the three LSs may be taken in accordance with Table B 3:

Таблиця В.3: Граничні осьові деформації розтягнутих зв'язків (за винятком каркасів з ексцентричними зв'язками).

Table B.3: Axial deformation capacity of braces in tension (except braces of eccentric braced frames).

Граничний стан Limit State		
При обмежених пошкодженнях DL	При вагомих пошкодженнях SD	Близький до руйнування NC
0,25Δt	7,0Δt	9,0Δt

(6) Для розтягнутих балок і колон непружна деформаційна здатність виражається через осьову деформацію елемента Δt при навантаженні, що викликає стан текучості, помножену на коефіцієнт. Для розтягнутих балок і колон (за винятком каркасів з ексцентричними зв'язками) з класом поперечного перерізу 1 або 2 непружна деформаційна здатність за трьома Граничними Станами приймається по табл. В.4

(6) For beams or columns in tension the inelastic deformation capacity should be expressed in terms of the axial deformation of the member, as a multiple of its axial deformation at tensile yielding load, 4. For beams or columns in tension (except for those in eccentric braced frames) with cross section class 1 or 2, the inelastic deformation capacities at the three LSs may be taken in accordance with Table B 4.

Таблиця В.4: Граничні осьові деформації розтягнутих балок або колон (за винятком балок або колон в рамах з ексцентричними зв'язками)

Table B.4: Axial deformation capacity of beams or columns in tension (except beams or columns of eccentric braced frames)

Граничний стан Limit State		
При Обмежених Пошкодженнях DL	При Вагомих Пошкодженнях SD	Близький до Руйнування NC
0,25 Δt	3,0 Δt	5,0 Δt

В.5.3 Балки

B.5.3 Beams

В.5.3.1 Недостатня стійкість

B.5.3.1 Stability deficiencies

(1) Для підвищення поглинання енергії слід віддавати перевагу балкам з відношенням довжини прольоту до висоти перерізу від 15 до 18. Тому, при реконструкції в довгих прольотах слід встановлювати проміжні опори.

(1) Beams with span-to-depth ratios between 15 and 18 should be preferred to enhance energy absorption. Therefore, intermediate supports should be used in the retrofitting to shorten long spans.

(2) Полиці з недостатньою стійкістю необхідно зміцнювати зв'язками в поперечному напрямку. Не потрібно влаштовувати поперечні зв'язки по верху полиці, якщо забезпечена спільна робота полки та плити. В іншому випадку спільна робота може бути забезпечена при виконанні вимог п. **В.5.3.5**

(2) Lateral restraint should be provided to flanges with a stability deficiency. Lateral restraint of the top flange is not required, if the composite action with the slab is reliable. Otherwise, the composite action should be enhanced by fulfilling the requirements in **B.5.3.5**

В.5.3.2 Недостатня міцність

B.5.3.2 Resistance deficiencies

(1) Для збільшення міцності на згин, полиці балок слід посилювати сталевими пластинами

(1) Steel plates should be added to flanges of beams to increase deficient flexural capacity.

(накладками). Посилення верхньої полиці не вимагається, якщо забезпечена спільна робота полки та плити. Як альтернативу, при недостатній міцності на згин сталеві балки слід посилювати вкладанням в залізобетон (RC).

Addition of steel to the top flange is not required, if the composite action with the slab is reliable. Alternatively, structural steel beams with deficient flexural capacity should be encased in RC.

(2) Для збільшення міцності на згин слід використовувати поздовжні арматурні стрижні класу С відповідно до EN 1992-1-1: 2004, табл. С.1.

(2) Longitudinal reinforcing bars that may be added to increase a deficient flexural capacity should be of class C in accordance with EN 1992-1-1:2004, Table C.1.

(3) Підсилення балок з недостатньою міцністю слід виконувати відповідно до вимог EN 1998-1: 2004 для класу податливості М

(3) Beams retrofitted due to resistance deficiencies, should fulfil the requirements of EN 1998-1: 2004 for ductility class M.

(4) Для забезпечення бракуючої міцності на зріз, робиться підсилення сталевими накладками, їх слід додавати до стінки балки двотаврового перетину або до бокової стінки у разі порожнистих перетинів.

(4) Steel plates should be added to the beam web for H-section, or to the wall for hollow sections, to enhance a deficient shear capacity.

В.5.3.3 Ремонт полук, які втратили стійкість при поздовжньому згині (випучених) і при виникненні в них тріщин

B.5.3.3 Repair of buckled and fractured flanges

(1) Покороблені і/або тріснуті полиці слід підсилити або замінити новими пластинами.

(1) Buckled and/or fractured flanges should be either strengthened or replaced with new plates.

(2) Ремонт випучених нижніх і / або верхніх полиць слід виконувати, влаштовуючи ребра жорсткості на всю висоту стінки з обох сторін відповідно до (3) за допомогою виправлення випучення стінки нагріванням або видаливши її з наступною заміною на таку ж пластину відповідно до (4) і (5).

(2) Buckled bottom and/or top flanges should be repaired by adding full height web stiffeners on both sides of the beam webs in accordance with (3) as follows, and by heat straightening of the buckled flange, or its removal and replacement with a similar plate in accordance with (4) and (5) as follows.

(3) Ребра жорсткості стінки балки слід розташовувати у краю і по центру покоробленої (випученої) полиці відповідно; товщина ребра жорсткості має дорівнювати товщині стінки балки.

(3) Web stiffeners should be located at the edge and centre of the buckled flange, respectively, the stiffener thickness should be equal to the beam web.

(4) Нові пластини слід приварювати в тих же самих місцях, в яких розташовувалася первинна полиця, (тобто безпосередньо до стінки балки), або наварюватися на існуючу полицю. У обох випадках додаткові пластини слід орієнтувати в продольному напрямі прокату.

(4) New plates should be either welded in the same location as the original flange, (i.e., directly to the beam web), or welded onto the existing flange. In both cases the added plates should be oriented with the rolling direction in the longitudinal direction.

(5) При різанні і заміні ділянок полиць слід передбачити спеціальні підпірки.

(5) Special shoring of the flange plates should be provided during cutting and replacement.

(6) Більш доцільно замість наварювання на полку товстої пластини металева балка може бути заключена в залізобетон.

(6) Instead of welding a thick plate onto the flange, the steel beam should be preferably encased in RC

В.5.3.4 Ослаблення балок

B.5.3.4 Weakening of beams

(1) Для того, щоб змістити дисипативні зони від стиків можна збільшити податливість сталевих балок в заданих місцях за рахунок ослаблення полки.

(1) The ductility of steel beams may be improved by weakening of the beam flange at desired locations, to shift the dissipative zones away from the connections.

(2) Зменшені перерізу балки (RBS) працюють як запобіжники, які захищають стики балка-колонна від передчасного руйнування. Зменшені перерізи балок повинні забезпечувати мінімальні повороти в кожному Граничному Стані (LS) відповідно до табл.В.5.

(1) Reduced beam sections (RBS) behave like a fuse that protects beam-to-column connections against early fracture. The reduced beam sections should be such that they can develop at each LS the minimum rotations specified in Table B.5.

Таблиця В.5: Кути повороту зменшених перетинів балок (RBS) для різних Граничних Станів (в радіанах).

Table B.5: Required rotation capacity of reduced beam sections, RBSs (in radians).

При Обмежених Пошкодженнях DL	При Вагомих Пошкодженнях SD	Близький до Руйнування NC
0,010	0,025	0,040

(3) Обертання, приведені в Таблиці В.5, можуть вважатися за досягнуті, якщо проектування зменшених перетинів (RBS) в балці здійснюється з використанням процедури, викладеної нижче:

(3) The rotations in Table B.5 may be considered to be achieved, if the design of RBS in the beam is carried out through the procedure outlined hereafter:

I. Розрахуйте відстань від початку зменшеного перетину балки до поверхні колони a , і довжину на якій полиця буде зменшена b , таким чином:

I. Compute the distance of the beginning of the RBS from the column face, a , and the length over which the flange will be reduced, b , as follows:

$$\alpha = 0,60 \cdot b_f \quad (B.10)$$

$$b = 0,75 \cdot d_b \quad (B.11)$$

де:

b_f ширина полиці;

d_b висота перетину балки.

where:

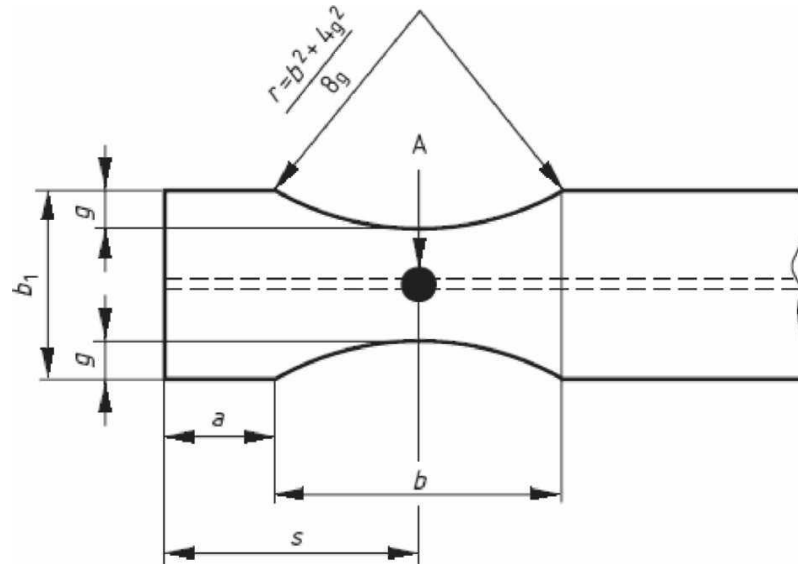
b_f is the flange width;

d_b is the beam depth.

II. Розрахуйте відстань s від передбачаємого перетину з пластичним шарніром, від центру зменшеного перерізу балки до поверхні колони, як показано нижче:

II. Compute the distance of the intended plastic hinge section at the centre of the RBS, s , from the column face as:

$$s = a + \frac{b}{2} \quad (B.12)$$



A – пластичний шарнір

Key: A – Plastic hinge

Рисунок В.1: Геометрія зменшення полиці для зменшеного перетину балки (RBS)

Figure B.1: Geometry of flange reduction for reduced beam section (RBS).

III. Визначити глибину вирізу полиці (g) з кожної із сторін; ця глибина не повинна перевищувати $0,25 \cdot b_f$. Як першу спробу можна прийняти:

III. Determine the depth of the flange cut (g) on each side, this depth should be not greater than $0,25 \cdot b_f$. As a first trial it may be taken as:

$$g = 0,20 \cdot b_f \quad (B.13)$$

IV. Розрахувати пластичний модуль (Z_{RBS}) і пластичний момент ($M_{pl,Rd,RBS}$) перетину пластичного шарніру по центру зменшеного перетину балки:

IV. Compute the plastic modulus (Z_{RBS}) and the plastic moment ($M_{pl,Rd,RBS}$) of the plastic hinge section at the centre of the RBS:

$$Z_{RBS} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b - t_f) \quad (B.14)$$

$$M_{pl,Rd,RBS} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \quad (B.15)$$

де Z_b модуль пластичності балки і f_{yb} як визначено в пункті **B.5.1(5)**.

where Z_b is the plastic modulus of the beam and f_{yb} is as defined in **B.5.1(5)**.

V. Розрахуйте поперечну силу ($V_{pl,RBS}$) в перетині де зформований пластичний шарнір із рівняння рівноваги частини балки (L') між двома обозначеними пластичними шарнірами (рисунок В.2). Для однорідного навантаження w , обумовленого силою тяжіння яка діє на балку в ситуації сейсмічного проектування:

V. Compute the shear force ($V_{pl,RBS}$) in the section of plastic hinge formation from equilibrium of the beam part (L') between the two intended plastic hinges (Figure B.2). For a uniform gravity load w acting on the beam in the seismic design situation:

$$V_{pl,RBS} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,RBS}}{L'} + \frac{w \cdot L'}{2} \quad (B.16)$$

Потрібно правильно враховувати різні розподіли навантаження обумовленого силою тяжіння, уздовж прольоту балки, у виразі (B.16) (його останньому членові).

Different distributions of the gravity loads along the beam span should be properly accounted for in (the last term of) Expression (B.16).

VI. Розрахуйте пластичний момент $M_{pl,Rd,b}$ у балці на відстані від зменшеного перетину по

VI. Compute the beam plastic moment away from the RBS, $M_{pl,Rd,b}$ as follows:

наступній формулі:

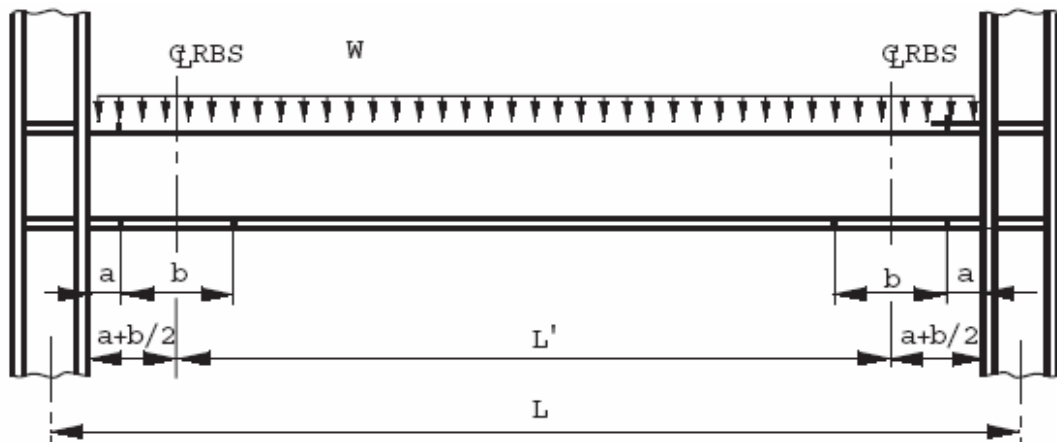
$$M_{pl,Rd,b} = Z_b \cdot f_{yb} \quad (B.17)$$

де Z_b і f_{yb} визначені на етапі (IV), описаному вище.

where Z_b and f_{yb} are as defined in step (IV) above.

VII. Перевірте, щоб значення $M_{pl,Rd,b}$ було вище, ніж згинальний момент, який розвивається на поверхні колони, коли пластичний шарнір формується в центрі зменшеного перетину балки $M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{pl,RBS} \cdot e$. Якщо це не так, збільшіть глибину вирізу c і повторіть кроки з (IV) по (VI). Довжина g повинна вибиратися так, щоб значення $M_{cf,Ed}$ складало від 85 % до 100 % від $M_{pl,Rd,b}$.

VII. Verify that $M_{pl,Rd,b}$ is greater than the bending moment that develops at the column face when a plastic hinge forms at the centre of the RBS $M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{pl,RBS} \cdot e$. If it is not, increase the cut-depth c and repeat steps (IV) to (VI). The length g should be chosen such that $M_{cf,Ed}$ is about 85% to 100% of $M_{pl,Rd,b}$.



w – рівномірне навантаження від дії сили тяжіння в розрахунковій сейсмічній ситуації; L' – відстань між центрами вирізів RBS; L – відстань між центральними лініями колон

Key: w – uniform gravity load in the seismic design situation L' – Distance between the centres of RBS cuts L – Distance between column centerlines

Рисунок В.2. – Типовий вузол внутрішньої рами із зменшеними перетинами балок (RBS)

Figure B.2. – Typical sub-frame assembly with reduced beam sections (RBS).

VIII. Перевірте відношення ширини до товщини у зменшеного перетину балки для попередження локального викривлення (випучення). Ширину полиці слід зміряти на кінцях двох третіх центральної частини зменшеного перетину балки.

VIII. Check the width-to-thickness ratios at the RBS to prevent local buckling. The flange width should be measured at the ends of the central two-thirds of the reduced section of the beam

IX. Розрахуйте радіус (r) вирізів у верхній і нижній полиці по довжині b зменшеного перетину балки:

IX. Compute the radius (r) of the cuts in both top and bottom flanges over the length b of the RBS of the beam:

$$r = \frac{b^2 + 4 \cdot g^2}{8 \cdot g} \quad (B.18)$$

X. Перевірте, щоб процес виробництва забезпечував необхідну шороховатість поверхні (від 10 до 15 мікрон) для готових вирізів, і

X. Check that the fabrication process ensures the adequate surface roughness (i.e. between 10 and 15 μm) for the finished cuts and that

щоб поверхні вирізів не шліфували.

grind marks are not present.

В.5.3.5 Композитні (складені) елементи

В.5.3.5 Composite elements

(1) При розрахунку міцності складених балок слід враховувати зв'язок на здви́г між сталевим елементом і плитою.

(1) The calculation of the capacity of composite beams should take into account the degree of shear connection between the steel member and the slab.

(2) У дисипативних зонах не слід використовувати штифти між сталевими балками і плитами. З існуючих складених балок штифти слід видалити.

(2) Shear connectors between steel beams and composite slabs should not be used within dissipative zones. They should be removed from existing composite beams.

(3) Шпильки слід прикріплювати до полиць з використанням точкового дугового електрозварювання, але без повного проплавлення полиці. Не слід пристрілювати деталі або кріпити їх на болтах.

(3) Studs should be attached to flanges through arc-spot welds, but without full penetration of the flange. Shot or screwed attachments should be avoided.

(4) Слід перевіряти, щоб максимальні деформації розтягування, обумовлені наявністю композитних плит, не приводили до розриву полиць.

(4) The maximum tensile strains due to the presence of composite slabs should be checked that they do not provoke flange tearing.

(5) Балки, замкнені в оболонку, слід забезпечити хомутами.

(5) Encased beams should be provided with stirrups.

В.5.4 Колони

В.5.4 Columns

В.5.4.1 Недостатня стійкість

В.5.4.1 Stability deficiencies

(1) Відношення ширини до товщини може бути зменшене шляхом приварювання сталевих листів до полиці і/або стінок.

(1) The width-to-thickness ratio may be reduced by welding steel plates to the flange and/or the webs.

(2) Відношення ширини до товщини порожнистих профілів може бути зменшене шляхом приварювання сталевих листів ззовні.

(2) The width-to-thickness ratio of hollow sections may be reduced by welding external steel plates

(3) Для обох полиць слід передбачити закріплення за допомогою ребер жорсткості з міцністю не менше чим:

(3) Lateral restraint should be provided to both flanges, through stiffeners with strength not less than:

$$0,06 \cdot f_{yc} \cdot b_f \cdot t_f \quad (B.19)$$

де b_f — ширина полиці,

where: b_f is the flange width,

t_f — товщина полиці,

t_f is the flange thickness, and

f_{yc} — границя текучості сталі в колоні; для існуючої сталі, значення f_{yc} може бути прийнятий рівним середньому значенню,

f_{yc} is the yield strength of the steel in the column, for existing steel, f_{yc} may be taken equal to the mean value obtained from *in-*

отриманому з випробувань *на місці* і з допоміжних джерел інформації, помноженому на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, представлений в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності (див. **3.5(2)P**); для нової сталі, значення f_{yc} може бути набуто рівним нормальному значенню, помноженому на коефіцієнт перевантаження γ_{ov} для сталевих колон, визначений відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **6.2(3)**, **(4)** і **(5)**.

situ tests and from the additional sources of information, multiplied by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level (see **3.5(2)P**); for new steel f_{yc} may be taken equal to the nominal value multiplied by the over-strength factor γ_{ov} for the steel of the column, determined in accordance with EN 1998-1: 2004, **6.2(3)**, **(4)** and **(5)**.

В.5.4.2 Недостатня міцність

- (1) Для підвищення міцності на згин перетину сталеві пластини можуть приварюватися до полиць і/або стінок для двотаврових перетинів і до стін для порожнистих профілів.
- (2) Колони з конструкційної сталі можуть бути розміщені в залізобетон для підвищення їх міцності на згин.
- (3) Модернізація повинна забезпечувати, щоб у всіх первинних сейсмостійких колонах осьове стискування в розрахунковій сейсмічній ситуації не перевищувало 1/3 від розрахункової величини пластичного опору нормальним силам, що додаються до повного поперечного перерізу колони $N_{pl,Rd} = (A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ у Граничному Стані при Обмежених Пошкодженнях і 1/2 від $N_{pl,Rd}$ в Граничних Станах при Вагомих Пошкодженнях або Стані Близькому до Руйнування.

В.5.4.2 Resistance deficiencies

- (1) To increase the flexural capacity of the section, steel plates may be welded to the flanges and/or webs for H-sections and to the walls for hollow sections.
- (2) Structural steel columns may be encased in RC, to increase their flexural capacity.
- (3) Retrofitting should ensure that in all primary seismic columns the axial compression in the design seismic situation is not greater than 1/3 of the design value of the plastic resistance to normal forces of the gross cross-section of the column $N_{pl,Rd} = (A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ at the DL LS and 1/2 of $N_{pl,Rd}$ at the SD or NC LSs.

В.5.4.3 Ремонт випучених і тріснутих полиць і розрив з'єднань внапуск

- (1) Випучені і/або тріснуті полиці і розірвані з'єднання внапуск слід або підсилити, або замінювати новими пластинами.
- (2) Випучені або тріснуті полки ремонтують або видаленням і заміною випученої пластини полки на таку ж пластину або за допомогою випрямлення нагрівом.
- (3) Розриви стиків внапуск ремонтують, закріплюючи зовнішні пластини на полиці колон з використанням зварних швів з кромка-

В.5.4.3 Repair of buckled and fractured flanges and of fractures of splices

- (1) Buckled and/or fractured flanges and fractured splices should be either strengthened or replaced with new plates.
- (2) Buckled and fractured flanges should be repaired either through removal of the buckled plate flange and replacement with a similar plate, or through flame straightening.
- (3) Splice fractures should be repaired by adding external plates on the column flanges via complete penetration groove welds. The dam-

ми на всю товщину. Пошкоджена частина повинна бути вилучена із заміною на неушкоджений матеріал. Товщина пластин які додаються повинна дорівнювати товщині існуючих. Заміщаючий матеріал повинен бути орієнтований у напрямку прокату колони.

aged part should be removed and replaced with sound material. The thickness of the added plates should be equal to that of the existing ones. The replacement material should be aligned so that the rolling direction matches that of the column.

(4) Слід висвердлювати дрібні отвори у краю тріщин в колонах для запобігання їх розповсюдження.

(4) Small holes should be drilled at the edge of cracks in columns to prevent propagation.

(5) Для того, щоб виключити утворення нових дефектів і/або порушень цілісності на відстані до 150 мм від тріщин слід використовувати магнітопорошкову дефектоскопію або кольорову дефектоскопію.

(5) Magnetic particle, or liquid dye penetrant tests should be used to ensure that there are no further defects and/or discontinuities up to a distance of 150mm from a cracks.

В.5.4.4 Вимоги до з'єднань колон внапуск

B.5.4.4 Requirements for column splices

(1) Нові стики внапуск повинні розташовуватися в першій третині висоти колони в світу. Ці стики конструюють так, щоб їх міцність на зсув(зріз) була б не менше, ніж найменша з очікуваних міцностей на зсув двох стикованих елементів, а міцність на згин не повинна бути менше 50% найменшої з міцностей на згин двох стикованих перетинів. Таким чином, зварні стики колон внапуск для кожної полиці повинні задовольняти наступній умові:

(1) New splices should be located in the middle third of the column clear height. They should be designed to develop design shear strength not less than the smaller of the expected shear strengths of the two connected members and a design flexural strength not less than 50% of the smaller of the expected flexural strengths of the two connected sections. Thus, welded column splices should satisfy the following expression at each flange:

$$A_{spl} \cdot f_{yd} \geq 0,5 \cdot f_{yc} \cdot A_{fl} \quad (B.20)$$

де:

where:

A_{spl} площа поперечного перетину кожної полиці в з'єднанні внапуск,

A_{spl} is the area of each flange of the splice,

f_{yd} розрахункова границя текучості полиці в з'єднанні внапуск,

f_{yd} is the design yield strength of the flange of the splice,

A_{fl} менша площа полки з двох зєднаних колон,

A_{fl} is the flange area of the smaller of the two columns connected, and

f_{yc} границя текучості матеріалу колони, визначеної в пункті **В.5.4.1(3)**.

f_{yc} is the yield strength of the column material, defined as in **8.5.4.1(3)**.

В.5.4.5 Зона панелей колонн

B.5.4.5 Column panel zone

(1) У реконструйованій колоні зона панелей в стиках балка-колона повинна працювати в пружній області в граничному стані при обмежених пошкодженнях (DL LS).

(1) In the retrofitted column the panel zone at beam-column connections should remain elastic at the DL LS.

(2) Товщина t_w зони панелей колон (включаючи накладні планки, при їх наявності, див. (3)) повинна, бути такою щоб виключити можливість передчасного локального викривлення при великих непружних деформаціях зсуву, тобто повинна виконуватись умова:

$$t_w \leq \frac{d_z + w_z}{90} \quad (\text{B.21})$$

де:

d_z висота зони панелі між безперервними пластинами,

w_z ширина зони панелі між полицями колони.

(2) The thickness, t_w , of the column panel zone (including the doubler plate, if any, see (3)) should satisfy the following expression, to prevent premature local buckling under large inelastic shear deformations:

where:

d_z is the panel-zone depth between continuity plates,

w_z is the panel-zone width between column flanges.

Між стінкою і додатковою плитою слід використовувати пробкові зварні шви.

(3) Для збільшення жорсткості та посилення стінки колони можна використовувати сталеві пластини, паралельні стінці і приварені до країв полиць (з однієї і іншої сторони)

(4) Поперечні ребра жорсткості слід приварювати до стінки колони, на рівні полиці балки.

(5) Для забезпечення вимог всіх граничних станів потрібно встановлювати суцільні пластини з товщиною не менше за товщину полиць балок симетрично по обі сторони стінки колони.

Plug welds should be used between the web and the added plate.

(3) Steel plates parallel to the web and welded to the tip of flanges (doubler plates) may be used to stiffen and strengthen the column web.

(4) Transverse stiffeners should be welded onto the column web, at the level of the beam flanges.

(5) To ensure satisfactory performance at all limit states, continuity plates with thickness not less than that of beam flanges should be placed symmetrically on both sides of the column web.

В.5.4.6 Составні сталобетонні елементи

(1) Замкнення в залізобетонну оболонку може використовуватися для підвищення жорсткості, міцності і податливості сталевих колон.

(2) Для досягнення ефективної спільної роботи, необхідно щоб напруга зрушення передавалася між конструкційною сталлю і залізобетоном через сполучні елементи (анкери чи шпонки), що працюють на зріз і розміщені уподовж колони.

(3) Для запобігання руйнуванню від втрати зчеплення при зрушенні відношення ширини сталевих полиць до ширини составної сталобетонної колони b_f / B , не повинно перевищувати критичне значення даного відношення, визначене наступною формулою:

B.5.4.6 Composite elements

(1) Encasement in RC may be used to enhance the stiffness, strength and ductility of steel columns.

(2) To achieve effective composite action, shear stresses should be transferred between the structural steel and reinforced concrete through shear connectors placed along the column.

(3) To prevent shear bond failure, the ratio of the steel flange width to that of the composite column, b_f / B , should not be greater than the critical value of this ratio defined as follows:

$$\left(\frac{b_f}{B}\right)_{cr} = 1 - 0,35 \cdot \left[0,17 \cdot \left(1 + 0,073 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}} + 0,20 \cdot \rho_w \cdot f_{yw,d} \right] \quad (\text{B.22})$$

де:

N_{Ed} осьова сила в ситуації сейсмічного проектування,

A_g повна площа составного перерізу,

f_{cd} розрахункове значення міцності бетону на стиск,

ρ_w коефіцієнт поперечного армування,

$f_{yw,d}$ розрахункове значення границі текучості поперечної арматури,

B ширина составного перерізу,

b_f ширина сталевий полиці.

where:

N_{Ed} is the axial force in the seismic design situation,

A_g is the gross area of the composite section,

f_{cd} is the design value of compressive strength of the concrete,

ρ_w is the ratio of transverse reinforcement,

$f_{yw,d}$ is the design value of the yield strength of transverse reinforcement,

B is the width of the composite section,

b_f is the steel flange width.

В.5.5 Система в'язів жорсткості

B.5.5 Bracings

В.5.5.1 Недостатня стійкість

B.5.5.1 Stability deficiencies

(1) **В.5.4.1(1)** застосовується для системи зв'язків жорсткості, що складаються з порожнистих профілів.

(1) **B.5.4.1(1)** applies for bracings consisting of hollow sections.

(2) **В.5.4.2(1)** застосовується.

(2) **B.5.4.2(1)** applies.

(3) Будь-яке облицювання сталевих в'язів при реконструкції повинно відповідати стандарту EN 1998-1:2004.

(3) Any encasement of steel bracings for retrofitting should comply with EN 1998:1: 2004.

(4) Бічна жорсткість розкосів (діагональних в'язів) може бути підвищена за рахунок підвищення жорсткості кінцевих з'єднань.

(4) Lateral stiffness of diagonal braces may be improved by increasing the stiffness of the end connections

(5) При реконструкції хрестовидним в'язям слід віддавати перевагу по відношенню до V-подібних чи порталних в'язей. К – подібні в'язі використовуватися не можуть.

(5) X bracings should be preferred for the retrofitting over V-or inverted V – bracings. K-bracings may not be used.

(6) Близько розташовані сполучні планки є ефективними при поліпшенні реакції в'язів після викривлення, зокрема, в в'язях з перерізами з двох кутників або двох швелерів. Якщо зєднувальні планки (накладки) вже встановлені в існуючих колонах, можна приварити нові планки і/або підсилити існуючі.

(6) Closely spaced batten plates are effective in improving the post-buckling response of braces, particularly in double-angle or double-channel ones. If batten plates are already in place in the existing columns, new plates may be welded and/or existing batten connections should be strengthened.

В.5.5.2 Недостатній опір

(1) У Граничному Стані при Обмежених Пошкодженнях осьове стискування в розрахунковій сейсмічній ситуації не повинне перевищувати 80 % розрахункового значення пластичного опору нормальним зусиллям в поперечному перетині системи в'язів: $N_{pl,Rd}$.

(2) За винятком випадків, коли перевірка підлягає тільки Граничний Стан Близький до Руйнування, міцність на стискування в'язів каркасів, що концентрично розкріплюються має бути не менше 50 % від опору пластичній деформації по відношенню до нормальних зусиль в поперечному перетині $N_{pl,Rd}$.

В.5.5.3 Составні елементи

(1) Заключення сталевих в'язів в залізобетонну оболонку підвищує їх жорсткість, міцність і податливість. Для сталевих в'язів з двотавровим перетином може використовуватися частке або повне замкнення в оболонку.

(2) Для в'язів, повністю замкнених в оболонку, слід передбачити елементи жорсткості (ребра) і хомути, а для в'язів, частково замкнених в оболонку – прямі зв'язки відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **7.6.5**. Хомути розміщуються з рівномірним кроком уздовж в'язів і повинні відповідати стандартним вимогам, встановленим для класу податливості М відповідно до EN 1998-1:2004, **7.6.4(3), (4)**.

(3) При розрахунку міцності сталобетонних в'язей на розтягування слід враховувати тільки перетин конструкційної сталі.

В.5.5.4 Зв'язки без зчеплення арматури і бетону

(1) В'язям може бути додана додаткова жорсткість шляхом включення їх без зчеплення або в залізобетонні стіни, або в заповнені бетоном труби.

(2) Для зменшення в'язі між сталевим елементом і залізобетонною обшивкою або бетонним заповненням труби в'язі слід покривати

В.5.5.2 Resistance deficiencies

(1) At the DL LS the axial compression in the design seismic situation should be not greater than 80% of the design value of the plastic resistance to normal forces of the cross-section of the bracing: $N_{pl,Rd}$.

(2) Unless only the NC LS is verified, the capacity in compression of the braces of concentrically braced frames should be not less than 50% of the plastic resistance to normal forces of the cross-section $N_{pl,Rd}$.

В.5.5.3 Composite elements

(1) Encasement of steel bracings in RC increases their stiffness, strength and ductility. For steel braces with H-section, partial or full encasement may be used.

(2) Fully encased bracings should be provided with stiffeners and stirrups, and partially encased ones with straight links in accordance with EN 1998-1: 2004, **7.6.5**. Stirrups should have uniform spacing along the brace and should comply with the requirements specified for ductility class M in EN 1998-1: 2004, **7.6.4(3), (4)**.

(3) Only the structural steel section should be taken into account in the calculation of the capacity of composite braces in tension.

В.5.5.4 Unbonded bracings

(1) Braces may be stiffened by being incorporated unbonded either in RC walls or in concrete-filled tubes.

(2) The brace should be coated with debonding material, to reduce bond between the steel component and the RC panel or the concrete

матеріалом, що перешкоджає зчепленню.

infilling the tube.

(3) Сталі з низькою границею текучості є відповідним матеріалом для сталевих в'язей; залізобетон, армований сталевими волокнами, може використовуватися як матеріал, що перешкоджає згинанню.

(3) Low yield strength steels is appropriate for the steel brace; steel-fibre reinforced concrete may be used as unbending material.

(4) В'язі, яким додана додаткова жорсткість шляхом включення їх без зчеплення в залізобетонні стіни, повинні задовольняти наступній умові:

(4) Braces stiffened by being incorporated unbonded in RC walls should conform with the following:

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) \cdot m_y^B > 1,30 \cdot \frac{a}{l} \quad (\text{B.23})$$

де:

where:

a первонаочальна дефектність сталеві в'язі,

a is the initial imperfection of the steel brace,

l довжина сталеві в'язі,

l is the length of the steel brace,

m_y^B безрозмірний параметр міцності залізобетонної обшивки:

m_y^B is the non-dimensional strength parameter of the RC panel:

$$m_y^B = \frac{M_y^B}{N_{pl,R} \cdot l} \quad (\text{B.24})$$

n_E^B безрозмірний параметр жорсткості залізобетонної обшивки:

n_E^B is the non-dimensional stiffness parameter of the RC panel:

$$\text{where де } n_E^B = \frac{N_E^B}{N_{pl,R}} \quad (\text{B.25})$$

$$M_y^B = \frac{5 \cdot B_s \cdot t_c^2 \cdot f_{ct}}{6} \quad (\text{B.26})$$

$$N_E^B = \frac{5 \cdot \pi^2 \cdot B_s \cdot E_c \cdot t_c^3}{12 \cdot l^2} \quad (\text{B.27})$$

де E_c модуль пружності бетону,

E_c is the elastic modulus of concrete,

B_s ширина сталеві в'язі у формі плоского стрижня,

B_s is the width of the steel brace in the form of a flat bar,

t_c товщина залізобетонної обшивки,

t_c is the thickness of the RC panel,

f_{ct} міцність бетону на розтягування,

f_{ct} is the tensile strength of concrete,

$N_{pl,R}$ величина несучої здатності сталеві в'язі при розтягуванні в пластичному стані, розрахована на основі середнього значення границі текучості сталі, отриманій з дослідів *на місці* і з додаткових джерел інформації, розділеній на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, значення якого дані в таблиці 3.1 для відповідного рівня інфор-

$N_{pl,R}$ is the plastic capacity of the steel brace in tension, computed on the basis of the mean value of steel yield stress obtained from *in-situ* tests and from the additional sources of information, divided by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level.

мативності.

(6) Краєва арматура залізобетонної обшивки має бути адекватним чином закріплена для запобігання руйнуванню унаслідок продавливання.

(6) Edge reinforcement of the RC panel should be adequately anchored to prevent failure by punching shear.

(7) Труби, заповнені бетоном, з матеріалом, що перешкоджає зчепленню, мають бути адекватними для запобігання викривленню сталевій в'язі.

(7) The infilled concrete tubes with debonding material should be adequate to prevent buckling of the steel brace

В.6 Реконструкція з'єднань

В.6 Connection retrofitting

В.6.1 Загальні положення

В.6.1 General

(1) З'єднання модернізованих елементів слід перевіряти, враховуючи міцність модернізованих елементів, яка може бути вище, ніж у первинних елементів (до модернізації).

(1) Connections of retrofitted members should be checked taking into account the resistance of the retrofitted members, which may be higher than that of the original ones (before retrofitting).

(2) Передбачені стратегії модернізації можуть застосовуватися до сталевих або композитних елементів та зв'язевих каркасів.

(2) The retrofitting strategies provided may be applied to steel or composite moment and braced frames.

В.6.2 З'єднання між балками і колонами

В.6.2 Beam-to-column connections

В.6.2.1 Загальні положення

В.6.2.1 General

(1) Реконструкція повинна передбачати зсув пластичного шарніру балки убік від поверхні колони (див. перший ряд в таблиці В.6).

(1) The retrofitting should aim at shifting the beam plastic hinge away from the column face (see first row in Table B 6)

(2) З'єднання між балками і колонами можуть бути модернізовані або шляхом заміни зварних швів, або з використанням стратегії ослаблення або зміцнення.

(1) Beam-to-column connections may be retrofitted through either weld replacement, or a weakening strategy, or a strengthening strategy.

(3) Для забезпечення розвитку пластичних шарнірів в балках, а не в колонах, відношення моментів між колоною і балкою (*CBMR*) повинне задовольняти наступній умові:

(3) To ensure development of plastic hinges in beams, rather than in columns, the column-to-beam moment ratio (*CBMR*) should satisfy the following condition:

$$CBMR = \frac{\sum M_{Rd,c}}{\sum M_{pl,R,b}} \geq 1,30 \quad (B.28)$$

де:

where:

(a) для сталевих колон

(a) for the steel columns:

$$\sum M_{Rd,c} = \sum \left[Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_s} \right) \right]_i \quad (B.29)$$

де підсумовування проводиться по перетинах колони навколо стику:

where the summation extends over the column sections around the joint, and:

<p>Z_c модуль пластичності перетину колони, розрахований на основі фактичних геометричних розмірів, якщо вони доступні, і враховуючи припуски (виступи), при їх наявності,</p>	<p>Z_c is the plastic modulus of the column section, evaluated on the basis of actual geometrical properties, if available, and taking into account haunches, if any,</p>
<p>N_{Ed} осьове навантаження на колону в розрахунковій сейсмічній ситуації,</p>	<p>N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,</p>
<p>A_c площа перетину колони,</p>	<p>A_c is the area of the column section,</p>
<p>$f_{y,d,c}$ розрахункова границя текучості сталі в колоні, розрахована на основі середнього значення границі текучості сталі, отриманій з випробувань <i>на місці</i> і з додаткових джерел інформації, поділений на коефіцієнт довірчої вірогідності CF який представлений в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності.</p>	<p>$f_{y,d,c}$ is the design yield strength of steel in the column, computed on the basis of the mean value of steel yield stress obtained from <i>in-situ</i> tests and from the additional sources of information, divided by the confidence factor, CF, given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level.</p>
<p>(b) $M_{pl,R,b}$ сума міцності на згин в місцях розташування пластичних шарнірів в балках, сполучених у стик в даному горизонтальному напрямі, враховуючи ексцентричність по відношенню до центральної лінії колони:</p>	<p>(b) $M_{pl,R,b}$ is the sum of flexural strengths at plastic hinge locations in beams framing into the joint in the horizontal direction considered, taking into account the eccentricity to the column centreline:</p>
$\sum M_{pl,R,b} = \sum (Z_b \cdot f_{yb} + M_{cc,Ed})_j \quad (B.30)$	
<p>де:</p> <p>Z_b модуль пластичності перетину балки в потенційному місці розташування пластичного шарніру, розрахований на основі фактичних розмірів;</p>	<p>where:</p> <p>Z_b is the plastic modulus of the beam section at the potential plastic hinge location, computed on the basis of the actual geometry;</p>
<p>f_{yb} границя текучості сталі в балці, визначений в пункті B.5.1(5);</p>	<p>f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in B.5.1(5);</p>
<p>$M_{cc,Ed}$ додатковий момент відносно центральної лінії колони унаслідок ексцентричності зрушуючої (поперечної) сили у пластичному шарнірі балки.</p>	<p>$M_{cc,Ed}$ is the additional moment at the column centreline due to the eccentricity of the shear force at the plastic hinge in the beam.</p>

Таблиця В.6 – Вимоги до модернізованих з'єднань і відповідна міцність їх до обертання.

Table B.6. – Requirements on retrofitted connections and resulting rotation capacities.

	IWUFCs	WBHCs	WTBHCs	WCPFCs	RBSCs
Розташування шарніру (від центральної лінії колони) Hinge location (from column centreline)	$(d_c / 2) + (d_b / 2)$	$(d_c / 2) + l_h$	$(d_c / 2) + l_h$	$(d_c / 2) + l_{cp}$	$(d_c / 2) + (b/2) + a$
Висота балки (мм) Beam depth (mm)	<1000	<1000	<1000	<1000	<1000
Відношення прольоту балки до висоти Beam span-to-depth ratio	>7	>7	>7	>7	>7
Товщина полиці балки (мм) Beam flange thickness (mm)	<25	<25	<25	<25	<44
Ширина колони (мм) Column depth (mm)	Без обмеження (No restriction)	<570	<570	<570	<570
Обертання в Граничному Стані при Обмежених Пошкодженнях (рад.) Rotation at DL LS (rad)	0,013	0,018	0,018	0,018	0,020
Обертання в Граничному Стані при Вагомих Пошкодженнях (рад.) Rotation at SD LS (rad)	0,030	0,038	0,038	0,040	0,030
Обертання в Граничному Стані Близькому до Руйнування (рад.) Rotation at NC LS (rad)	0,050	0,054	0,052	0,060	0,045

Прийняті скорочення:

Keys:

IWUFCs – підсилені зварні з'єднання неармованої полиці,

IWUFCs – Improved welded unreinforced flange connections,

WBHCs – зварні з'єднання нижнього припуска,

WBHCs – Welded bottom haunch connections,

WTBHCs – зварні з'єднання верхнього і нижнього припуска,

WTBHCs – Welded top and bottom haunch connections,

WCPFCs – зварні з'єднання накладок і полок,

WCPFCs – Welded cover plate flange connections,

RBSCs – з'єднання зменшених перерізів балок,

RBSCs – Reduced beam section connections,

d_c ширина колони,

d_c Column depth,

d_b висота балки,

d_b Beam depth,

l_h довжина припуска,

l_h Haunch length,

l_{cp} довжина накладки,

l_{cp} Cover plate length,

a відстань радіусу вирізу від краю балки,

a Distance of the radius cut from the beam edge,

b довжина радіусу вирізу.

b Length of the radius-cut.

(4) Вимоги для балок і колон в модернізованих з'єднаннях приведені в таблиці В.6. У тій же самій Таблиці приведені значення граничного кута обертання який забезпечуються, при виконанні вимог для трьох Граничних Станів.

(4) The requirements for beams and columns in retrofitted connections are given in Table B.6. The same Table gives the rotation capacity at the three LSs that is provided by the connection if the requirements are fulfilled.

В.6.2.2 Заміна зварних швів

В.6.2.2 Weld replacement

(1) Наявний заповнюючий матеріал слід видалити і замінити свіжим матеріалом.

(1) The existing filler material should be removed and replaced with sound material.

(2) Підкладки під шов слід видалити після зварки, оскільки вони можуть привести до утворення тріщин.

(2) Backing bars should be removed after welding, because they may cause initiation of cracks.

(3) Поперечні ребра жорсткості в зоні верхніх і нижніх накладок слід використовувати для підвищення міцності і жорсткості накладок колони (див. **В.5.4.5(4)**). Їх товщина має бути не менше товщини полиць балок.

(3) Transverse stiffeners at the top and bottom of the panel zone should be used to strengthen and stiffen the column panel (see **B.5.4.5(4)**). Their thickness should be not less than that of beam flanges.

(4) Поперечні ребра жорсткості і елементи жорсткості стінки балки слід приварювати до полиць і стінки колони, виконуючи шви з повним проплавленням.

(4) Transverse and web stiffeners should be welded to column flanges and to the web via complete joint penetration welds.

В.6.2.3 Технологія ослаблення

В.6.2.3 Weakening strategies

В.6.2.3.1 З'єднання з балками, що мають зменшені перетини RBS

В.6.2.3.1 Connections with RBS beams

(1) Зменшені перетини балок (RBS), спроектовані відповідно до пункту (5), можуть привести до примусового утворення пластичних шарнірів в межах зменшеного перерізу, зменшуючи, таким чином, вірогідність розтріскування зварних швів полиці балки і в навколишніх переграх зонах.

(1) Reduced Beam Sections (RBS), designed in accordance with (5), can force plastic hinges to occur within the reduced section, thus decreasing the likelihood of fracture at the beam flange welds and in the surrounding heat affected zones.

(2) Балку слід приєднувати до полиці колони або через зварні стінки, або через вивідні планки (шпонки) приварюються до поверхні полиці колони і до стінки балки і працюючих на зріз. Довжина вивідної планки має дорів-

(2) The beam should be connected to the column flange either through welded webs, or through shear tabs welded to the column flange face and to the beam web. The tab length should be equal to the distance between the

нювати відстані між отворами доступу до зварного шва із зсувом в 5 мм. Мінімальна товщина вивідної планки повинна складати 10 мм. Зрізну вивідну планку слід обрізати або під прямим кутом, або з скошеними краями (кут скосу біля 15°) і слід розміщувати по обидві сторони стінки балки.

(3) Зварка повинна включати зварні шви з обробленням кромки або кутові шви для полиці колони і кутові шви для стінки балки. Як альтернатива допускається болтове кріплення зрізної вивідної планки до стінки балки.

(4) Зрізні штифти (шпонки) не слід розміщувати в межах зон зменшених перерізів балки RBS.

(5) Нижче описана Процедура проектування для з'єднань RBS:

I. Використовувати балки із зменшеним перетином (RBS), спроектовані відповідно до процедури, описаної в пункті **B.5.3.4**, але з розрахунком пластичного моменту балки, $M_{pl,Rd,b}$, таким чином:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \quad (B.31)$$

де:

f_{yb} границя текучості сталі в балці, визначений в пункті **B.5.1(5)**,

L відстань між центральними осями колон,

d_c висота перерізу колони,

b довжина зменшеного перетину балки RBS.

II. Розрахувати міцність балки зрушення (зріз) $V_{pl,Rd,b}$, відповідно до **B.5.3.4(3)** для довжини прольоту між пластичними шарнірами L' :

$$L' = L - d_c - 2 \cdot b \quad (B.32)$$

III. Перевірити приєднання стінки, наприклад, приварену зрізну вивідну планку на зрушуючу силу $V_{pl,Rd,b}$ із викладеного вище пункту II.

IV. Перевірити, щоб відношення міцності на згин колони і балки $CBMR$, задовольняло слідуєчій умові:

weld access holes, with an offset of 5 mm. A minimum tab thickness of 10 mm is required. Shear tabs should be either cut square or with tapered edges (tapering corner about 15°) and should be placed on both sides of the beam web.

(4) Welding should employ groove welds or fillet welds for the column flange and fillet welds for the beam web Bolting of the shear tab to the beam web is allowed as an alternative.

(5) Shear studs should not be placed within the RBS zones.

(6) The design procedure for RBS connections is outlined below:

I. Use RBS beams designed in accordance with the procedure in **B.5.3.4**, but computing the beam plastic moment, $M_{pl,Rd,b}$, as:

where:

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in **B.5.1(5)**,

L is the distance between column centerlines,

d_c is the column depth, and

b is the length of RBS.

II. Compute the beam shear, $V_{pl,Rd,b}$, in accordance with **B.5.3.4(3)** for a span length between plastic hinges, L' :

III. Verify the web connection, e.g. the welded shear tab, for the shear force $V_{pl,Rd,b}$ from II above.

IV. Check that the column-to-beam flexural capacity ratio, $CBMR$, satisfies the condition:

$$\tilde{N}BMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left(f_{ydc} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right)} \geq 1,20 \quad (\text{B.33})$$

де:

where:

Z_b і Z_c — пластичні моменти опору балок і колон, відповідно,

Z_b and Z_c — plastic moduli of the beams and the columns, respectively,

N_{Ed} — осьове навантаження колони в ситуації сейсмічного проектування,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c — площа перетину колони,

A_c is the area of the column section,

f_{yb} — границя текучості сталі в балці, визначена в пункті **B.5.1(5)**,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in **B.5.1(5)**,

f_{ydc} — розрахункова границя текучості сталі в колоні, визначена в пункті **B.6.2.1(3)**.

f_{ydc} is the design yield strength of steel in the column, defined as in **B.6.2.1(3)**.

V. Визначити товщину з'єднувальної пластини для додання жорсткості стінці колони на рівні верхньої і нижньої полиці балки. Ця товщина має бути, як мінімум, рівній товщині полиці балки.

V. Determine the thickness of the continuity plates to stiffen the column web at the level of the top and bottom beam flange. This thickness should be at least equal to that of the beam flange.

VI. Перевірити, щоб міцність і жорсткість зони зеднання була достатньою для того, щоб зони зеднання залишалися пружною:

VI. Check that the strength and stiffness of the panel zone are sufficient for the panel to remain elastic:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{6}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H - d_c}{H} \right) \quad (\text{B.34})$$

де:

where:

d_c — висота стінки перерізу колони,

d_c is the depth of the column web,

t_{wc} — товщина стінки колони, включаючи дублюючі планки (приварені до кінців полиць колони паралельно стінці), при їх наявності,

t_{wc} is the thickness of the column web, including the doubler plates, if any,

$f_{yw,d}$ — розрахункова границя текучості стику,

$f_{yw,d}$ is the design yield strength of the panel zone,

Z_b — модуль пластичності балок,

Z_b is the plastic modulus of the beams,

N_{Ed} — осьове навантаження на колону в ситуації сейсмічного проектування,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c — площа поперечного перерізу колони,

A_c is the area of the column section,

f_{yb} — границя текучості сталі в балці, визначена в пункті **B.5.1(5)**,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in **B.5.1(5)**, and

H висота поверху каркасу.

H is the frame storey height.

VII. Розрахувати і законструювати зварні шви, між деталями що сполучаються.

VII. Compute and detail the welds between the joined parts.

В.6.2.3.2 Напівжорсткі з'єднання

В.6.2.3.2 Semi-rigid connections

(1) Напівжорсткі з'єднання і/або з'єднання часткової міцності стосовно сталі чи сталобетону можуть використовуватися для досягнення великих пластичних деформацій без ризику руйнування.

(1) Semi-rigid and/or partial strength connections, either steel or composite, may be used to achieve large plastic deformations without risk of fracture.

(2) Зрізаючі штифти (шпонки) для повної взаємодії слід приварювати до верхньої полиці балки.

(2) Full interaction shear studs should be welded onto the beam top flange.

(3) Напівжорсткі з'єднання можуть проектуватися, виходячи з припущення, що міцність на зрушення (зріз) забезпечується елементами на стінці, а стійкість до згину – полицею балки і арматурою плити при їх наявності.

(3) Semi-rigid connections may be designed by assuming that the shear resistance is provided by the components on the web and the flexural resistance by the beam flanges and the slab reinforcement, if any

В.6.2.4 Послідовність підсилення

В.6.2.4 Strengthening strategies

В.6.2.4.1 З'єднання з вугами

В.6.2.4.1 Haunched connections

(1) З'єднання між балками і колонами можуть бути зміцнені шляхом додавання вуг або тільки до нижніх, або до верхніх і нижніх полиць балок, що відсовує зону розсіювання до кінця вуг. Додавання вуг тільки до нижньої полиці є зручнішим, оскільки нижні полиці зазвичай є значно доступнішими, ніж верхні; більш того, відпадає необхідність в знятті композитної плити при її наявності.

(1) Beam-to-column connections may be strengthened by adding haunches either only to the bottom, or to the top and the bottom of the beam flanges, forcing the dissipative zone to the end of the haunch. Adding haunches only to the bottom flange is more convenient, because bottom flanges are generally far more accessible than top ones; moreover, the composite slab, if any, does not have to be removed.

(2) Трикутні Т-подібні вуга є найбільш ефективними серед різних типів вуг. Якщо додаються тільки нижні вуга, їх висота повинна складати біля однієї чверті висоти балки. У з'єднаннях з верхніми і нижніми вугами, висота вуг повинна складати біля однієї третини висоти балки.

(2) Triangular T-shaped haunches are the most effective among the different types of haunch details. If only bottom haunches are added, their depth should be about one-quarter of the beam depth. In connections with top and bottom haunches, haunch depth should be about one-third of the beam height.

(3) Для зміцнення зони панелі (стика з балкою) колони слід використовувати поперечні ребра жорсткості на рівні верхніх і нижніх полиць балок.

(3) Transverse stiffeners at the level of the top and bottom beam flanges should be used to strengthen the column panel zone.

(4) Поперечні ребра жорсткості слід також використовувати на краях вутів для надання жорсткості стінці колони і стінці балки. (4) Transverse stiffeners should also be used at the haunch edges, to stiffen the column web and the beam web

(5) Вертикальні ребра жорсткості для стінки балки установлюються на її повну висоту і приварюються по обидві сторони стінки. Їх товщина має бути достатньою для протидії вертикальній складовій сили від полиці вута і не повинна бути меншою товщини полиці балки. Необхідно забезпечити виконання місцевих перевірок відповідно до стандарту EN 1993-1-8: 2004, **6.2.6**. (5) The vertical stiffeners for the beam web should be full depth and welded on both sides of the web. Their thickness should be sufficient to resist the vertical component of the haunch flange force at that location, and should be not less than the thickness of the beam flange. The local verifications in EN 1993-1-8: 2004, **6.2.6** should be satisfied.

(6) Вута слід приварювати швами з повним проплавленням до полиць як колони, так і балки. (6) Haunches should be welded with complete joint penetration welds to both the column and the beam flanges

(7) Закріплені болтами зрізні вивідні планки, при їх наявності, можуть бути залишені на місці. Зрізні вивідні планки, можуть використовуватися в модернізованому елементі, якщо це потрібно по умовам міцності чи виконання. (7) Bolted shear tabs may be left in place, if they exist. Shear tabs may be used in the retrofitted member, if required either for resistance or for execution purposes.

(8) для з'єднання з вутами може застосовуватися наступна покрокова процедура проектування: (8) A step-by-step design procedure may be applied for haunched connections, as follows.

I. Вибрати попередні розміри вута на підставі обмежень на відношення ширини до товщини (повздовжньої гнучкості) для стінки вута. Наступні співвідношення можуть використовуватися як перше наближення для назначення довжини вута α , і для кута між полицею вута і вутом елементу θ : I. Select preliminary haunch dimensions on the basis of the slenderness limitation for the haunch web. The following relationships may be used as a first trial for the haunch length, α , and for the angle of the haunch flange to the haunch of the member, θ :

$$\alpha = 0,55 \cdot d_b \tag{B.35}$$

$$\theta = 30^\circ \tag{B.36}$$

де d_b висота балки. В результаті отримуємо висоту вута b , виражену співвідношенням: where d_b is the beam depth. The resulting haunch depth b , given by:

$$b = a \cdot \tan \theta \tag{B.37}$$

яка повинна враховувати архітектурні обмеження, наприклад обмеження стелі і не конструктивних елементів. should respect architectural constraints, e.g. ceilings and non structural elements.

II. Розрахувати пластичний момент балки у кінці вута, $M_{pl,Rd,b}$ з виразу (B.17). II. Compute the beam plastic moment at the haunch tip, $M_{pl,Rd,b}$ from expression (B.17).

III. Розрахувати пластичне зрушення балки ($V_{pl,Rd,b}$) відповідно до **B.5.3.4(3)v** для прольоту III. Compute the beam plastic shear ($V_{pl,Rd,b}$) in accordance with **B.5.3.4(3)v** for the span

ту довжиною L між пластичними шарнірами на кінцях вут.

length L between the plastic hinges at the ends of the haunches.

IV. Перевірити, щоб коефіцієнт міцності на згин колони і балки $CBMR$, задовольняв умови:

IV. Verify that the column-to-beam flexural capacity ratio, $CBMR$, satisfies the condition:

$$\tilde{N}BMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20 \quad (B.38)$$

де Z_c пластичний модуль перетину колон,

Z_c is the plastic section modulus of the columns,

$f_{yd,c}$ розрахункова границя текучості сталі в колоні відповідно до **B.6.2.1(3)**,

$f_{yd,c}$ is the design yield strength of steel in the column, defined as in **B.6.2.1(3)**,

N_{Ed} осьове навантаження на колону в розрахунковій сейсмічній ситуації,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c площа поперечного перетину колони,

A_c is the area of the column section,

M_c сума моментів колони у верхніх і нижніх кінцях укрупненої зони панелі, що є результатом від моменту балки $M_{pl,R,b}$ в межах з'єднання:

M_c is the sum of column moments at the top and bottom ends of the enlarged panel zone resulting from the development of the beam moment $M_{pl,R,b}$ within each beam of the connection:

$$\sum M_c = \left[2 \cdot M_{pl,R,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot (L - L') \right] \cdot \left(\frac{H_c - \bar{d}_b}{H_c} \right) \quad (B.39)$$

де:

where:

L відстань між центральними осями колон,

L is the distance between the column centerlines,

\bar{d}_b висота перерізу балки, включаючи вут,

\bar{d}_b is the depth of the beam including the haunch, and

H_c висота поверху каркасу.

H_c is the storey height of the frame.

V. Розрахувати значення безрозмірного параметру β , що виражений таким чином:

V. Compute the value of the non-dimensional parameter β given by

$$\beta = \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{3 \cdot L' \cdot d + 3 \cdot a \cdot d + 3 \cdot b \cdot L' + 4 \cdot a \cdot b}{3 \cdot d^2 + 6 \cdot b \cdot d + 4 \cdot b^2 + \frac{12 \cdot I_b}{A_b} + \frac{12 \cdot I_b}{A_{hf} \cdot \cos^3 \theta}} \right) \quad (B.40)$$

де A_{hf} площа перетину полиці вута.

where A_{hf} is the area of the haunch flange.

VI. Розрахувати значення безрозмірного параметра β_{min} по формулі:

VI. Compute the value of the non-dimensional parameter β_{min} as:

$$\beta_{\min} = \frac{\frac{(M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot a)}{S_x} - 0,80 \cdot f_{uw,d}}{\frac{V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \cdot \tan \theta} \cdot \left(\frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)} \quad (\text{B.41})$$

де:

$f_{uw,d}$ розрахункова міцність зварних швів на розтягування,

S_x модуль пружності балки (більший),

d висота перерізу балки,

A_b і I_b площа і момент інерції поперечного перерізу балки, відповідно.

where:

$f_{uw,d}$ is the design tensile strength of the welds,

S_x is the beam (major) elastic modulus,

d is the beam depth,

A_b and I_b are respectively the area and moment of inertia of the beam.

VII. Порівняти значення безрозмірного параметру β , розраховані вище. Якщо $\beta \geq \beta_{\min}$, то розміри вута являються достатніми і подальші локальні перевірки слід виконати відповідно до пункту VIII нижче. Якщо $\beta < \beta_{\min}$, то жорсткість полиці вута слід збільшити – або шляхом збільшення площі перерізу полиці вута A_{hf} або шляхом зміни геометрії вута.

VIII. Виконати перевірки міцності і стійкості полиці вута:
(міцність)

(стійкість)

$$A_{hf} \geq \frac{\beta \cdot V_{pl,Rd,b}}{f_{yhf,d} \cdot \sin \theta} \quad (\text{B.42})$$

$$\frac{b_{hf}}{t_{hf}} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}} \quad (\text{B.43})$$

де:

$f_{yhf,d}$ розрахункове значення границі текучості полиці вута,

b_{hf} і t_{hf} виступ і товщина полиці вута, відповідно.

where:

$f_{yhf,d}$ is the design value of the yield strength of the haunch flange,

b_{hf} і t_{hf} are the flange outstand and the flange thickness of the haunch, respectively.

IX. Виконати перевірку міцності і стійкості для стінки вута:
(міцність)

(стійкість)

$$\tau_{hw} = \frac{a \cdot V_{pl,Rd,b}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot I_b} \cdot \left[\frac{L'}{2} - \frac{\beta}{\tan \theta} \cdot \left(\frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \cdot a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhw,d}}{\sqrt{3}} \quad (\text{B.44})$$

$$\frac{2 \cdot a \cdot \sin \theta}{t_{hw}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhw,d}}} \quad (\text{B.45})$$

де:

$f_{yhw,d}$ розрахункове значення границі текучості стінки вута,

f_{hw} товщина стінки,

ν коефіцієнт Пуассона для сталі.

X. Перевірити міцність стінки балки на поперечну силу відповідно до стандарту EN 1993-1-8: 2004, **6.2.6**, по формулі:

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b} \quad (B.46)$$

де β надається виразом (B.40).

XI. Поперечні ребра жорсткості і елементи жорсткості стінки балки (наприклад, вута) повинні проектуватися так, щоб вони протидіяли концентрованій силі $\beta \cdot V_{pl,Rd,b} / \tan \theta$. Елементи жорсткості стінки балки повинні володіти достатньою міцністю для протидії разом зі стінкою балки, концентрованому навантаженню $(1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b}$. Відношення ширини до товщини для елементів жорсткості мають бути обмежені значенням 15, щоб уникнути локального викривлення (випучення).

XII. Законструювати зварні шви з повним проплавленням для приєднання елементів жорсткості до полиці балки. Двосторонні 8-міліметрові кутові шви є достатніми для приєднання елементів жорсткості до стінки балки.

B.6.2.4.2 Стихи пластинчатих накладок

(1) Наварення накладок може понизити напруження у зварних швах полиці балки і відвести пластичну деформацію в балці до кінців накладок.

(2) Накладки можуть використовуватися або тільки у нижньої полиці балки, або у верхніх і нижніх полицях балок.

(3) Сталеві накладки повинні мати прямокутну форму і розміщуватися паралельно по напрямленню прокату балки.

(4) З'єднанням зварних стінок балки і віднос-

where:

$f_{yhw,d}$ is the design value of the yield strength of the haunch web,

f_{hw} is the web thickness,

ν is the Poisson ratio of steel.

X. Check the shear capacity of the beam web in accordance with EN 1993-1-8:2004, **6.2.6**, for a shear force to be resisted by the beam web given by

where β given by expression (B.40),

XI Design transverse and beam web stiffeners to resist the concentrated force $\beta \cdot V_{pl,Rd,b} / \tan \theta$. Web stiffeners should possess sufficient strength to resist, together with the beam web, the concentrated load $(1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b}$. Width-to-thickness ratios for stiffeners should be limited to 15, to prevent local buckling.

XII. Detail welds with complete joint penetration welding to connect stiffeners to the beam flange. Two-sided 8 mm fillet welds are sufficient to connect the stiffeners to the beam web.

B.6.2.4.2 Cover plate connections

(1) Cover plate connections can reduce the stress at the welds of the beam flange and force yielding in the beam to occur at the end of the cover plates.

(2) Cover plates may be used either only at the bottom beam flange, or at the top and bottom beam flanges.

(3) Steel cover plates should have rectangular shape and should be placed with the rolling direction parallel to the beam.

(4) Connections with welded beam webs and

но тонких і коротких накладок більш доцільно виконувати по стінкам на болтах і важких і довгих пластинах.

relatively thin and short cover plates should be preferred over bolted web and heavy and long plates.

(5) Довгі пластини не слід використовувати для балок з короткими прольотами і великими поперечними силами.

(5) Long plates should not be used for beams with short spans and high shear forces.

(6) Для проектування стиків накладок можна скористатися наступною пошаговою процедурою:

(6) A step-by-step design procedure may be applied for cover plate connections as follows.

I. Вибрати розміри накладок на основі розмірів балки:

I. Select the cover plate dimensions on the basis of the beam size:

$$b_{cp} = b_{bf} \quad (B.47)$$

$$t_{cp} = 1,20 \cdot t_{bf} \quad (B.48)$$

$$l_{cp} = \frac{d_b}{2} \quad (B.49)$$

де:

where:

b_{cp} ширина накладки,

b_{cp} is the width of the cover plate,

t_{cp} товщина накладки,

t_{cp} is the thickness of the cover plate,

b_{bf} ширина полки балки,

b_{bf} is the width of the beam flange,

t_{bf} товщина полки балки,

t_{bf} is the thickness of the beam flange,

l_{cp} довжина накладки,

l_{cp} is the length of the cover plate, and

d_b висота балки.

d_b is the beam depth.

II. Розрахувати пластичний момент балки ($M_{pl,Rd,b}$) на кінці накладок, як вказано у виразі (B.7).

II. Compute the beam plastic moment ($M_{pl,Rd,b}$) at the end of the cover plates as in expression (B.7).

III. Розрахувати пластичну поперечну силу в балці $V_{pl,Rd,b}$, відповідно до **B.5.3.4(3)v** для відстані L' , між пластичними шарнірами в балці:

III. Compute the beam plastic shear, $V_{pl,Rd,b}$, in accordance with **B.5.3.4(3)v** for the distance, L' between the plastic hinges in the beam:

$$L' = L - d_c - 2 \cdot l_{cp} \quad (B.50)$$

IV. Розрахувати момент у полиці колони, $M_{cf,Ed}$ по формулі:

IV. Compute the moment at the column flange, $M_{cf,Ed}$:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot l_{cp} \quad (B.51)$$

V. Перевірити, щоб площа накладок A_{cp} , задовольняла вимозі:

V. Verify that the area of cover plates, A_{cp} , satisfies the requirement:

$$[Z_b + A_{cp} \cdot (d_b + t_{cp})] \cdot f_{yd} \geq M_{cf,Ed} \quad (B.52)$$

де f_{yd} розрахункова границя текучості накладок.

where f_{yd} is the design yield strength of the cover plates.

VI. Перевірити, щоб коефіцієнт міцності на

VI. Verify that, the column-to-beam flexural

згин стику колони і балки, *CBMR*, задовольняє умові: capacity ratio, *CBMR*, satisfies the condition:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \cdot (f_{yd,c} - f_a)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot L_{cp}} \right)} \geq 1,20 \quad (B.53)$$

де:

Z_b і Z_c — пластичні моменти опору балок і колон, відповідно,

where:

Z_b and Z_c are the plastic moduli of the beams and the columns, respectively,

f_{yb} — границя текучості сталі в балці, визначений в пункті **B.5.1(5)**,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in **B.5.1(5)**, and

$f_{yd,c}$ — розрахункова границя текучості сталі в колоні, визначена в пункті **B.6.2.1(3)**.

$f_{yd,c}$ is the design yield strength of steel in the column, defined as in **B.6.2.1(3)**.

VII. Визначити товщину з'єднувальних пластин, розміщених на рівні верхніх і нижніх полиць балок для додання жорсткості стінці колони. Ця товщина має бути не менше ніж у полиці балки.

VII. Determine the thickness of the continuity plates placed at the level of the top and bottom beam flanges to stiffen the column web. This thickness should be not less than that of the beam flange.

VIII. Перевірити, чи є міцність і жорсткість зони панелі (зона стику) достатніми для того, щоб панель залишалася пружною:

VIII. Check that the strength and the stiffness of the panel zone are sufficient for the panel to remain elastic:

$$d_c \cdot t_{ws} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum M_f}{d_b} \cdot \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right) \quad (B.54)$$

де:

d_c — висота стінки в перерізі колони,

where:

d_c is the depth of the column web,

t_{wc} — товщина стінки в перерізі колони, включаючи двойні накладки, при їх наявності,

t_{wc} is the thickness of the column web including the doubler plates, if any,

$f_{yw,d}$ — розрахункове значення границі текучості зони панелі (зони стику),

$f_{yw,d}$ is the design value of the yield strength of the panel zone, and

H — висота поверху каркасу.

H is the frame storey height.

IX. Визначити розміри і назначити зварні шви між частинами що сполучаються, тобто між балкою і накладками, між колоною і накладками і між балкою і колоною. При виконанні зварних швів повинні використовуватися такі ж електроди, як і при виконанні оригінальних зварних швів, або принаймні, електроди з аналогічними механічними властивостями.

IX. Dimension and detail the welds between joined parts, i.e. between the beam and the cover plates, between the column and the cover plates and between the beam and the column. Weld overlays should employ the same electrodes as used in the original welds, or at least electrodes with similar mechanical properties.

B.6.3 З'єднання вязів і сейсмічних звязків

B.6.3 Connections of braces and of seismic links

(1) Приєднання вязів і сейсмічних ланок слід проектувати, враховуючи ефекти циклічної поведінки після викривлення.

(1) The connections of braces and of seismic link should be designed taking into account the effects of cyclic post-buckling behaviour.

- | | |
|--|--|
| <p>(2) Жорстким з'єднанням слід віддавати перевагу перед номінальним штирьовим з'єднанням (див. EN 1998-1-8:2004, 5.2.2).</p> | <p>(2) Rigid connections should be preferred to nominally pinned ones (see EN 1998-1-8:2004, 5.2.2).</p> |
| <p>(3) Для підвищення стійкості св'язевого стику із площини не слід порушувати цілісність балки і колони.</p> | <p>(3) To improve out-of-plane stability of the bracing connection, the continuity of beams and columns should not be interrupted.</p> |
| <p>(4) Осі в'язі і балки не повинні перетинатися за межами сейсмічної ланки.</p> | <p>(4) The brace and the beam centrelines should not intersect outside the seismic link.</p> |
| <p>(5) У з'єднаннях діагональних вязей і балок, осі вказаних елементів не повинні перетинатися в межах довжини ланки чи у її кінця.</p> | <p>(5) In connections of diagonal braces and beams, the centrelines of these members should intersect either within the length of the link or at its end.</p> |
| <p>(6) Для приєднання сейсмічної ланки (затяжки чи розпірки) до колони, у поверхні полиці колони слід використовувати несучі торцеві пластини встановлені між пластинами полиць балки.</p> | <p>(6) For connection of a seismic link to a column at column flange face, bearing end plates should be used between the beam flange plates.</p> |
| <p>(7) Реконструкція з'єднань між балками і колонами може привести до зміни довжини сейсмічної вязі. Тому слід перевірити дану вязь, після ухвалення стратегії ремонту.</p> | <p>(7) Retrofitting of beam-to-column connections may change the length of the seismic link. Therefore, the link should be checked after the repair strategy is adopted.</p> |
| <p>(8) Сейсмічні вязі, приєднані до колони, мають бути короткими.</p> | <p>(8) Seismic links connected to the column should be short.</p> |
| <p>(9) Слід уникати зварних з'єднань сейсмічної вязі з колоною по слабій осі.</p> | <p>(9) Welded connections of a seismic link to the column weak-axis should be avoided.</p> |

ДОДАТОК С
(інформативний)

Кам'яні будівлі

С.1 Сфера застосування

(1) Даний Додаток містить рекомендації по оцінці і проектуванню реконструкції кам'яних будівель в сейсмічних районах.

(2) Рекомендації даного розділу застосовні до бетонних або цегляних елементів, протисто-ящих поперечним навантаженням, які ді-ють на системи будівлі з неармованою, обжа-тою або армованою кладкою.

С.2 Ідентифікація геометрії, деталей і ма-теріалів

С.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно ретельно перевірити наступні аспекти:

I. Тип стінових блоків (наприклад, із глини, із бетону, порожнистий, суцільний, і т. д.).

II. Фізичний стан елементів камяної кладки і наявність яких-небудь погіршень його влас-тивостей.

III. Конфігурація елементів камяної кладки і їх з'єднань, а також неперервність траєкторій передачі навантаження між поперечними не-сучими елементами.

IV. Властивості складових матеріалів еле-ментів камяної кладки, і якість з'єднань.

V. Наявність і кріплення облицювання, на-явність не несучих елементів конструкції, відстань між перегородками.

VI. Інформація про прилеглі будівлі, які мог-ли б взаємодіяти з розглядаємою будівлею.

С.2.2 Геометрія

(1) Зібрані дані повинні включати наступні

ANNEX C
(Informative)

MASONRY BUILDINGS

C.1 Scope

(1) This annex contains recommendations for the assessment and the design of the retrofit-ting of masonry buildings in seismic regions.

(2) The recommendations of this section are applicable to concrete or brick masonry lateral force resisting elements, within a building sys-tem in un-reinforced, confined or reinforced masonry.

C.2 Identification of geometry, details and materials

C2.1 General

(1) The following aspects should be carefully examined:

I. Type of masonry unit (e.g., clay, concrete, hollow, solid, etc.).

II. Physical condition of masonry elements and presence of any degradation.

III. Configuration of masonry elements and their connections, as well as the continuity of load paths between lateral resisting elements.

IV. Properties of constituent materials of ma-sonry elements and quality of connections.

V. The presence and attachment of veneers, the presence of nonstructural components, the dis- tance between partition walls.

VI. Information on adjacent buildings poten- tially interacting with the building under consideration

C2.2 Geometry

(1) The collected data should include the fol-

пункти:	lowing items:
I. Розміри і розташування всіх стін-діафрагм жорсткості, включаючи висоту, довжину і товщину.	I. Size and location of all shear walls, including height, length and thickness.
II. Розміри елементів камяної кладки.	II. Dimensions of masonry units.
III. Розташування і розміри стінових отворів (двері, вікна).	III. Location and size of wall openings (doors, windows).
IV. Розподіл навантажень, обумовлених силою тяжкості на несучі стіни.	IV. Distribution of gravity loads on bearing walls.
C.2.3 Деталі	C.2.3 Details
(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти	(1) The collected data should include the following items
I. Класифікація стін як неармованих, обмежених або армованих.	I. Classification of the walls as un-reinforced, confined, or reinforced.
II. Наявність і якість будівельного розчину.	II. Presence and quality of mortar.
III. Для армованих кам'яних стін – кількість горизонтальної і вертикальної арматури.	III. For reinforced masonry walls, amount of horizontal and vertical reinforcement.
IV. Для багатошарової цегляної кладки (цегляні стіни з бутовим сердечником) – ідентифікацію кількості шарів, відповідні відстані і розташування зв'язків між ними при їх наявності.	IV. For multi-leaf masonry (rubble core masonry walls), identification of the number of leaves, respective distances, and location of ties, when existing.
V. Для колодцевої кладки із заповненням порожнеч будівельним розчином – оцінка типу, якості і розташування місць заповнення розчином.	V. For grouted masonry, evaluation of the type, quality and location of grout placements.
VI. Визначення типу і стану будівельного розчину і швів кладки; перевірка опору, ерозії і твердості будівельного розчину; Визначення дефектів, таких, як тріщини, внутрішні порожнечі, ослаблені елементи і погіршення стану будівельного розчину.	VI. Determination of the type and condition of the mortar and mortar joints Examination of the resistance, erosion and hardness of the mortar, Identification of defects such as cracks, internal voids, weak components and deterioration of mortar
VII. Визначення типу і стану з'єднань між перпендикулярними стінами.	VII. Identification of the type and condition of connections between orthogonal walls.
VIII. Визначення типу і стану з'єднань між стінами і перекриттями чи покрівлями.	VIII. Identification of the type and condition of connections between walls and floors or roofs.

IX. Визначення і розташування горизонтальних тріщин в швах поганої якості, вертикальних тріщин в тичкових швах і елементах кам'яної кладки, і діагональних тріщин поблизу від отворів.

Перевірка відхилень стін від вертикальності і відставання зовнішніх шарів або інших елементів, таких, як парапети і димарі.

C.2.4 Матеріали

(1) Для кількісної оцінки і підтвердження конструктивної якості, а також стану і ступені його погіршення може використовуватись неруйнуюче випробування. Можуть бути використані наступні типи таких випробувань:

I. Визначення швидкості ультразвукових або механічних імпульсів для виявлення змін щільності і модуля пружності матеріалів кам'яної кладки і для виявлення наявності тріщин і дефектів.

II. Ударний ехо-тест для підтвердження заповнення порожнеч армованих стін будівельним розчином.

III. Радіографія і прилади для вимірювання захисного шару бетону, де це потрібно, для підтвердження розміщення арматурної сталі.

(2) Можуть виконуватися додаткові випробування для підвищення рівня достовірності визначених властивостей матеріалу кам'яної кладки або для оцінки стану кладки. Такі як:

I. Випробування шляхом обстукування молотком Шмідта для оцінки поверхневої твердості зовнішніх кам'яних стін.

II. Випробування плоскими гідравлічними домкратами для вимірювання на місці міцність кам'яної кладки на зсув (по поперечній силі). Дане випробування може проводитися спільно з випробуванням плоскими гідравлічними домкратами в прикладенні вертикального навантаження до елементів випробовуваної кам'яної кладки.

III. Випробування плоскими гідравлічними домкратами для вимірювання на місці верти-

IX. Identification and location of horizontal cracks in bed joints, vertical cracks in head joints and masonry units, and diagonal cracks near openings.

Examination of deviations in verticality of walls and separation of exterior leaves or other elements as parapets and chimneys.

C.2.4 Materials

(1) Non-destructive testing may be used to quantify and confirm the uniformity of construction quality and the presence and degree of deterioration. The following types of tests may be used:

I. Ultrasonic or mechanical pulse velocity to detect variations in the density and modulus of masonry materials and to detect the presence of cracks and discontinuities.

II. Impact echo test to confirm whether reinforced walls are grouted.

III. Radiography and cover meters, where appropriate, to confirm location of reinforcing steel.

(2) Supplementary tests may be performed to enhance the level of confidence in masonry material properties, or to assess masonry condition. Possible tests are:

I. Schmidt rebound hammer test to evaluate surface hardness of exterior masonry walls.

II. Hydraulic flat jack test to measure the *in-situ* shear strength of masonry. This test may be in conjunction with flat jacks applying a measured vertical load to the masonry units under test.

III. Hydraulic flat jack test to measure the *in-situ* vertical compressive stress resisted by ma-

кального напруження стискування, що витримується камяною кладкою. Дане випробування надає таку інформацію, як розподіл навантаження, обумовленого силою тяжіння, згинальне напруження в стінах, а також напруження в кам'яному облицюванні стін, стиснутиму навколишнім бетонним каркасом.

IV. Випробування на діагональне стискування для визначення міцності на зсув і модуль зсуву кам'яної кладки.

V. Великомасштабні руйнівні випробування на окремих ділянках або елементах кам'яних стін проводяться для підвищення рівня достовірності всієї інформації по властивостях конструкції або для надання конкретної інформації, такої як міцність із площини стіни, поведінка з'єднань і отворів, міцність і граничні деформації в площині.

C.3 Методи розрахунку

C.3.1 Загальні положення

(1) При прийнятті моделі для розрахунку жорсткість стін слід оцінювати, враховуючи як згинальну так і зсувну податливість, на основі жорсткості при появі тріщин. При відсутності точніших оцінок, обидва внески в жорсткість можуть бути прийняті за половину їх відповідних значень за відсутності тріщин.

(2) Кам'яне заповнення між перемичкою вікна нижнього поверху і підвіконником верхнього може бути введено в модель, як сполучні балки між двома елементами стіни.

C.3.2 Лінійні методи розрахунку: Статичний і Багатомодальний

(1) Описувані методи можуть бути застосовні за наступних умов, які є додатковими по відношенню до загальних умов, встановлених в пункті **4.4.2(1)P**

I. Стіни, що сприймають поперечне навантаження розташовані рівномірно в обох горизонтальних напрямках.

II. Стіни є суцільними по висоті.

sonry. This test provides information such as the gravity load distribution, flexural stresses in walls, and stresses in masonry veneer walls compressed by surrounding concrete frame

IV. Diagonal compression test to estimate shear strength and shear modulus of masonry.

V. Large-scale destructive tests on particular regions or elements, to increase the confidence level on overall structural properties or to provide particular information such as out-of-plane strength, behaviour of connections and openings, in-plane strength and deformation capacity.

C3 Methods of analysis

C3.1 General

(1) In setting up the model for the analysis, the stiffness of the walls should be evaluated taking into account both flexural and shear flexibility, using cracked stiffness. In the absence of more accurate evaluations, both contributions to stiffness may be taken as one-half of their respective uncracked values.

(2) Masonry spandrels may be introduced in the model as coupling beams between two wall elements.

C.3.2 Linear methods: Static and Multimodal

(1) These methods are applicable under the following conditions, which are additional to the general conditions of **4.4.2(1)P**

I. The lateral load resisting walls are regularly arranged in both horizontal directions.

II. Walls are continuous along their height.

III. Перекриття володіють достатньою жорсткістю в плані і є достатньо жорстко приєднаними по периметру стіни для припущення того факту, що вони можуть розподіляти сили інерції серед вертикальних елементів, як жорстка діафрагма.

IV. Перекриття по обидві сторони спільної стіни розташовуються на одній і тій же висоті.

V. На кожному переkritті відношення між поперечною жорсткістю в плоскості найжорсткішої і найслабкішої первинної сейсмічної стіни, оцінене з урахуванням наявності отворів, не перевищує 2,5.

VI. Елементи перемичок, включені в моделі, або виготовляються з блоків, адекватним чином з'єднані з вказаними елементами суміжних стін або мають сполучні стягування.

C.3.3 Нелінійні методи: Статичні і Динамічні

(1) Дані методи слід застосовувати, коли умови, вказані в пункті **C.3.2**, не виконуються.

(2) Міцність оцінюється у виразі переміщень у покриття. Гранична міцність відповідає такому переміщенню, при якому опір в горизонтальному напрямі (на зрушення у основи) зменшився на 80 % від максимального опору конструкції унаслідок прогресуючого пошкодження і руйнування елементів що сприймають горизонтальне навантаження.

(3) Фактичні переміщення покриття, порівнюється з значеннями переміщення покриття по вимогам яке відповідає еталонному визначеному в пункті **4.4.4.4** і стандарті EN 1998-1:2004, **4.3.3.4.2.6(1)** для даної сейсмічної дії.

ПРИМІТКА В Інформативному Додатку В стандарту EN 1998-1:2004 описується процедура для визначення еталонного переміщення по спектру пружної реакції.

C4 Моделі для оцінки несучої здатності

C4.1 Моделі для глобальної оцінки

C4.1.1 Граничний Стан Близький до Руй-

III. The floors possess enough in-plane stiffness and are sufficiently connected to the perimeter walls to assume that they can distribute the inertia forces among the vertical elements as a rigid diaphragm.

IV. Floors on opposite sides of a common wall are at the same height.

V. At each floor, the ratio between the lateral in-plane stiffnesses of the stiff est wall and the weakest primary seismic wall, evaluated accounting for the presence of openings, does not exceed 2,5.

VI. Spandrel elements included in the model are either made of blocks adequately interlocked to those of the adjacent walls, or have connecting ties.

C.3.3 Nonlinear methods: Static and dynamic

(1) These methods should be applied when the conditions in **C.3.2** are not met.

(2) Capacity is defined in terms of roof displacement. The ultimate displacement capacity is taken as the roof displacement at which total lateral resistance (base shear) has dropped below 80% of the peak resistance of the structure, due to progressive damage and failure of lateral load resisting elements.

(3) The demand, to be compared to the capacity, is the roof displacement corresponding to the target displacement of **4.4.4.4** and EN 1998-1: 2004, **4.3.3.4.2.6(1)** for the seismic action considered.

NOTE Informative Annex B of EN 1998-1:2004 gives a procedure for the determination of the target displacement from the elastic response spectrum.

C.4 Capacity models for assessment

C4.1 Models for global assessment

нування

(1) Критерії оцінки, приведені у вигляді глобальної реакції можуть застосовуватися тільки у разі нелінійного розрахунку.

(2) Загальну несучу здатність в Граничному Стані Близькому до Руйнування (NC) можна прийняти рівною граничній міцності на зсув, визначеній в пункті **C.3.3(2)**.

C4.1.2 Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях (SD)

(1) Застосовується **C.4.1.1(1)**.

(2) Загальна несуча здатність в Граничному Стані при Вагомих Пошкодження (SD) може бути прийнята рівною 3/4 граничної міцності на зсув, визначеній в пункті **C3.3(2)**.

C4.1.3 Граничний стан при обмежених пошкодження (DL)

(1) При виконанні лінійного розрахунку, критерій для загальної оцінки визначається у вигляді зсуву основи в горизонтальному напрямі сейсмічної дії. Міцність на вказаний зсув може бути прийнята рівною сумі міцності до зсувних сил окремих стін, оскільки вона залежить від згину (див. **C.4.2.1(1)**) або від зсуву (див. **C.4.3.1(1)**) в горизонтальному напрямі сейсмічної дії. Необхідна вимога полягає в оцінці максимального зсуву у основи у вказаному напрямі взята із лінійного розрахунку.

(2) При виконанні нелінійного розрахунку, оцінка загальної несучої здатності визначається границею текучості (сила, що викликає пластичну деформацію, і зсув текучості), тобто залежністю упруго-ідеально пластичного зусилля від переміщення еквівалентної ідеальної системи з однією ступінню свободи.

ПРИМІТКА В Інформативному Додатку В до стандарту EN 1998-1:2004 описана процедура для визначення сили на границі текучості, і переміщення текучості для залежності ідеально-пружної пластичної сили – переміщень еквівалентної системи з однією ступінню свободи.

C4.2 Елементи, які знаходяться під нор-

C.4.1.1 LS of Near Collapse (NC)

(1) Assessment criteria given in terms of global response measures can be applied only when the analysis is nonlinear.

(2) Global capacity at the LS of Near Collapse (NC) may be taken equal to the ultimate displacement capacity defined in **C.3.3(2)**.

C.4.1.2 LS of Significant Damage (SD)

(1) **C.4.1.1(1)** applies.

(2) Global capacity at the LS of Significant Damage (SD) may be taken equal to 3/4 of the ultimate displacement capacity defined in **C3.3(2)**.

C.4.1.3 LS of Damage Limitation (DL)

(1) If a linear analysis is performed, the criterion for global assessment is defined in terms of the base shear in the horizontal direction of the seismic action. The capacity may be taken equal to the sum of shear force capacities of the individual walls, as this is controlled by flexure (see **C.4.2.1(1)**) or by shear (see **C4.3.1(1)**) in the horizontal direction of the seismic action. The demand is the estimate of the maximum base shear in that direction from the linear analysis.

(2) If nonlinear analysis is performed, the capacity for global assessment is defined as the yield point (yield force and yield displacement) of the idealized elasto-perfectly plastic force - displacement relationship of the equivalent Single-Degree-of-Freedom system.

NOTE Informative Annex B of EN 1998-1:2004 gives a procedure for the determination of the yield force and the yield displacement of the idealized elasto-perfectly plastic force - displacement relationship of the equivalent Single-Degree-of-Freedom system.

мальним зусиллі і згині

C4.2.1 Граничний Стан при Вагомих Пошкодженнях (SD)

(1) Несуча здатність неармованої кам'яної стіни залежить від згину, якщо міцність по зсувному зусиллі, визначене в пункті C.4.2.1(3), менше, ніж значення, вказане в пункті C.4.3.1(3).

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята рівною $0,008 \cdot H_0 / D$ для первинних сейсмічних елементів стіни і $0,012 \cdot H_0 / D$ – для вторинних, де:

D горизонтальний розмір стіни в її площині;

H_0 відстань між перетином, в якому досягається гранична несуча здатність на згин, і точкою відносно якої згин.

(3) Несуча здатність на здвиг неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину під осьовим навантаженням N , може бути визначена за формулою:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d) \quad (C.1)$$

де:

D і H_0 як визначено в пункті (2),

$v_d = N / (D \cdot f_d)$ нормоване осьове навантаження (з $f_d = f_m / C_{Fm}$, де f_m середня міцність на стискування, отримана з випробувань на місці і з додаткових джерел інформації, і C_{Fm} – коефіцієнт довірчої вірогідності для кам'яної кладки, наведена в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності) t – товщина стіни.

C4.2.2 Граничний Стан Близький до Руйнування (NC)

(1) Застосовуються пункти C.4.2.1(1) і C.4.2.1(3).

(2) Несуча здатність кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути виражена в пред-

C.4.2 Elements under normal force and bending

C.4.2.1 LS of Significant Damage (SD)

(1) The capacity of an unreinforced masonry wall is controlled by flexure, if the value of its shear force capacity given in C.4.2.1(3) is less than the value given in C4.3.1(3)

(2) The capacity of an unreinforced masonry wall controlled by flexure may be expressed in terms of drift and taken equal to $0,008 \cdot H_0 / D$ for primary seismic walls and to $0,012 \cdot H_0 / D$ – for secondary ones, where:

D is the in-plane horizontal dimension of the wall (depth);

H_0 is the distance between the section where the flexural capacity is attained and the contraflexure point.

(3) The shear force capacity of an unreinforced masonry wall as controlled by flexure under an axial load N , may be taken equal to:

where

D and H_0 are as defined in (2),

$v_d = N / (D \cdot f_d)$ is the normalized axial load (with $f_d = f_m / C_{Fm}$ where f_m is the mean compressive strength as obtained from in-situ tests and from the additional sources of information, and C_{Fm} – is the confidence factor for masonry given in Table 3.1 for the appropriate knowledge level), t is the wall thickness.

C4.2.2 LS of Near Collapse (NC)

(1) C4.2.1(1) and C4.2.1(3) apply.

(2) The capacity of a masonry wall controlled by flexure may be expressed in terms of drift

ставленні перекоосу і прийнята рівною 4/3 від значення, вказаного в пункті **C.4.2.1(2)**.

and taken equal to 4/3 of the values in **C.4.2.1(2)**.

C.4.2.3 Граничний Стан при Обмежених Пошкодженнях (DL)

C4.2.3 LS of Damage Limitation (DL)

(1) Застосовується пункт **C.4.2.1(1)**.

(1) **C.4.2.1(1)** applies.

(2) Несуча здатність неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути прийнята, як несуча здатність по поперечній силі відповідно **C.4.2.1(3)**.

(2) The capacity of an unreinforced masonry wall controlled by flexure may be taken as the shear force capacity given in **C.4.2.1(3)**

C.4.3 Елементи, що знаходяться під впливом поперечної (зрушуючої) сили

C.4.3 Elements under shear force

C.4.3.1 Граничний стан при Вагомих Пошкодженнях (SD)

C.4.3.1 LS of Significant Damage (SD)

(1) Міцність неармованої кам'яної стіни визначається зрушенням, якщо значення її стійкості до зрушуючого зусилля, вказане в пункті **C.4.3.1(3)**, менше значення, вказаного в пункті **C.4.2.1(3)**, або дорівнює йому.

(1) The capacity of an unreinforced masonry wall is controlled by shear, if the value of its shear force capacity given in **C.4.3.1(3)** is less than or equal to the value given in **C.4.2.1(3)**

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зрушенням, може бути виражена в представленні перекоосу і прийнята рівною 0,004 для первинних (несучих) сейсмічних елементів і 0,006 для вторинних (не несучих).

(2) The capacity of an unreinforced masonry wall controlled by shear may be expressed in terms of drift and taken equal to 0,004 for primary seismic walls and to 0,006 for secondary ones.

(3) Стійкість неармованої кам'яної стіни до зрушуючої сили, яка визначається зрушенням під осьовим навантаженням N , може бути прийнята рівною:

(3) The shear force capacity of an unreinforced masonry wall controlled by shear under an axial load N , may be taken equal to:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t \quad (C.2)$$

де:

where:

D' висота стиснутої зони стіни,

D' is the depth of the compressed area of the wall,

t товщина стіни, і

t is the wall thickness, and

f_{vd} міцність матеріалу кам'яної кладки на зсув з урахуванням наявності вертикального навантаження: $= f_{vm0} + 0,4N/D't < 0,065f_m$, де f_{vm0} – середня міцність на зсув за відсутності вертикального навантаження і f_m – середня міцність на стискування, обидві отримані як з випробувань на місці, так і з додаткових джерел інформації, і поділені на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті **3.5(1)P** і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня

f_{vd} is the masonry shear strength accounting for the presence of vertical load: $= f_{vm0} + 0,4N/D't < 0,065f_m$ where f_{vm0} – is the mean shear strength in the absence of vertical load and f_m the mean compressive strength, both as obtained from in-situ tests and from the additional sources of information, and divided by the confidence factors, as defined in the **3.5(1)P** and Table 3.1, accounting for the level of knowledge attained. In primary seismic

інформативності. У первинних сейсмічних стінах (несучих), обидва даних значення міцності матеріалу діляться далі на коефіцієнт надійності по матеріалу для цегляної кладки відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, **9.6**.

C.4.3.2 Граничний Стан Близький Руйнування (NC)

(1) Застосовуються пункти **C.4.3.1 (1)** і **C.4.3.1 (3)**.

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зсувом, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята рівною 4/3 від значення, вказаного в пункті **C.4.3.1(2)**.

C.4.3.3 Граничний Стан при Обмежених Пошкодженнях (DL)

(1) Застосовується пункт **C.4.3.1 (I)**.

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зсувом, може бути прийнята як міцність на дію поперечної сили, вказана в пункті **C.4.3.1(3)**.

C.5 Конструктивні зміни

C.5.1 Методика ремонту і підсилення

C.5.1.1 Усунення(ремонт) тріщин

(1) Якщо ширина тріщини відносно мала (наприклад, менше 10 мм), і товщина стіни також відносно мала, тріщини можуть закладатися будівельним розчином.

(2) Якщо ширина тріщин мала, але товщина кладки велика, слід використовувати інекцію цементного розчину. По можливості слід використовувати розчин, що не дає усадки. Замість цементного розчину для закладення дрібних тріщин може використовуватися епоксидний розчин.

(3) Якщо тріщина є досить широкою (наприклад, більше 10 мм), пошкоджений участок слід перебудувати, використовуючи подовжену (шовну) цеглу або камені. Інакше слід використовувати скріплення типу «ластівчин хвіст», металеві пластини або полімерні сітки

walls, both these material strengths are further divided by the partial factor for masonry in accordance with EN 1998-1:2004, **9.6**.

C.4.3.2 LS of Near Collapse (NC)

(1) **C.4.3.1(1)** and **C.4.3.1(3)** apply.

(2) The capacity of an unreinforced masonry wall controlled by shear may be expressed in terms of drift and taken as 4/3 of the values in **C.4.3.1(2)**

C.4.3.3 LS of Damage Limitation (DL)

(1) **C.4.3.1(I)** applies.

(2) The capacity of an unreinforced masonry wall controlled by shear may be taken as the shear force capacity given in **C.4.3.1(3)**.

C.5 Structural interventions

C.5.1 Repair and strengthening techniques

C5.1.1 Repair of cracks

(1) If the crack width is relatively small (e.g., less than 10 mm) and the thickness of the wall is relatively small, cracks may be sealed with mortar.

(2) If the width of cracks is small but the thickness of the masonry is not, cement grout injections should be used. Where possible, non-shrinkage grout should be used. Epoxy grouting may be used instead, for fine cracks.

(3) If the crack are relatively wide (e.g., more than 10 mm), the damaged area should be reconstructed using elongated (stitching) bricks or stones. Otherwise, dovetailed clamps, metal plates or polymer grids should be used to tie together the two faces of the crack. Voids

для скріплення двох поверхонь тріщини. Порожнечі слід заповнювати цементним будівельним розчином, що володіє відповідною текучістю.

(4) У тих місцях, де шви поганої якості є достатньо горизонтальними, стійкість стін до вертикального розтріскування може бути істотно підвищена шляхом закладення в шви поганої якості або витих дротяних канатів малого діаметру, або смуг полімерної сітки.

(5) Для ремонту крупних діагональних тріщин можуть бути залиті вертикальні бетонні ребра в нерівномірно розташовані гнізда, зроблені в камяній стіні, зазвичай по обидві сторони. Такі ребра слід підсилити, використовуючи замкнуті хомути і стрижні повздовжньої арматури. Витий проволочний канат, згаданий в пункті (4), повинен проходити уперек бетонних ребер. Як альтернативи, можна використовувати полімерні сітки для обгортання однієї або обох поверхонь кам'яної кладки стіни у поєднанні з використанням відповідного будівельного розчину і штукатурки.

C.5.1.2 Ремонт і підсилення пересічення стін

(1) Для поліпшення з'єднання між стінами, що перетинаються слід використовувати цеглу або камені з перевязкою. З'єднання може бути виконане ефективнішим різними способами:

I. Шляхом будівництва залізобетонного поясу;

II. Шляхом додавання сталевих пластин або сіток в шви поганої якості;

III. Шляхом введення похилих сталевих стрижнів в отвори, висвердлені в камяній кладці, з подальшою заливкою їх розчином;

IV. Шляхом подальшого натягнення.

C.5.1.3 Зміцнення і підвищення жорсткості горизонтальних діафрагм

(1) Дерев'яним перекриттям може бути додана додаткова міцність і жорсткість в попереженні деформацій із площини шляхом:

should be filled with cement mortar of appropriate fluidity.

(4) Where bed-joints are reasonably level, the resistance of walls against vertical cracking can be considerably improved by embedding in bed-joints either small diameter stranded wire ropes or polymeric grid strips.

(5) For repair of large diagonal cracks, vertical concrete ribs may be cast into irregular chases made in the masonry wall, normally on both sides. Such ribs should be reinforced with closed stirrups and longitudinal bars. Stranded wire rope as in (4) should run across the concrete ribs. Alternatively, polymeric grids may be used to envelop one or both faces of the masonry walls, combined with appropriate mortar and plaster.

C5.1.2 Repair and strengthening of wall intersections

(1) To improve connection between intersecting walls, use should be made of cross-bonded bricks or stones. The connection may be made more effective in different ways:

I. Through construction of a reinforced concrete belt,

II. By addition of steel plates or meshes in the bed-joints,

III. Through insertion of inclined steel bars in holes drilled in the masonry and grouting thereafter,

IV. Through post-tensioning.

C.5.1.3 Strengthening and stiffening of horizontal diaphragms

(1) Timber floors may be strengthened and stiffened against in-plane distortion by:

I. закріплення цвяхами додаткового (ортогонального чи під кутом) шару дерев'яних дощок поверх тих, що є;

II. заливки поверх їх бетонного шару, армованого зварною дротяною сіткою. Бетонне покриття повинне мати з'єднання з дерев'яною підлогою, що працює на зсув, і анкерне кріплення до стін;

III. розміщення подвійної діагональної сітки з плоских сталевих розтяжок, прикріплених анкерним кріпленням до балок і до периметра стіни.

(2) Кроквяні ферми слід укріплювати зв'язками жорсткості і прикріплювати анкерним кріпленням до підтримуючих стін. Слід створити горизонтальну діафрагму (наприклад, шляхом добавлення системи в'язів) на рівні нижніх поясів ферм.

C.5.1.4 Балки-затяжки

(1) У разі пошкодження існуючих анкерних балок між стінами і перекриттями, їх слід відремонтувати або перебудувати заново. Якщо в первинній структурі будівлі анкерні балки відсутні, їх слід додати.

C.5.1.5 Підсилення будівель за допомогою сталевих стягування

(1) Додавання сталевих стягування упродовж або уперек стін, зовні або в отвори, висвердлені в стінах, є ефективним засобом з'єднання стін і поліпшення загальних характеристик кам'яних будівель.

(2) Стягування з подальшим натягненням можуть бути використані для підвищення стійкості стін до розтягуючої напруги.

C.5.1.6 Зміцнення кам'яних стін з бутовим сердечником (багатошарові стіни)

(1) Бутовий сердечник може бути укріплений цементним розчином, якщо проникнення розчину є задовільним. Якщо зчеплення розчину з бутовою кладкою представляється слабким, заливку розчином слід доповнювати установ-

I. nailing an additional (orthogonal or oblique) layer of timber boards onto the existing ones,

II. casting an overlay of concrete reinforced with welded wire mesh. The concrete overlay should have shear connection with the timber floor and should be anchored to the walls,

III. placing a doubly-diagonal mesh of flat steel ties anchored to the beams and to the perimeter walls.

(2) Roof trusses should be braced and anchored to the supporting walls. A horizontal diaphragm should be created (e.g. by adding bracing) at the level of the bottom chords of the trusses.

C.5.1.4 Tie beams

(1) If existing tie-beams between walls and floors are damaged, they should be repaired or rebuilt. If there are no tie-beams in the original building structure, such beams should be added.

C.5.1.5 Strengthening of buildings by means of steel ties

(1) The addition of steel ties, along or transversely to the walls, external or within holes drilled in the walls, is an efficient means of connecting walls and improving the overall behaviour of masonry buildings.

(2) Posttensioned ties may be used to improve the resistance of the walls against tensile stresses.

C.5.1.6 Strengthening of rubble core masonry walls (multi-leaf walls)

(1) The rubble core may be strengthened by cement grouting, if the penetration of the grout is satisfactory. If adhesion of the grout to the rubble is likely to be poor, grouting should be supplemented by steel bars inserted across the

кою сталевих стрижнів упоперек сердечника і прикріплювати анкерним кріпленням до зовнішнього шару стіни.

core and anchored to the outer leafs of the wall.

C.5.1.7 Зміцнення стін за допомогою залізо-бетонних корсетів або сталевих профілів

C.5.1.7 Strengthening of walls by means of reinforced concrete jackets or steel profiles

(1) Бетон слід наносити методом торкретування і корсети слід армувати зварною дротяною сіткою або сталевими стрижнями.

(1) The concrete should be applied by the shotcrete method and the jackets should be reinforced by welded wire mesh or steel bars.

(2) Корсети можуть застосовуватися тільки на одній поверхні стіни, або, переважно, на обох. Два шари корсету на протилежних поверхнях стіни, слід сполучати поперечними зв'язками через кам'яну кладку. Корсети, що наносяться тільки на одну поверхню, слід приєднувати до кам'яної кладки за допомогою штроб.

(2) The jackets may be applied on only one face of the wall, or preferably on both. The two layers of the jacket applied to opposite faces of the wall, should be connected by means of transverse ties through the masonry. Jackets applied on only one face, should be connected to the masonry by chases.

(3) Сталеві профілі можна використовувати аналогічним чином, за умови, що вони приєднуються належним чином до обох поверхонь стіни або тільки до однієї поверхні.

(3) Steel profiles may be used in a similar way, provided they are appropriately connected to both faces of the wall or on one face only.

C.5.1.8 Підсилення стін за допомогою покриття корсетами з полімерних сіток

C.5.1.8 Strengthening of walls by means of polymer grids jackets

(1) Полімерні сітки можна використовувати для зміцнення наявних і нових елементів кам'яної кладки. Для існуючих елементів сітки слід приєднувати до кам'яної кладки стіни з одного боку або з обох боків і закріплювати анкерним кріпленням до перпендикулярних стін. У разі нових елементів, втручання може включати додаткову установку сіток в горизонтальних шарах будівельного розчину між кладкою. Штукатурка, що покриває полімерні сітки, має бути податливою і, переважно, мати в своїй основі вапно і цемент з волоконною арматурою.

(1) Polymer grids may be used to strengthen existing and new masonry elements. In case of existing elements, the grids should be connected to masonry walls from one sides or both sides and should be anchored to the perpendicular walls. In case of new elements, the intervention may involve the additional insertion of grids in the horizontal layers of mortar between bricks. Plaster covering polymeric grids should be ductile, preferably lime-cement with fibre reinforcement.

ДОДАТОК НА
(довідковий)

Перелік національних стандартів України (ДСТУ), ідентичних МС,
посилання на які є в EN 1998-3:2005 разом із технічною поправкою
EN 1998-3:2005/AC:2010

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)"

EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE
EUROPÄISCHE NORM

EN 1998-3:2005/AC

March 2010
Mars 2010
März 2010

ICS 91.120.25

English version
Version Française
Deutsche Fassung

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3:
Assessment and retrofitting of buildings

Eurocode 8: Calcul des structures pour leur
résistance aux séismes - Partie 3:
Evaluation et renforcement des bâtiments

Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken
gegen Erdbeben - Teil 3: Beurteilung und
Ertüchtigung von Gebäuden

This corrigendum becomes effective on 10 March 2010 for incorporation in the three official language versions of the EN.

Ce corrigendum prendra effet le 10 mars 2010 pour incorporation dans les trois versions linguistiques officielles de la EN.

Die Berichtigung tritt am 10.März 2010 zur Einarbeitung in die drei offiziellen Sprachfassungen der EN in Kraft.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

Management Centre: Avenue Marnix 17, B-1000 Brussels

© 2010 CEN All rights of exploitation in any form and by any means reserved worldwide for CEN national Members.
Tous droits d'exploitation sous quelque forme et de quelque manière que ce soit réservés dans le monde entier aux membres nationaux du CEN.
Alle Rechte der Verwertung, gleich in welcher Form und in welchem Verfahren, sind weltweit den nationalen Mitgliedern von CEN vorbehalten.

Ref. No.: EN 1998-3:2005/AC:2010 D/E/F

(Український переклад англійської мови)

Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій. Частина 3.
Оцінка стану та відновлення будівель

Це виправлення вступає в силу 10 березня 2010 року для включення
в трьох офіційних мовах EN.

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ КОМІТЕТ ЗІ СТАНДАРТИЗАЦІЇ

Центр управління: Avenue Marnix 17, B-1000 Брюссель

© 2010 CEN. Всі права членів національних CEN на використання в будь-якій формі і
будь-яким способом захищені у всьому світі.

Ref. No.: EN 1998-3:2005/AC:2010 D/E/F

1) Зміни до "Національного доповнення для EN 1998-3"

1) Modification to "National annex for EN 1998-3"

В останньому параграфі, знизу таблиці, додати наступні строки:

Last paragraph, bottom of the table, add the following rows:

A.4.4.2(5)	Коефіцієнт надійності γ_{fd} для порушення зчеплення ППФ Partial factor γ_{fd} for FRP debonding
A.4.4.2(9)	Коефіцієнт надійності γ_{fd} з ППФ Partial factor γ_{fd} of the FRP

2) Зміна до пункту 2.1

2) Modification to 2.1

Параграф (2)P, ПРИМІТКА, поміняти "Граничні стани будуть перевірятися в країні" з "Граничні стани будуть перевірені в країні".

Paragraph (2)P, NOTE, replace "the Limit States will be checked in a country" with "the Limit States to be checked in a country".

3) Зміна до пункту 4.4.2

3) Modification to 4.4.2

Параграф (1)P, поміняти "жорсткої рами, тощо) і через ρ_{max} і ρ_{min} " з "жорсткої рами, тощо) і через ρ_{max} і ρ_{min} ".

Paragraph (1)P, replace "of a braced frame, etc.) and by ρ_{max} and ρ_{min} " with "of a braced frame, etc.) and by ρ_{max} and ρ_{min} ".

4) Зміна до пункту 4.6

4) Modification to 4.6

Параграф (1)P, Табл. 4.3, 3-й ряд ("Вид елемента або механізму (е/м)/Пластичний") 6-та колонка ("Нелінійна Модель/Спроможність"), поміняти "З точки зору міцності. Використовуйте середні значення властивостей, поділені на CF і частковий чинник» з «З точки зору деформації. Використовуйте середні значення властивостей, поділені на CF.

Paragraph (1)P, Table 4.3, 3rd row ("Type of element or mechanism (e/m)/Ductile"), 6th column ("Nonlinear Model/Capacity"), replace "In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor " with " In terms of deformation. Use mean values of properties divided by CF."

5) Зміна до пункту A.3.2.2

5) Modifications to A.3.2.2

Параграф (1), поміняти :

Paragraph (1), replace:

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (A.1)''$$

with: жорсткої

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\min \left(9; \frac{L_V}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,25^{100 \cdot \rho_d}) \quad (A.1)''$$

Параграф (1), 2-й параграф, перед параграфом (2), поміняти "вираз (A.1) ділиться на 1,6." з "виразом (A.1) множиться на 0,58."

Paragraph (1), 2nd paragraph before paragraph (2), replace "expression (A.1) is divided by 1,6." with "expression (A.1) is multiplied by 0,58."

Параграф (2), поміняти :

Paragraph (2), replace:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,275^{100 \cdot \rho_d}) \quad (A.3)''$$

with:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \cdot (1,275^{100 \cdot \rho_d}) \quad (A.3)''$$

Параграф (3), поміняти "(A.1) і (A.3) умножаються на 0,825" з "(A.1) і (A.3) діляться на 1.2".

Paragraph (3), replace "(A.1) and (A.3) are multiplied by 0,825" with "(A.1) and (A.3) are divided by 1.2".

Параграф (5), поміняти, "помножений на 0,575, поки" з "помноженим на 0,8, поки".

Paragraph (5), replace "multiplied by 0,575, while the" with "multiplied by 0,8, while the".

Параграф (5), поміняти, "помножений на 0,375 (з цими чинниками, зокрема чинник зменшення 0,825 з (3) розрахунку для недоліку" з "помноженим на 0,75 (з цими чинниками, зокрема чинник зменшення 1,2 з (3) розрахунку для недоліку".

Paragraph (5), replace "multiplied by 0,375 (with these factors including the reduction factor 0,825 of (3) accounting for the lack" with "multiplied by 0,75 (with these factors including the reduction factor 1,2 of (3) accounting for the lack".

Параграф (5), завершальний двохвхідний список, 2-й вхід, поміняти "відповідно з (1) помноженим на 0,0025 · (180 + min(50, l₀ / d_{bl})) · (1 - l₀ / L_v) поки" з "відповідністю з (1) і (3) помножено 0,019 · (10 + min(40, l₀ / d_{bl})) поки".

Paragraph (5), final two-entry list, 2nd entry, replace "accordance with (1) multiplied by 0,0025 · (180 + min(50, l₀ / d_{bl})) · (1 - l₀ / L_v), while the" with "accordance with (1) and (3) multiplied by 0,019 · (10 + min(40, l₀ / d_{bl})), while the".

Параграф (5), завершальний двохвхідний список, 2-й вхід, поміняти "відповідно з (2) помноженим на 0,0035 · (60 + min(50, l₀ / d_{bl})) · (1 - l₀ / L_v)" з "відповідністю з (2) і (3) помножено 0,019 · min(40, l₀ / d_{bl})".

Paragraph (5), final two-entry list, 2nd entry, replace "accordance with (2) multiplied by 0,0035 · (60 + min(50, l₀ / d_{bl})) · (1 - l₀ / L_v)" with "accordance with (2) and (3) multiplied by 0,019 · min(40, l₀ / d_{bl})".

6) Модифікації до А.3.2.4

6) Modifications to A.3.2.4

Параграф (2), рівняння (10a), поміняти

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,00135 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

з

Paragraph (2), Equation (A, 10a), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,00135 \cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Параграф (2), рівняння (A.11a), поміняти

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot$$

$$\cdot \left(1 - 1,35 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

з

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 +$$

$$+ \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Параграф (2), рівняння (A.10b), поміняти

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

з

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Параграф (2), рівняння (A.11b), поміняти

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot$$

$$\cdot \left(1 - 1,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

з

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Параграф (2), під рівнянням (A.11b), перша лінія визначення " $\alpha_v \cdot z$ ", поміняти " $\alpha_v \cdot z$ " з " $\alpha \cdot V \cdot z$ ".

Параграф (2), під рівнянням (A.11b), визначення " $\alpha_v \cdot z$ ", перша лінія під-визначення "

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Paragraph (2), Equation (A.11a), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot$$

$$\cdot \left(1 - 1,35 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 +$$

$$+ \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Paragraph (2), Equation (A.10b), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \cdot$$

$$\cdot \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Paragraph (2), Equation (A.11b), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,002 \cdot$$

$$\cdot \left(1 - 1,125 \cdot \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}}$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0013 + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}}$$

Paragraph (2), under Equation (A.11b), first line of the definition of " $\alpha_v \cdot z$ ", replace " $\alpha_v \cdot z$ " with " $\alpha \cdot V \cdot z$ ".

Paragraph (2), under Equation (A.11b), definition of " $\alpha_v \cdot z$ ", first line of the sub-definition

α_v ", поміняти " α_v " з " $\alpha \cdot V$ " .

Параграф (2), під рівнянням (A.11b), визначення " $\alpha_v \cdot z$ ", остання лінія під-визначення " $\alpha_v = 1$ ", поміняти

"(і.е. якщо $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $\alpha_v = 0$ "

з

"(і.е. якщо $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $\alpha \cdot V = 0$ " .

7) Модифікації до А.4.2.2

Параграф (2), видалення:

"Якщо має розміри, щоб з'єднати жакет із старим бетоном включають огрублення інтерфейсу:"

Параграф (2), видалити:

"Для всіх типів заходів, щоб з'єднати кожух із старим бетоном, або якщо ніякі спеціальні заходи не передбачені:

$$\theta_y^* = 1,2 \cdot \theta_y$$

8) Модифікації до А.4.3.2

Параграф (2), рівняння (A.21), поміняти

$$"V_j = 0,5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}"$$

з

$$"V_j = 0,5 \cdot h \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj,d} \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta"$$

Параграф (2), після рівняння (A.21), зразу під тим, "де:", додайте наступний рядок: "h - глибина перетину".

Параграф (2), після рівняння (A.21), визначення "b", видалить останнє слово "і".

Параграф (2), після рівняння (A.21), визначення "s", видалить останнє слово "і".

Параграф (2), після Вирівнювання (A.21), тільки під визначенням "s", додайте наступні рядки:

" θ - кут нахилу підпори,

β - кут між вісю сталевих ременів і вісю елемента ($\beta = 90^\circ$, у разі безперервних сталевих

of " α_v ", replace " α_v " with " $\alpha \cdot V$ ".

Paragraph (2), under Equation (A.11b), definition of " $\alpha_v \cdot z$ ", last line of the sub-definition of " $\alpha_v = 1$ ", replace

"(i.e. if $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $\alpha_v = 0$,"

with

"(i.e. if $M_y < L_v \cdot V_{R,c}$) $\alpha \cdot V = 0$," .

7) Modifications to A.4.2.2

Paragraph (2), delete:

"If measures to connect the jacket to the old concrete include roughening of the interface:"

Paragraph (2), delete:

"For all other types of measures to connect the jacket to the old concrete, or if no special measures are taken:

$$\theta_y^* = 1,2 \cdot \theta_y$$

8) Modifications to A.4.3.2

Paragraph (2), Equation (A.21), поміняти

$$"V_j = 0,5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}"$$

with

$$"V_j = 0,5 \cdot h \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj,d} \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta"$$

Paragraph (2), after Equation (A.21), immediately under "where:", add the following line: "h is the depth of the cross-section,"

Paragraph (2), after Equation (A.21), definition of "b", delete the last word "and".

Paragraph (2), after Equation (A.21), definition of "s", delete the last word "and".

Paragraph (2), after Equation (A.21), just under the definition of "s", add the following lines:

" θ is the strut inclination angle,

β is the angle between the axis of the steel straps and the axis of the member ($\beta = 90^\circ$, in

вих пластин), і".

case of continuous steel plates), and".

9) Модифікації до А.4.4.3

Параграф (4), поміняти "закруглена, щоб дозволити обгортання" з "закруглена радіусом R , щоб дозволити обгортання".

9) Modifications to A.4.4.3

Paragraph (4), replace "rounded to allow wrapping" with "rounded to a radius R to allow wrapping".

Параграф (4), поміняти з $k_s = 2 \cdot R_c / D$ і $f_1 = 2$ " з " $k_s = 2 \cdot R / D$ і $f_1 = 2$ ".

Paragraph (4), replace "with $k_s = 2 \cdot R_c / D$ and $f_1 = 2$ " with "with $k_s = 2 \cdot R / D$ and $f_1 = 2$ ".

10) Модифікація до А.4.4.4

Параграф (3), на вхідному листі b), поміняти "ППФ тільки, з $\alpha_{1,f} = 4/n_{tot}$ і $\rho_f, f_{f,e}, n_{tot}$ як визначається в А.4.4.3(6) для ППФ." з "ППФ тільки, з $\alpha_{1,f} = \alpha(4/n_{tot})$ і $\rho_f, f_{f,e}, \alpha, n_{tot}$ як визначається в А.4.4.3(6) для ППФ".

10) Modification to A.4.4.4

Paragraph (3), list entry b), replace "FRP alone, with $\alpha_{1,f} = 4/n_{tot}$ and $\rho_f, f_{f,e}, n_{tot}$, as defined in A.4.4.3(6) for the FRP." with "FRP alone, with $\alpha_{1,f} = \alpha(4/n_{tot})$ and $\rho_f, f_{f,e}, \alpha, n_{tot}$ as defined in A.4.4.3(6) for the FRP".

11) Модифікація до В.5.1

Параграф (1), поміняти "повинен розвивати цілком їх пластичні моменти" з "повинен розвивати їх повні пластичні моменти".

11) Modification to B.5.1

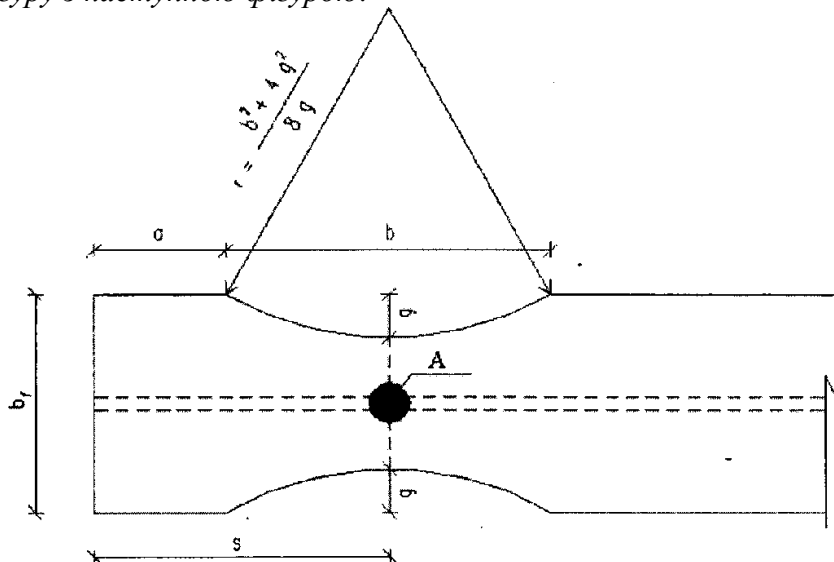
Paragraph (1), replace "should develop full their plastic moments" with "should develop their full plastic moments".

12) Модифікації до В.5.3.4

Параграф (3), підпараграф II., Фігура В.1, замінюють фігуру з наступною фігурою:

12) Modifications to B.5.3.4

Paragraph (3), subparagraph II., Figure B.1, replace the figure with the following one:



Параграф (3), підпараграф VII., поміняти "глибина розрізу c і повторні кроки (IV) (VI). G довжини має бути" з " g глибина розрізу і повторні кроки (IV) (VI). Довжина b має бути".

Paragraph (3), subparagraph VII., replace "cut-depth c and repeat steps (IV) to (VI). The length g should be" with "cut-depth g and repeat steps (IV) to (VI). The length b should be".

13) Модифікація до В.5.4.2

Параграф (3), поміняти

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ при DL LS "

з

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ (подивіться EN 1998-1:2004, 7.6.4(2)) при DL LS".

14) Модифікації до В.6.2.3.1

Параграф (5), підпараграф VI., рівняння (B.34), поміняти:

$$"d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L-d_c}{L-d_c-2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H-d_b}{H} \right) "$$

з

$$"d_{wc} \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L-d_c}{L-d_c-2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H-d_b}{H} \right) "$$

Параграф (5), підпараграф VI., під рівняння (B.34), поміняти:

" d_c - глибина ребра колони"

з:

" d_{wc} - глибина ребра колони".

15) Модифікації до С.4.2.1

Параграф (3), поміняти "неармована стіна кладки, коли контролюється" з "неармованою стіною кладки контрольованою...".

Параграф (3), останій рядок, поміняти "відповідний рівень знання), t - стіна" з "відповідний рівень знання m), t - стіна"

13) Modification to B.5.4.2

Paragraph (3), replace

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ at the DL LS"

with

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ (see EN 1998-1:2004, 7.6.4(2)) at the DL LS".

14) Modifications to B.6.2.3.1

Paragraph (5), subparagraph VI., Equation (B.34), replace:

$$"d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L-d_c}{L-d_c-2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H-d_b}{H} \right) "$$

with

$$"d_{wc} \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L-d_c}{L-d_c-2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H-d_b}{H} \right) "$$

Paragraph (5), subparagraph VI., under Equation (B.34), replace:

" d_c is the depth of the column web,"

with:

" d_{wc} is the depth of the column web,".

15) Modifications to C.4.2.1

Paragraph (3), replace "unreinforced masonry wall as controlled by" with "unreinforced masonry wall controlled by".

Paragraph (3), last line, replace "the appropriate knowledge level), t is the wall" with "the appropriate knowledge level m), t is the wall"

Код УКНД 91.120.25

Ключові слова: землетрус, сейсмонебезпечність, Єврокоди, сейсмостійкість, правила проектування, 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