

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

ЄВРОКОД 8
ПРОЕКТУВАННЯ СЕЙСМОСТІЙКИХ КОНСТРУКЦІЙ
Частина 3. Оцінка стану та відновлення будівель
(EN 1998-3:2005, IDT)

ДСТУ-Н Б EN 1998-3:2012

Не є офіційним виданням.
Офіційне видання розповсюджує
національний орган стандартизації
(ДП «УкрНДНЦ» <http://uas.gov.ua>)

ПЕРЕДМОВА

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

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

2 НАДАНО ЧИННОСТІ:

наказ Мінрегіону України від 21.12.2012 р. № 652, чинний з 2013-07-01

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

НАЦІОНАЛЬНИЙ ВСТУП

Цей стандарт є тотожним перекладом 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 1998-3:2012 "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, не прийнятих 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 1998-3:2012 після додатка НА.

ЗМІСТ

	C.
Вступ	VII
Основи програми Єврокоду	VII
Статус і сфера застосування Єврокодів	IX
Національні стандарти, що впроваджують Єврокоди	X
Зв'язок між Єврокодами і гармонізованими технічними умовами (ENs і ETAs) для виробів	X
Додаткова інформація, що відноситься до EN 1998-3	XI
Національний додаток до EN 1998-3	XII
1 Загальні відомості	1
1.1 Сфера застосування	1
1.2 Нормативні посилання	2
1.2.1 Посилання на загальні стандарти	3
1.3 Допущення	3
1.4 Розмежування між принципами і правилами застосування	3
1.5 Терміни і визначення	3
1.6 Позначки	3
1.6.1 Загальні відомості	3
1.6.2 Позначки, які використовуються в додатку А	3
1.6.3 Позначки, які використовуються в додатку В	6
1.7 Одиниці СІ	7
2 Експлуатаційні вимоги і критерії відповідності	8
2.1 Основні вимоги	8
2.2 Критерії відповідності	9
2.2.1 Загальні відомості	9
2.2.2 Граничний стан, близький до руйнування (NC)	11
2.2.3 Граничний стан при вагомих пошкодженнях (SD)	11
2.2.4 Граничний стан при обмежених пошкодженнях (DL)	12
3 Інформація для оцінки стану конструкцій	12
3.1 Загальна інформація та історія	12

CONTENTS

	page
Foreword	VII
Background of the Eurocode programme	VII
Status and field of application of Eurocodes	IX
National Standards implementing Eurocodes	X
Links between Eurocodes and harmonised technical specifications (ENs and ETAs) for products	X
Additional information specific to EN 1998-3	XI
National annex for EN 1998-3	XII
1 General	1
1.1 Scope	1
1.2 Normative references	2
1.2.1 General reference standards	3
1.3 Assumptions	3
1.4 Distinction between principles and application rules	3
1.5 Definitions	3
1.6 Symbol	3
1.6.1 General	3
1.6.2 Symbols used in Annex A	3
1.6.3 Symbols used in Annex B	6
1.7 S.I. Units	7
2 Performance requirements and compliance criteria	8
2.1 Fundamental requirements	8
2.2 Compliance criteria	9
2.2.1 General	9
2.2.2 Limit State of Near Collapse (NC)	11
2.2.3 Limit State of Significant Damage (SD)	11
2.2.4 Limit State of Damage Limitation (DL)	12
3 Information for structural assessment	12
3.1 General information and history	12

3.2	Необхідні вхідні дані	13
3.3	Рівні інформативності	14
3.3.1	Визначення рівнів інформативності	14
3.3.2	KL1: Обмежена інформативність	14
3.3.3	KL2: Звичайна інформативність	16
3.3.4	KL3: Повна інформативність	17
3.4	Ідентифікація рівня інформативності	18
3.4.1	Геометрія	18
3.4.2	Деталі	18
3.4.3	Матеріали	19
3.4.4	Визначення рівнів обстежень і випробувань	20
3.5	Коефіцієнт довірчої вірогідності	21
Оцінка стану		21
4.1	Загальні відомості	21
4.2	Сейсмічна дія і комбінація сейсмічних навантажень	22
4.3	Моделювання конструкції	22
4.4	Методи розрахунку	23
4.4.1	Загальні відомості	23
4.4.2	Розрахунок на горизонтальне навантаження	24
4.4.3	Багатомодальний розрахунок спектру реакції	25
4.4.4	Нелінійний статичний розрахунок	25
4.4.5	Нелінійний розрахунок з використанням записів коливань у часі	26
4.4.6	Підхід з використанням показника q	26
4.4.7	Комбінація складових сейсмічної дії	27
4.4.8	Додаткові заходи для конструкцій із заповненням цегляною кладкою	27
4.4.9	Коефіцієнти комбінацій для змінних впливів	27
4.4.10	Класи і коефіцієнти відповідальності	27
4.5	Перевірка безпеки	27

3.2	Required input date	13
3.3	Knowledge levels	14
3.3.1	Definition of knowledge levels	14
3.3.2	KL1: Limited knowledge	14
3.3.3	KL2: Normal knowledge	16
3.3.4	KL3: Full knowledge	17
3.4	Indefication of the knowledge levels	18
3.4.1	Geometry	18
3.4.2	Details	18
3.4.3	Materials	19
3.4.4	Definition of the levels of inspection and testing	20
3.5	Confidence factors	21
4	Assessment	21
4.1	General	21
4.2	Seismic action and seismic load combination	22
4.3	Structural modelling	22
4.4	Methods of analysis	23
4.4.1	General	23
4.4.2	Lateral force analysis	24
4.4.3	Multi-modal response spectrum analysis	25
4.4.4	Nonlinear static analysis	25
4.4.5	Non-linear time-history analysis	26
4.4.6	q -factor approach	26
4.4.7	Combination of the components of the seismic action	27
4.4.8	Additional measures for masonry infilled structures	27
4.4.9	Combination coefficients for variable actions	27
4.4.10	Importance classes and importance factors.	27
4.5	Safety verifications	27

4.5.1	Лінійні методи розрахунку (на горизонтальне навантаження або розрахунок модального спектру реакції)	27	4.5.1	Linear methods of analysis (lateral force or modal response spectrum analysis)	27
4.5.2	Нелінійні методи розрахунку (статичні або динамічні)	28	4.5.2	Nonlinear methods of analysis (static or dynamic)	28
4.5.3	Підхід з використанням показника q	28	4.5.3	q -factor approach	28
4.6	Збір критеріїв для розрахунку і перевірки безпеки	29	4.6	Summary of criteria for analysis and safety verifications	29
5	Рішення для конструкційного втручання	30	5	Decisions for structural intervention	30
5.1	Критерії для ухвалення рішення щодо конструкційного втручання	30	5.1	Criteria for a structural intervention	30
5.1.1	Вступ	30	5.1.1	Introduction	30
5.1.2	Технічні критерії	31	5.1.2	Technical criteria	31
5.1.3	Тип конструктивного втручання	31	5.1.3	Type of intervention	31
5.1.4	Неконструктивні елементи	32	5.1.4	Non-structural elements	32
5.1.5	Обґрунтування вибраного типу втручання	33	5.1.5	Justification of the selected intervention type	33
6	Реконструкція	33	6	Design of structural intervention	33
6.1	Процедура розроблення проекту реконструкції	33	6.1	Retrofit design procedure	33
Додаток А	Залізобетонні конструкції	35	Annex A (informative)	reinforced concrete structures	35
Додаток В	Сталеві і сталобетонні конструкції	61	Annex B (informative)	steel and composite structures	61
Додаток С	Кам'яні будівлі	94	Annex C (informative)	masonry buildings	94
Додаток НА	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	105			

ВСТУП

Цей Європейський стандарт EN 1998-3, Єврокод 8: Проектування сейсмостійких конструкцій: Оцінка стану та відновлення будівель був підготовлений Технічним комітетом CEN/TC250 "Єврокоди в галузі будівництва", секретаріатом якого керує 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 відкликані не пізніше березня 2010 року.

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

Згідно з внутрішнім регламентом 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 альтернативи для національних норм, чинних в державах – членах і, в кінцевому рахунку, замінити їх.

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

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 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.

В 1989 році Комісія і держави-члени ЄС і Європейська асоціація вільної торгівлі (EFTA) 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 EFTA директиви ініційовано з метою 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

EN 1995 Єврокод 5. Проектування дерев'яних конструкцій

EN 1996 Єврокод 6. Проектування кам'яних конструкцій

EN 1997 Єврокод 7. Геотехнічне проектування

EN 1998 Єврокод 8. Проектування сейсмостійких конструкцій

EN 1999 Єврокод 9. Проектування алюмінієвих конструкцій

Єврокоди визнають відповідальність розпорядчих органів держав-членів та захищають право визначати критерії, що стосуються регулювання питань безпеки на національному рівні, де вони продовжують варіюватися від держави до держави.

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

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

EN 1995 Eurocode 5: Design of timber structures

EN 1996 Eurocode 6: Design of masonry structures

EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

EN 1998 Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance

EN 1999 Eurocode 9: Design of aluminium structures

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

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).

СТАТУС І СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ ЄВРОКОДІВ

Держави-члени EU і EFTA визнали, що Єврокоди служать в якості довідкового матеріалу для таких цілей:

- як спосіб доказу відповідності будівель і будівельних робіт основним вимогам директиви Ради 89/106/ЕЕС, зокрема особливо важливій вимозі №1 – Механічна стійкість і стабільність – і важливій вимозі №2 – Безпека у разі пожежі;
- як основа для визначення контрактів на будівельні роботи і суміжні інженерні послуги;
- як основа для розроблення гармонізованих технічних умов на будівельну продукцію (ENs і ETAs).

Єврокоди в тій мірі, в якій вони стосуються саме будівельних робіт, матимуть прямий зв'язок з тлумачними документами², передбаченими в статті 12 CPD, хоча вони відрізняються від гармонізованих стандартів на продукцію стандартизації³. Таким чином, технічні аспекти, що впливають при роботі з Єврокодами, повинні бути належним чином розглянуті технічними комітетами CEN і/або Робочими групами EOTA,

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

³ Згідно зі ст. 12 CPD тлумачні документи повинні:

- a) дати конкретну форму необхідним вимогам із гармонізації термінології і технічних основ і зазначенням класів і рівнів з кожної вимоги в разі потреби;
- b) вказати способи зв'язку цих класів і рівнів вимог з технічними характеристиками, наприклад, методи обчислення і докази, технічні правила для розроблення проекту тощо;
- c) служити керівництвом для розробки гармонізованих стандартів і керівних принципів для європейських технічних схваленень.

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 під додатковий експертний розгляд, потребують особливого підходу в таких випадках.

Status and field of application of Eurocodes

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

- as a means to prove compliance of building and civil engineering works with the essential requirements of Council Directive 89/106/EEC, particularly Essential Requirement №1 – Mechanical resistance and stability – and Essential Requirement №2 – Safety in case of fire;
- as a basis for specifying contracts for construction works and related engineering services;
- as a framework for drawing up harmonised technical specifications for construction products (ENs and ETAs).

The Eurocodes, as far as they concern the construction works themselves, have a direct relationship with the Interpretative Documents² referred to in Article 12 of the CPD, although they are of a different nature from harmonised product standards³. Therefore, technical aspects arising from the Eurocodes work need to be adequately considered by CEN Technical Committees and/or EOTA Working Groups working on product stan-

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.

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

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

Він також може містити:

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

ЗВ'ЯЗОК МІЖ ЄВРОКОДАМИ І ГАРМОНІЗОВАНИМИ ТЕХНІЧНИМИ УМОВАМИ (ENs і ETAs) ДЛЯ ВИРОБІВ

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

dards 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 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.

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

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

ДОДАТКОВА ІНФОРМАЦІЯ, ЩО ВІДНОСИТЬСЯ ДО EN 1998-3

Незважаючи на те, що оцінка та модернізація існуючих споруд для несейсмічних дій ще не охоплена відповідними розділами Єврокоду відповідно до матеріалів, ця частина Єврокод 8 була спеціально розроблена, 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 Єврокод 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 з даною частиною Єврокода 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 буде сформульована вимога оцінки конкретного будинку. Умови, за яких необхідна сейсмічна оцінка стану окремої будівлі, що підлягає реконструкції, не входять у сферу дії даного стандарту.

Національні програми щодо зниження сейсмічного ризику, що включають сейсмічні оцінки стану та реконструкцію, можуть бути "активними" до "пасивними". "Активні" програми можуть

Additional information specific to EN 1998-3

Although assessment and retrofitting of existing structures for non-seismic actions is not yet 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 mitigation through seismic assessment and retrofitting may differentiate between "active" and "passive" seismic assessment and retrofitting programmes.

вимагати від власників будівель певних категорій укластися в конкретні строки завершення сейсмічної оцінки стану і в залежності від результатів – завершити реконструкцію. Категорії вибраних цільових будівель можуть залежати від сейсмічності і ґрунтових умов, класу відповідальності і заселеності та вразливості будівлі (в залежності від виду матеріалу і конструкцій, числа поверхів, строку служби будівлі, дат введення колишніх кодів тощо). "Пасивні" програми погоджують сейсмічну оцінку стану (можливо приводять до необхідності реконструкції) з іншими подіями і діяльністю, пов'язаними з експлуатацією будівлі та її продовженням при зміні її використання в зв'язку зі збільшенням населеності і підвищенням класу відповідальності, переробці понад певних меж (відсотку площі будівлі від повної вартості будівлі), ремонт пошкоджень після землетрусу тощо. вибір граничних станів для перевірки, а також періоди повторюваності сейсмічної дії, пов'язані з різними граничними станами, які можуть залежати від прийнятої програми оцінки стану і реконструкції. Відповідні вимоги можуть бути менш суворими в "активних" програмах ніж у "пасивних"; наприклад, у пасивних програмах, які визначаються переробкою, відповідні вимоги можуть давати градацію вартості робіт із переробки.

У разі низької сейсмічності (див. EN1998-1, 3.2.1 (4)) даний стандарт можна адаптувати з місцевими умовами за допомогою відповідних національних додатків.

НАЦІОНАЛЬНИЙ ДОДАТОК ДО EN 1998-3

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 параметри (НДП) для використання при проектуванні будівель та інженерних споруд, які будуть побудовані у відповідній країні.

"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 gradate 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 1998-3

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 1998-3 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 у наступних пунктах:

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

Розділ Reference	Пункт Item
1.1(4)	Інформаційні додатки A, B і C 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, за 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 процедурах 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 2013-07-01**1 ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ****1.1 Сфера застосування**

(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.

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

- надання критеріїв для оцінки сейсмічної поведінки існуючих окремих будівельних споруд.
- надання підходу до вибору необхідних коригувальних заходів.

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

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

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

1 GENERAL**1.1 Scope**

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

- To provide criteria for the evaluation of the seismic performance of existing individual building structures.
- To describe the approach in selecting necessary corrective measures.

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).

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

(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, даний стандарт включає оцінку сейсмічних впливів і заходів з реконструкції будівель, побудованих з таких конструктивних матеріалів: бетону, сталі і кам'яної кладки.

Примітка. Інформаційні 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 за необхідності.

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

(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 інформації) ніж 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 надається 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 слід посилатися на останню публікацію (включаючи поправки).

(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 amendments).

1.2.1 Посилання на загальні стандарти

EN 1990 Єврокод – Основи проектування конструкцій

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

1.3 Допущення

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

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

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

1.4 Розмежування між принципами і правилами застосування

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

1.5 Терміни і визначення

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

1.6 Позначки**1.6.1 Загальні відомості**

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

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

1.6.2 Позначки, які використовуються в додатку А

b	ширина сталевих смуг у сталевій обшивці
b_0 і h_0	розмір обмеженого бетонного сердечника до центральної лінії кільцевої арматури
b_i	відстань між осями повздовжньої стержневої арматури

1.2.1 General reference standards

EN 1990 Eurocode – Basis of structural design

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

1.3 Assumptions

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

(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) 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 Distinction between principles and application rules

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

1.5 Definitions

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

1.6 Symbols**1.6.1 General**

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

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

1.6.2 Symbols used in Annex A

b	width of steel straps in steel jacket
b_0 and h_0	dimension of confined concrete core to the centreline of the hoop
b_i	centreline spacing of longitudinal bars

c	захисний шар бетону над арматурою	c	concrete cover to reinforcement
d	ефективна висота перерізу (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 обтисненого 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
$f_{fdd,e}$	розрахункова ефективна міцність на розшарування армованого волокнами полімеру	$f_{fdd,e}$	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 поздовжньому напрямку)	f_{yd}	design value of yield strength of (longitudinal) reinforcement
$f_{y,d}$	розрахункове значення границі текучості сталевий обшивки	$f_{y,d}$	design value of yield strength jacket steel
f_{yw}	границя текучості поперечної арматури (арматура стиснена)	f_{yw}	yield stress of transverse or confinement reinforcement
h	висота поперечного перерізу	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 смуг/листів	$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f/s_f)/(1 + w_f/100\text{мм})}$	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 периметра в перерізі колони уздовж внутрішньої сторони поздовжньої 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) 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)	t_f	thickness of FRP (fibre-reinforced polymer) sheet
t_j	товщина сталевий оболонки	t_j	thickness of steel jacket
x	висота стисненої зони	x	compression zone depth
w_f	ширина смуги/листа із FRP (полімеру)	w_f	width of FRP (fibre-reinforced polymer) strip/sheet

z	довжина внутрішнього плеча перерізу	z	length of section internal lever arm
A_c	площа поперечного перерізу коло- ни	A_c	column cross-section area
$A_f = t_f \cdot W_f \cdot \sin \beta$	— площа горизонтальної проекції поперечного перерізу смуги/листа FRP полімеру товщи- ною 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 перерізу повз- довжньої сталевих арматури	A_s	cross-sectional area of longitudinal steel reinforcement
A_{sw}	площа поперечного перерізу хому- тів	A_{sw}	cross-sectional area of stirrup
E_f	модуль Юнга FRP (полімеру)	E_f	FRP (fibre-reinforced polymer) mo- dulus
$L_v = M/V$	ділянка сколювання (поперечна сила) на торці елемента	$L_v = M/V$	shear span at member end
N	осьова сила (позитивна для стискання)	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, визна- чена роздавленням стисненої діа- гональної 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 reinforce- ment to shear resistance
α	коефіцієнт ефективності обтиснен- ня (коэф. запасу)	α	confinement effectiveness factor
γ_{e1}	коефіцієнт, що перевищує 1,0 для первинних сейсмічних елементів і який дорівнює 1,0 для вторинних сейсмічних елементів	γ_{e1}	factor, greater than 1,0 for primary seismic and equal to 1,0 for second- ary seismic elements
γ_{fd}	частковий коефіцієнт для розша- рування FRP (полімеру)	γ_{fd}	partial factor for FRP (fibre-rein- forced 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 (полі- меру)	ε_{ju}	FRP (fibre-reinforced polymer) ulti- mate strain
$\varepsilon_{su,w}$	гранична деформація арматури обтиснення	$\varepsilon_{su,w}$	ultimate strain of confinement rein- forcement
θ	кут нахилу стисненої зони в роз- рахунку на зріз	θ	strut inclination angle in shear design
θ_y	обертання пояса (стисненої зони) при пластичній деформації бетон- ного елемента	θ_y	chord rotation at yielding of concrete member

θ_u	граничне обертання пояса бетонного елемента
$v = N/b \cdot h \cdot f_c$	(b – ширина стисненої зони)
ρ_d	коефіцієнт металу в діагональному армуванні
ρ_f	об'ємний коефіцієнт FRP (полімеру)
ρ_s	геометричний коефіцієнт сталевий арматури
$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w \cdot s_h$	– коефіцієнт поперечної сталевий арматури, паралельної напрямку x навантаження (s_h – крок хомутів)
ρ_{tot}	коефіцієнт загального повздовжнього армування
ρ_{sw}	об'ємний коефіцієнт арматури обтиснення
ρ_w	коефіцієнт поперечного армування
φ_u	гранична кривизна біля торця перерізу
φ_y	кривизна пластичної деформації біля торця перерізу
ω, ω'	коефіцієнт конструктивного армування розтягнутої і стисненої арматури

1.6.3 Позначки, які використовуються в додатку В

b_{cp}	ширина листа обшивки
b_f	ширина полиці
d_c	ширина колони
d_z	відстань між накладками в зоні панелі
e	відстань між пластичним шарніром і поверхнею колони
f_c	міцність бетону на стиск
f_{ct}	міцність бетону на розтяг
f_{uw}	міцність зварних швів на розтяг
f_{ywh}	границя текучості поперечної арматури
$f_{y,pl}$	номінальна границя текучості кожної полиці
l_{cp}	довжина накладки
t_{cp}	товщина накладки
t_f	товщина
t_{bw}	товщина стінки

θ_u	ultimate chord rotation of concrete member
$v = N/b \cdot h \cdot f_c$	(b width of compression zone)
ρ_d	steel ratio of diagonal reinforcement
ρ_f	volumetric ratio of FRP (fibre-reinforced polymer)
ρ_s	geometric steel ratio
$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w \cdot s_h$	ratio of transverse steel parallel to direction x of loading (s_h stirrup spacing)
ρ_{tot}	total longitudinal reinforcement ratio
ρ_{sw}	volumetric ratio of confinement reinforcement
ρ_w	transverse reinforcement ratio
φ_u	ultimate curvature at end section
φ_y	yield curvature at end section
ω, ω'	mechanical reinforcement ratio of tension and compression reinforcement

1.6.3 Symbols used in Annex B

b_{cp}	width of the cover plate
b_f	flange width
d_c	column depth
d_z	panel-zone depth between continuity plates
e	distance between the plastic hinge and the column face
f_c	concrete compressive strength
f_{ct}	tensile strength of the concrete
f_{uw}	tensile strength of the welds
f_{ywh}	yield strength of transverse reinforcement
$f_{y,pl}$	nominal yield strength of each flange
l_{cp}	length of the cover plate
t_{cp}	thickness of the cover plate
t_f	thickness
t_{bw}	web thickness

w_z	ширина зони панелі між полицями колони	w_z	panel-zone width between column flanges
A_g	загальна площа перерізу	A_g	gross area of the section
A_{hf}	площа виступу полиці	A_{hf}	area of the haunch flange
A_{pl}	площа кожної полиці	A_{pl}	area of each flange
B_s	ширина плоского сталевго стрижня 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 сталевго в'язі	N_y	yield strength of the steel brace
S_x	момент опору перерізу балки (головний), пружний	S_x	beam elastic (major) modulus
T_C	товщина панелі	T_C	thickness of the panel
$V_{pl,Rd,b}$	зрушувальна сила у пластичному шарнірі балки	$V_{pl,Rd,b}$	shear force at a beam plastic hinge
Z_b	пластичний момент опору перерізу балки	Z_b	plastic modulus of the beam
Z_c	ефективний, пластичний момент опору перерізу у місці пластичного шарніра	Z_c	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 СИ

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

1.7 S.I. Units

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

2 ЕКСПЛУАТАЦІЙНІ ВИМОГИ І КРИТЕРІЇ ВІДПОВІДНОСТІ

2.1 Основні вимоги

(1)Р 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:

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 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.

Граничний стан при вагомих пошкодженнях (SD). Конструкція має вагомі пошкодження з деякою залишковою міцністю і жорсткістю по горизонтальній силі, а вертикальні елементи здатні витримувати вертикальні навантаження. Елементи несучих конструкцій пошкоджені, не дивлячись на те, що перегородки і заповнення не змістились зі своєї площини. 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. 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 є несуттєво малою. Конструкція не вимагає ухвалення якихось заходів із ремонту.

2 PERFORMANCE REQUIREMENTS AND COMPLIANCE CRITERIA

2.1 Fundamental requirements

(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:

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.

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

Примітка. Визначення граничного стану руйнування, наведене в даній частині 3 Єврокоду 8, ближче до фактичного руйнування будівлі ніж те, що представлено 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 граничних стани, два з них або один 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;
- *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.

2.2 Критерії відповідності

2.2.1 Загальні відомості

(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).

(2)P За винятком випадків застосування підходу з використанням показника q , відповідність перевіряється використанням повного (не зниженого пружного) сейсмічного впливу за 2.1 і 4.2 для необхідного періоду повторюваності.

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
- *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 Compliance criteria

2.2.1 General

(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 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 перевірці конструктивних елементів робиться відмінність між "податливими" і "крихкими". Якщо не використовується підхід з використанням показника q , то проводиться перевірка того, чи перевищують вимоги до конструкцій щодо їх деформованості. Крім того, перевіряється, чи не перевищують вимоги щодо міцності конструкцій.

Примітка. Інформацію про класифікацію елементів/механізмів як "податливих" або "крихких" можна знайти у відповідних додатках по матеріалах.

(4)P Крім того, підхід з використанням показника q можна використовувати там, де сейсмічна дія зменшується з допомогою цього показника 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 відповідних можливостей конструкцій за міцністю, розраховані відповідно до пункту (5) P.

(5)P При розрахунках несучої здатності податливих або крихких елементів там, де вони будуть порівнюватися з вимогами при перевірках безпеки відповідно до (3)P and (4)P, потрібно використовувати усереднені значення характеристик існуючих матеріалів, отриманих з випробувань при зведенні монолітних конструкцій на майданчику і з додаткових джерел інформації, поділених 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 частковий коефіцієнт цього матеріалу.

(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.

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

(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 For the calculation of the capacities of ductile or brittle elements, where these will be 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.

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 надані 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 елементів.

(3) Підхід, заснований на використанні показника q (див. 2.2.1(4)P, 4.2(3)P), зазвичай не придатний для перевірки по цьому граничному стану.

Примітка. Значення $q = 1,5$ та $2,0$, наведені 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 застосованих додатків стандарту EN 1998-1:2004, відповідають виконанню граничного стану при вагомих пошкодженнях. Якщо вибирається перевірка за граничним станом, близьким до руйнування, то можна застосувати пункт 2.2.3(3)P, при цьому величина показника 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, що відповідає 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.

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 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)Р За винятком використання показника 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)Р При використанні підходу з коефіцієнтом q (див. 2.2.1(4)Р, 4.2(3)Р) 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)Р Вимоги повинні ґрунтуватися на проектній сейсмічній дії, що відповідає даному граничному стану.

(2)Р За винятком застосування підходу з використанням показника q можливості повинні ґрунтуватися на міцності за текучістю матеріалу для всіх конструктивних (несучих) елементів і податливих та крихких. Можливості заповнень повинні ґрунтуватися на середній міжповерховій здатності до переміщень для заповнень.

(3)Р При підході з використанням показника q (див. 2.2.1(4)Р, 4.2(3)Р) вимоги та можливості слід порівнювати за середньою різницею між поверхових переміщень.

3 ІНФОРМАЦІЯ ДЛЯ ОЦІНКИ СТАНУ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Загальна інформація та історія

(1)Р 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.

(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 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 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 за його наявності. В останньому випадку також збирається інформація щодо можливих конструктивних змін після закінчення будівництва.

б) Ідентифікація типів фундаментів будівель.

с) Ідентифікація ґрунтових умов за класифікацією згідно з стандартом EN 1998-1:2004, 3.1.

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

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

ф) Інформація про критерії сейсмічного проектування, використані для первісного проектування, включаючи величину коефіцієнта зменшення зусиль (показник – q), якщо його можна застосовувати.

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

х) Повторна оцінка передбачених дій з урахуванням використання будівлі.

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

(2)Р 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.

3.2 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 foundations.

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 Рівень інформативності

3.3.1 Визначення рівнів інформативності

(1) Для вибору прийнятного типу розрахунку і відповідних значень коефіцієнта довірчої вірогідності визначаються три наступних рівні інформативності:

KL1: Обмежена інформативність

KL2: Звичайна інформативність

KL3: Повна інформативність

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

I) *геометрія*: геометричні властивості конструктивної системи і елементів конструкції, які не є 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 армувальних елементів у 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 коефіцієнта довірчої вірогідності (CF). Процедури для отримання необхідних даних представлені в 3.4.

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

3.3.2 KL1: Обмежена інформативність

(1) KL1 відповідає наступному стану інформативності:

I) *геометрія*: загальна геометрія конструкції і розміри елементів відомі із : а) зйомки, або б) – з оригінальних ескізних будівельних креслень, використовуваних як для оригінального будівництва, так і для будь-яких подальших модифікацій. У випадку б) слід перевіряти на місці достатню вибірку як розмірів загальної гео-

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: 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;

метрії, так і розмірів елементів; за наявності істотних розбіжностей з ескізним будівельним кресленням слід виконати більш повне зняття розмірів.

if there are significant discrepancies from the outline construction 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 довірчої 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	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	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 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 вичерпним випробуванням на місці From original test reports with limited in-situ testing or from comprehensive in-situ testing	Bci All	CF_{KL3}

Примітка. Значення коефіцієнта довірчої вірогідності, яке повинно 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.

III) *матеріали*: немає безпосередньої інформації 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 пружної 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 а) з розширеної зйомки, або б) з ескізних будівельних креслень, використаних як для оригінального будівництва, так і для інших подальших змін. У випадку б) 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.

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) *materials*: no direct information on the 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) *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.

(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 б) з повного набору ескізних будівельних креслень, використовуваних як для спорудження конструкцій, так і для інших подальших змін. У випадку б) 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).

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) 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 Ідентифікація рівня інформативності

3.4.1 Геометрія

3.4.1.1 Ескізні будівельні креслення

(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 неруйнівні методи:

3.4.2.1 Моделювання проекту

(1) Моделювання проекту є процедурою, в результаті якої визначається кількість і розміщення армування повздовжнього та поперечного у всіх елементах, 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.

3.4 Identification of the Knowledge Level

3.4.1 Geometry

3.4.1.1 Outline construction drawings

(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 vertical 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.

3.4.2.3 Розширене обстеження на місці

(1) Розширений огляд на місці є процедурою, яка використовується в тих випадках, коли оригінальні детальні будівельні креслення недоступні. Це змушує виконувати огляди, як вказано в пункті 3.4.4(1)Р.

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 змушує виконувати огляди, як вказано в 3.4.4(1)Р.

3.4.3 Матеріали**3.4.3.1 Руйнівне і неруйнівне випробування**

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

3.4.3.2 Обмежене випробування на місці

(1) Обмежена програма випробування на місці є процедурою для отримання додаткової інформації про властивості матеріалів, взятої або із стандартів під час будівництва, або з оригінальних проектних технічних умов, або з оригінальних протоколів випробування. Це приводить до необхідності виконання випробувань, як вказано в 3.4.4(1)Р. Проте, якщо значення, отримані з випробувань, виявляються нижчими за значення, які використовуються за умовчанням у відповідності із стандартами, що діють на час будівництва, то потрібне виконання розширених випробувань на місці.

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 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 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 Materials**3.4.3.1 Destructive and non-destructive testing**

(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 Limited in-situ testing

(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 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 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)Р.

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 змушує виконувати випробування, як вказано в 3.4.4(1)Р.

3.4.4 Визначення рівнів обстежень і випробувань

(1)Р Класифікація рівнів огляду і випробувань залежить від процентної частки елементів конструкції, які потрібно перевірити для з'ясування деталей, а також від кількості 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.

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	Кількість зразків матеріалу на поверх Material samples per floor
Обмежений Limited	20	1
Розширений Extended	50	2
Повний Comprehensive	80	3

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 be 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.

3.5 Коефіцієнти довірчої вірогідності

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

(2)Р 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)Р(b), середні значення характеристик існуючих матеріалів, отримані з випробувань на місці і з додаткових джерел інформації, потрібно помножити на коефіцієнт довірчої вірогідності CF в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності.

4 ОЦІНКА СТАНУ

4.1 Загальні відомості

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

(2)Р Даний стандарт призначений для оцінки окремих будівель, для ухвалення рішень про необхідність конструкційних змін і проектних робіт за 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 тощо).

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

3.5 Confidence factors

(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 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(l)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 ASSESSMENT

4.1 General

(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 This Standard is intended for the assessment 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) 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)Р Основними моделями для визначення сейсмічного руху є ті, які представлені в стандарті EN 1998-1:2004, 3.2.2 і 3.2.3.

(2)Р 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)Р При підході з використанням показника q (див. 2.2.1(4)Р) 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 додатків стандарту EN 1998-1:2004.

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

4.3 Моделювання конструкції

(1)Р 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.

(2)Р 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.

(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.

(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 Structural modelling

(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 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.

(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. За жодних 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.

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

4.4 Методи розрахунку

4.4.1 Загальні відомості

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

- розрахунок на горизонтальне навантаження (лінійний);
- розрахунок модального спектру реакції (лінійний);
- нелінійний статичний (спрощений) розрахунок;
- нелінійний динамічний розрахунок у функції часу;
- підхід з використанням показника q .

(2)P За винятком підходу з використанням показника q , описаного в пунктах 2.2.1(4)P і 4.2(3)P, сейсмічна дія повинна відповідати пружному (тобто не зменшеному на показник 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.

(3)P В підході з використанням показника q , вказаного в пункті 2.2.1(4) P, сейсмічна дія визначається за 4.2(3) P.

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

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

4.4 Methods of analysis

4.4.1 General

(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:

- lateral force analysis (linear),
- modal response spectrum analysis (linear),
- non-linear static (pushover) analysis,
- non-linear time history dynamic analysis,
- q -factor approach.

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

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

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

Примітка. Додаткову інформацію про дані процедури можна знайти у відповідному Інформаційному додатку по матеріалах.

4.4.2 Розрахунок на горизонтальне навантаження

(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 сейсмічних навантажень, і відповідною міцнісною характеристикою C_i для i -го податливого несучого елемента конструкції (згинальний момент в моментних рамах або стінах, що працюють на зрушення, осьова сила в затяжці рамно-в'язевого каркаса тощо), і позначити через $\rho_{\max}$ і $\rho_{\min}$ – 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 перерізах, 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 осьової 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. Рекомендованим значенням є 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 зайвим, оскільки відповідно до пунктів 2.2.2(2)P, 2.2.3(2)P і 2.2.4(2)P дана умова буде врешті виконана у всіх елементах 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.

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

4.4.2 Lateral force analysis

(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 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 $\rho_{\max}$ and $\rho_{\min}$ 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

для яких виконана оцінка стану або для реконструйованої споруди незалежно від методу розрахунку.

(2)Р 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)Р Умови застосовності для даного методу наведені в стандарті EN 1998-1:2004, 4.3.3.3.1 з доповненням умов, встановлених в 4.4.2.

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

(2)Р Будівлі, не відповідні критеріям стандарту EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.2.1(2), (3) за рівномірністю (регулярністю) в плані, повинні розраховуватися з використанням просторової моделі.

(3)Р Для будівель, що відповідають 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.

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

(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.

4.4.4.3 Крива несучої здатності

(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 Визначуване переміщення

(1)Р Визначуване переміщення знаходиться відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.2.6(1).

Примітка. Визначуване 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)Р 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)а, 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 4.4.5, або використанням спеціальних версій процедури нелінійного статичного розрахунку, які можуть враховувати сумарну реакцію від вищих форм коливань (такі 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 посилення на додаткову несуперечливу інформацію про такі процедури.

4.4.5 Нелінійний розрахунок з використанням записів коливань у часі

(1)Р 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 показника q

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

4.4.4.3 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.

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 Комбінація складових сейсмічної дії

(1)P Два горизонтальних компоненти сейсмічної дії повинні входити в комбінації відповідно до 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 тому ж пункті.

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 знакових впливів

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

4.4.10 Класи 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 розрахунок 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 розглядуваного крихкого компонента/механізму, має бути прийнятий таким, що дорівнює:

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

б) несуча здатність податливого компонента, 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, як у пункті а) вище.

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 component/mechanism under consideration shall be taken equal to:

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

(b) 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 (a) above.

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

(3) Для розрахунку силових вимог до крихкого механізму зрушення стін, включаючи пункт (1)b вище, можна застосовувати формулу (5.26) несучої здатності за згинальним моментом M_{Rd} біля 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 згинальний момент C_i можливо визначати за величиною осьової сили, викликаной тільки вертикальними навантаженнями.

(5)P Величина несучої здатності як податливих, так і крихких компонентів і механізмів при перевірках надійності повинна відповідати 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 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 4.4.4 або 4.4.5 з використанням середніх значень характеристик матеріалів.

(2)P Застосовується 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 показника 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.

(2) In (1)b 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.

(3) For the calculation of force demands on the "brittle" shear mechanism of walls through (1)b 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 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 Збір критеріїв для розрахунку і перевірки безпеки

(1)Р В таблиці 4.1 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.

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 4.1 – Значення властивостей матеріалів і критерії для розрахунку і перевірки надійності
Table 4.1 – Values of material properties and criteria for analysis and safety

		Лінійна модель (LM) Linear Model (LM)		Нелінійна модель Nonlinear Model		Підхід з використанням показника 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):		За розрахунком. Використовується середнє значення властивостей в моделі From analysis. Use mean values of properties in model	У виразі міцності використовується середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності за матеріалом In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor	За розрахунком From analysis	У виразі міцності використовується середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності за матеріалом In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor
		За розрахунком. Використовуються середні значення властивостей в моделі From analysis. Use mean values of properties in model	У виразі міцності. Використовується 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	У виразі деформацій використовується середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності In terms of deformation. Use mean values of properties divided by CF				

Кінець таблиці 4.1

		Лінійна модель (LM) Linear Model (LM)		Нелінійна модель Nonlinear Model		Підхід з використанням показника 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))	Крихкий (Brittle)	Перевірка (якщо була прийнята лінійна модель) Verifications (if LM accepted):		За розрахунком. Використовується середнє значення властивостей в моделі From analysis. Use mean values of properties in model	У виразі міцності використовується середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності за матеріалом In terms of strength. Use mean values of properties divided by CF and by partial factor	У відповідності з використанням розділом EN 1998-1: 2004 In accordance with the relevant Section of EN 1998-1: 2004	У виразі міцності використовується середнє значення властивостей, поділених на коефіцієнт довірчої вірогідності і на коефіцієнт надійності за матеріалом 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 використовується середнє значення властивостей, поділених на довірчу вірогідність і на коефіцієнт надійності за матеріалом 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. Використовується середнє значення властивостей, помножених на коефіцієнт довірчої вірогідності If $\rho_i > 1$: from equilibrium with strength of ductile e/m. Use mean values of properties multiplied by CF					

5 РІШЕННЯ ДЛЯ КОНСТРУКЦІЙНОГО ВТРУЧАННЯ

5.1 Критерії для ухвалення рішення щодо конструкційного втручання

5.1.1 Вступ

(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 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 Технічні критерії

(1) Р 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:

- а) всі знайдені локальні грубі помилки слід усувати відповідним чином;
- б) 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;
- с) необхідні характеристики рівномірності і стійкості можливо отримати шляхом зміни міцності і/або жорсткості відповідної кількості існуючих елементів, або шляхом введення нових елементів конструкції;
- д) підвищення локальної податливості слід забезпечувати там, де це потрібно;
- е) підвищення міцності після конструктивного втручання не повинне зменшувати доступну глобальну податливість;
- ф) 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 площини.

5.1.3 Вид втручання

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

- а) місцева або загальна зміна пошкоджених або непошкоджених елементів (ремонт, підсилення або повна заміна), враховуючи жорсткість, міцність і/або податливість вказаних елементів;
- б) додавання нових елементів конструкції (наприклад, розтяжки або каркасні стіни із заповненням; сталь, деревина або залізобетонні пояси в конструкціях з цегляної кладки тощо.);

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) 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 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);

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

д) додавання нової конструктивної системи для сприйняття деякої частини або всього сейсмічного навантаження;

е) можливе перетворення існуючих ненесучих елементів у несучі елементи конструкції;

ф) впровадження пасивних захисних пристроїв за допомогою системи розсіюючих зв'язків або ізоляції основи;

г) зниження маси;

h) обмеження або перепрофілювання використання будівлі;

і) 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)Р Якщо приймається ізоляція фундаменту, необхідно використовувати положення, які містяться в стандарті EN 1998-1:2004, 10.

5.1.4 Неконструктивні елементи

1(Р) 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 впливати на цінність товарів, що зберігаються в будівлі.

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

а) відповідних з'єднань з конструктивними елементами (див. EN 1998-1:2004, 4.3.5);

б) підвищення стійкості неконструктивних елементів (див. EN 1998-1:2004, 4.3.5);

с) вживати заходів щодо анкерного закріплення з метою запобігання можливому випаданню частин вказаних елементів.

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.

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;

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(Р) 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.

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.

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

5.1.5 Обґрунтування вибраного типу втручання

(1)Р 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 власникові.

6 ПРОЕКТУВАННЯ КОНСТРУКЦІЙНОГО ВТРУЧАННЯ

6.1 Процедура розроблення проекту реконструкції

(1)Р Процедура реконструкції повинна включати наступні етапи:

- a) ескізний проект;
- b) розрахунок;
- c) контроль.

(2)Р Ескізний проект повинен охоплювати наступне:

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

(II) Попередня оцінка розмірів додаткових несучих деталей.

(III) Попередня оцінка зміненої жорсткості модернізованих елементів.

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

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

(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 to the owner.

6 DESIGN OF STRUCTURAL INTERVENTION

6.1 Retrofit design procedure

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

- a) Conceptual design;
- b) Analysis;
- c) Verifications.

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

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

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

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

(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 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 Інформаційному додатку А, В або С в залежності від матеріалів.

(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 у даному документі.

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)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 (інформаційний)

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

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.2 Ідентифікація геометрії, деталей і матеріалів

A.2.1 Загальні положення

(1) Необхідно ретельно перевірити наступні аспекти:

- I. Фізичний стан залізобетонних елементів і наявність будь-якого погіршення властивостей внаслідок карбонізації, корозії сталі тощо.
- II. Безперервність ліній навантаження між силовими елементами.

A.2.2 Геометрія

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

- I. Ідентифікація бічних систем, що чинять опір в обох напрямках.
- II. Орієнтація плит перекриття з арматурою, розміщеною в одному напрямі.
- III. Висота і ширина балок, колон і стін.
- IV. Ширина полиць у таврових балках.
- V. Можливі ексцентриситети між осями балок і колон у місцях їх з'єднання.

A.2.3 Деталювання

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

- I. Кількість повздовжньої сталевий арматури в балках, колонах і стінах.
- II. Кількість і деталювання обмежувальної сталевий арматури в критичних ділянках і в стиках між балками і колонами.
- III. Кількість сталевий арматури в панелях перекриттів, що робить внесок до негативного реактивного згинального моменту таврових балок.
- IV. Опорна довжина і умови обпирання горизонтальних елементів.
- V. Товщина захисного шару бетону.
- VI. Стики внапуск для повздовжньої арматури.

ANNEX A (informative)

REINFORCED CONCRETE STRUCTURES

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 Identification of geometry, details and materials

A.2.1 General

(1) The following aspects should be carefully examined:

- I. Physical condition of reinforced concrete elements and presence of any degradation, due to carbonation, steel corrosion, etc.
- II. Continuity of load paths between lateral resisting elements

A.2.2 Geometry

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

- I. Identification of the lateral resisting systems in both directions.
- II. Orientation of one-way floor slabs.
- III. Depth and width of beams, columns and walls.
- IV. Width of flanges in T-beams.
- V. Possible eccentricities between beams and columns axes at joints.

A.2.3 Details

(1) The collected data should include the 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 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: згинальні балки, колони і стіни під впливом осьової сили і без неї;
- II. крихкі: механізм поперечного зрушення балок, колон, стін і стиків.

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

A.3.2.1 Вступ

(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) бетонних елементів при дії циклічного навантаження визначається за наступною формулою:

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

де:

γ_{e1} – дорівнює 1,5 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для вторинних сейсмічних елементів (як визначено в 2.2.1(6)P);

h – висота поперечного перерізу;

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) 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, , 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,

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

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

ω, ω' – механічний коефіцієнт армування при розтягу (включаючи поперечну арматуру) і при стиску 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 належним чином на коефіцієнт довірчої вірогідності, як визначено в пункті 3.5(1)Р і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня інформативності;

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

ρ_d – коефіцієнт діагонального армування (якщо воно є) в кожному діагональному напрямку;

a – коефіцієнт ефективності обтиснення, який може бути таким, що дорівнює:

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

де:

b_0 і h_0 – розмір обтисненого сердечника до центральної лінії кільця обтиснення;

b_i – крок поздовжніх стрижнів у поздовжньому напрямку (з індексом i) з поперечним обтисненням кутовим хомутом або поперечним зв'язком по периметру перерізу.

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 розраховане з наступного виразу:

$L_V = M/V$ 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 information, 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:

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

де кут обертання хорди за рахунок тужучості θ_y обчислюється відповідно до А.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 (А.1).

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

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

(3) У елементах без детального визначення стійкості до землетрусів значення отримані виразами (А.1) і (А.3), помножуються на 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 коефіцієнта стисненої 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 здатності до повороту пояса, наведену 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 так:

$$l_{ou,min} = d_{bL} \cdot f_{yL} / \left[(1,05 + 14,5 \cdot a_1 \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw} / f_c) \sqrt{f_c} \right],$$

де:

d_{bL} – діаметр сполучених внапуск стрижнів;

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

where the chord rotation at yielding, θ_y should be calculated in accordance with А.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 (А.1).

In walls the value given by expression (А3) is multiplied by 0,6.

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

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

(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 (А.1) and (А.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 А.3.2.4(3). The value of $l_{ou,min}$:

where:

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

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)Р);

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:

n_{restr} – число стрижнів повздовжньої арматури, сполучених внапуск, обмежених (закріплених) збоку кутовим хомутом або поперечним зв'язком;

n_{tot} – загальне число сполучених внапуск стрижнів повздовжньої арматури по периметру поперечного перерізу.

(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 такою, що дорівнює значенню, розрахованому за (1) і помноженому на 0,575, а пластична частина повороту хорди може бути прийнята такою, що дорівнює значенню, розрахованому за (2) і помноженому на 0,375 (з даними коефіцієнтами, включаючи коефіцієнт зменшення 0,825 з (3), що враховує недолік детальної інформації про стійкість до землетрусів). Якщо стрижні 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 $1,5 \cdot d_{bL}$, поворот хорди елемента може бути розраховано таким чином:

- 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;
- опір повного повороту хорди може бути прийнятий рівним значенню, розрахованому за (1), і помноженому на

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

а пластична частина опору до повороту хорди може бути прийнята такою, що дорівнює значенню, розрахованому за (2) і помноженому на

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

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

with

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

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

(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 $1,5 \cdot d_{bL}$, the chord rotation capacity of the member may be calculated as follows:

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

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

(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.

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

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

а) за величиною граничної деформації повздовжньої арматури ε_{su} , яка відповідає:

- мінімальному значенню, наведеному в стандарті EN 1992-1-1, таблиця C.1 для характеристичної деформації ε_{uk} при максимальному зусиллі для сталі класів А або В;
- 6 % для сталі класу С,

б) для моделі обтиснення, описаної в стандарті EN 1992-1-1:2004, 3.1.9, при ефективному поперечному обтисненні напруженням σ_2 , прийнятим таким, що дорівнює $a \cdot \rho_{sx} \cdot f_{yw}$, де $\rho_{sx} \cdot f_{yw}$ і a визначені в (1), тоді, для елементів, запроектованих 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:

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

де:

h – висота елемента;

d_{bL} – (середній) діаметр розтягнутої арматури.

(8) Якщо гранична кривизна в крайньому перерізі φ_u під циклічним навантаженням розраховується:

а) за критичною деформацією повздовжньої арматури ε_{su} , прийнятої у відповідності з (7)а;

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.

The value of the length L_{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) If the ultimate curvature of the end section φ_u under cyclic loading is calculated with:

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

- 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 % for steel Class C, and

(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:

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

(8) If the ultimate curvature of the end section, 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) 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, за якої 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 стисненої зони приймається такою, що дорівнює:

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

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

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

(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 і значення із виразу (A.5), то коефіцієнт там може бути прийнятий 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_{e1} можна приймати 1,7 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 – для вторинних сейсмічних елементів.

Примітка. Значення загального повороту поясу ферми, розраховані відповідно до пунктів (1) і (2) (з урахуванням (3) – (5)), зазвичай є дуже схо-

(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:

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

(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, and the value of from expression (A.5) is used in expression (A.4), then the factor 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 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.

жими. Формула (A.1) є зручнішою, коли розрахунки і вимоги базуються на повних поворотах поясів, 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 поясів 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 за формулою (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 "середнє-мінус-стандартний відхил". Нарешті, наслідки відсутності врахування сейсмостійкості і відстань між з'єднаннями внапуск в зоні пластичного шарніра показані в пунктах (3) – (5) тільки у зв'язку з виразами (A.1) і (A.3).

(10) Існуючі стіни, які відповідають визначенню "великі малоармовані 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 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 стану відповідає граничному згинальному моменту при розрахунковому значенні осьового навантаження.

(2) У випадку, якщо виконується розрахунок за деформаціями, відповідна несуча здатність представляється у вигляді повороту хорди θ_y при пластичній деформації, що визначається так:

– для балок і колон:

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

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

– for beams and columns:

– для стін прямокутного, таврового або двотаврового перерізу:

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

– із альтернативного (еквівалентного) виразу для балок і колон:

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

– і для стін прямокутного, таврового або двотаврового перерізу:

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

де:

ϕ_y – кривизна пластичної деформації в крайньому перерізі;

$a_V \cdot z$ – переміщення при розтягу на графіку згинального моменту (див. EN 1992-1-1:2004, 9.2.1.3(2), де z – довжина внутрішнього плеча важеля, прийнята $d - d'$ в балках, колонах або стінах з двотавровим або тавровим перерізом, або $0,8h$ в стінах з прямокутним перерізом;

$a_V = 1$, якщо очікується тріщиноутворення при зрушенні, яке передуватиме пластичній деформації вигину у крайньому перерізі (тобто коли згинальний момент M_y викликає утворення пластичного шарніра у крайньому перерізі, при цьому перевищує добуток L_V на опір зрушенню елемента 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;

$$\phi_y = f_y / E_s;$$

d і d' – відстань до розтягнутої і стисненої арматури відповідно;

d_{bL} – (середній) діаметр розтягнутої арматури.

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.

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

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

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

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 MPa;

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

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

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.

(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

$$l_{0y,min} = 0,3 \cdot d_{bL} \cdot f_{yL} \cdot \sqrt{f_c},$$

де:

d_{bL} – діаметр сполучених внапуск стрижнів;
 f_{yL} – (у МПа) середнє значення границі 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) Р) і f_c (в МПа), як визначено для виразу (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 члені 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.

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) (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

where:

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

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),

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

(5) Якщо здійснюється розрахунок за деформаціями, вимоги до деформації визначаються з розрахунку структурної моделі, в якій жорсткість кожного елемента приймається такою, що дорівнює середньому значенню $M_y \cdot L_V / 3 \cdot \theta_y$ на двох кінцях елемента. У даному розрахунку ділянку зрізу у кінцевому перерізі L_V , можна прийняти такою, що дорівнює половині довжини елемента.

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 пластичної частини податливості, виражених як коефіцієнт податливості для поперечної деформації зони зрізу або для кута обертання поясу на торці елемента: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$. Для цієї мети може бути розрахована, як відношення пластичної частини кута обертання поясу θ , поділеної на кут обертання поясу, який відповідає текучості θ_y , що розраховується за 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):

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot \left[\frac{h-x}{2 \cdot L_V} \cdot \min(N; 0,55 \cdot A_c \cdot f_c) + \left(1 - 0,05 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right) \right) \times \right. \\ \left. \times \left[0,16 \cdot \max(0,5; 100 \cdot \rho_{tot}) \cdot \left(1 - 0,16 \cdot \min\left(5; \frac{L_V}{h}\right) \right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot A_c + V_w \right] \right], \quad (A.12)$$

де:

γ_{e1} – приймаємо 1,15 для первинних сейсмічних елементів і 1,0 для другорядних сейсмічних елементів (як визначено в пункті 2.2.1(6)P);

h – висота поперечного перерізу (дорівнює діаметру D для круглих перерізів);

(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, 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 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_{e1} is equal to 1,15 for primary seismic elements and 1,0 for secondary seismic elements (as defined in 2.2.1(6)P);

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

x – висота зони стиску;

N – стискальна осьова сила (позитивна для розтягу приймається за нуль),

$L_V = M/V$ – відношення момент/поперечна сила у кінцевому перерізі;

A_c – площа поперечного перерізу, прийнята такою, що дорівнює $b_w \cdot d$ для прямокутного поперечного перерізу шириною (товщиною) b_w і конструктивною висотою d або дорівнює $\pi \cdot D_c^2 / 4$ (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 б) нижче і d_{bw} – діаметр поперечної арматури) для круглих перерізів;

f_c – міцність бетону на стиск, як визначено для виразу (A.1); для первинних сейсмічних елементів значення f_c слід розділити на коефіцієнт відповідальності за матеріалом (для бетону) відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 5.2.4;

ρ_{tot} – коефіцієнт загального повздовжнього армування;

V_w – внесок поперечної арматури в міцність на зрушення (зріз), прийнятий таким, що дорівнює:

а) для поперечних перерізів з прямокутним розміщенням армування шириною (товщиною) b_w :

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

де:

ρ_w – коефіцієнт загального поперечного армування;

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

f_{yw} – напруження при текучості поперечної арматури визначене за формулою (A.1); для первинних сейсмічних елементів слід далі розділити на коефіцієнт надійності за матеріалом (для сталі) відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 5.2.4;

б) для круглих поперечних перерізів:

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

де:

D – діаметр перерізу;

A_{sw} – площа поперечного перерізу кільцевого хомута;

s – крок хомутів по центральних лініях;

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 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} is the total longitudinal reinforcement ratio;

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

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

where:

ρ_w is the transverse reinforcement ratio;

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

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

b) for circular cross-section:

where:

D is the diameter of the section,

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

s is the centerline spacing of stirrups,

f_{yw} – як визначено в пункті (а) вище;
 c – захисний шар бетону.

(2) Міцність на зрушення (зріз) бетонної стіни V_R не може прийматися більшою ніж значення, що відповідає руйнуванню поперечної арматури $V_{R,max}$, яке при циклічному навантаженні може бути розраховане з наступного виразу (в МН і метрах):

$$V_{R,max} = \frac{0,85 \cdot \left(1 - 0,06 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right)}{\gamma_{e1}} \times \left(1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right)\right) \times \\ \times \left(1 + 0,25 \max\left(1,75; 100 \cdot \rho_{tot}\right)\right) \times \left(1 - 0,2 \cdot \min\left(2; \frac{L_V}{h}\right) \cdot \sqrt{f_c} \cdot b_w \cdot z\right), \quad (A.15)$$

де $\gamma_{e1} = 1,15$ 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 за формулою (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, є меншою або дорівнює $2,0$, то її міцність на зріз V_R не повинна бути більшою ніж значення, яке відповідає руйнуванню унаслідок руйнування поперечної арматури уздовж діагоналі колони після досягнення границі текучості на згин $V_{R,max}$, яке під циклічними навантаженнями може бути розраховане з виразу (з одиницями вимірювання: МН і метри):

$$V_{R,max} = \frac{4/7 \cdot \left(1 - 0,02 \cdot \min\left(5; \mu_{\Delta}^{pl}\right)\right)}{\gamma_{e1}} \cdot \left(1 + 1,35 \cdot \frac{N}{A_c \cdot f_c}\right) \times \\ \times \left(1 + 0,45 \cdot (100 \cdot \rho_{tot})\right) \cdot \sqrt{\min(40; f_c)} \cdot b_w \cdot z \cdot \sin 2\delta, \quad (A.16)$$

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).

f_{yw} is as defined in (a) above, and
 c is the concrete cover.

(2) The shear strength of a concrete wall, V_w , may not be taken greater than the value corresponding to failure by web crushing, $V_{R,max}$, which under cyclic loading may be calculated from the following expression (with units: MN and meters):

where $\gamma_{e1} = 1,15$ 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) У розрахунках слід використовувати середні значення характеристик матеріалів, отримані з випробувань на місці і з додаткових джерел інформації.

(6) Для первинних сейсмічних елементів середні значення характеристик міцності матеріалів, окрім ділення на коефіцієнти довірчої вірогідності, базуються на рівні інформативності, і повинні також ділитися на коефіцієнти надійності за матеріалом 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 граничних стани є єдиними, що вимагають перевірки. У цьому випадку застосовується 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 граничних 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 з перевірки міцності і деформативності в наступних розділах для підсилених елементів відносяться до несучої здатності, що відповідає граничному стану, близькому до руйнування в пунктах A.3.2.2 і A.3.3.1 до застосування загального коефіцієнта γ_{e1} .

(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 material 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 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_{e1} . The γ_{e1} factors specified in A.3.2.2 and A.3.3.1 should be applied

Коефіцієнти γ_{e1} , установлені в пунктах А.3.2.2 і А.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, застосовуються коефіцієнти надійності за матеріалом, 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)Р.

А.4.2 Підсилення за допомогою бетонних корсетів

А.4.2.1 Вступ

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

- підвищення несучої здатності;
- підвищення міцності на згин і/або зріз;
- підвищення деформативної 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, що пронизують 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.

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

А.4.2.2 Підвищення міцності, жорсткості і зменшення деформативності

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

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)Р.

А.4.2 Concrete jacketing

А.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) 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.

А.4.2.2 Enhancement of strength, stiffness and deformation capacity

(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 повинні вести себе як композит;
- той факт, що осьове навантаження, спочатку прикладене до старої колони, не враховується, і повне осьове навантаження вважається прикладеним на весь елемент разом з корсетом;
- властивості бетону корсета розповсюджуються на весь поперечний переріз елемента.

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

- для V_R^* :

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

- для M_y^* :

$$M_y^* = M_y ; \quad (A.18)$$

- для θ_y^* :

Якщо метод з'єднання корсета зі старим бетоном включає надання шорсткості контактній поверхні бетону, то:

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

Для решти типів з'єднання корсета 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:

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

- для θ_u^* :

- For θ_u^* :

$$\theta_u^* = \theta_u ; \quad (A.20)$$

(3) Значення θ_u^* , θ_y^* , M_y^* елемента з корсетом за вимогами безпеки повинні бути розрахованими з урахуванням: а) середнього значення міцності існуючої сталі, 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.

- the jacketed element behaves monolithically, with full composite action between old and new concrete,
- 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,
- the concrete properties of the jacket are assumed to apply over the full section of the element.

(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:

- For V_R^* :

- For M_y^* :

- For θ_y^* :

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

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

- For θ_u^* :

(3) The values of θ_u^* , θ_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 θ_u^* , θ_y^* , M_y^* елемента, підсиленого корсетом, перевіряється на виконання вимог безпеки на основі: а) середнього значення міцності існуючої арматури, безпосередньо отриманого з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, поділеного на коефіцієнт довірчої вірогідності, визначений у 3.5, який враховує досягнутий рівень інформативності; і б) номінальної міцності додаткового бетону і арматури. У первинних сейсмічних елементах середнє значення міцності існуючої сталевий арматури і номінальну міцність додаткових матеріалів слід розділити на коефіцієнти надійності за матеріалом для сталевий арматури і бетону – відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 5.2.4.

(5) Значення M_y^* елементів, підсилені корсетом, які включають в роботу крихкі компоненти/механізми відповідно до 4.5.1 (1)Pb), 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 за 3.5, з урахуванням досягнутого рівня інформативності; і б) номінальної міцності доданого бетону і арматури (див. 3.5 (2)P).

A.4.3 Підсилення за допомогою сталевих корсетів

A.4.3.1 Вступ

(1) Сталеві корсети застосовуються в основному 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 прикріплюватися до бетону за допомогою епоксидного клею або просто притискатися до нього впритул без проміжків по всій висоті. Накладки можуть підігріватися безпосередньо перед зварюванням для забезпечення згодом деякого обтиснення колони.

(4) The value of θ_u^* , θ_y^* , M_y^* 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) 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 Steel jacketing

A.4.3.1 Introduction

(1) Steel jackets are mainly applied to columns 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 Міцність на зрушення (зріз)

(1) Установку корсета можна розглядати як збільшення наявної міцності колони на зріз, якщо корсет працює в пружному 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 % границі текучості сталі корсета, 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 корсета, що дорівнює її номінальній міцності, поділеній на коефіцієнт надійності за матеріалом для конструкційної сталі відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 6.1.3(1) Р.

A.4.3.3 Затискачі для стиків внапуск

(1) Сталеві корсети можуть забезпечувати ефективний затиск на ділянках стиків внапуск для поліпшення циклічної деформаційної здатності. Для отримання даного результату необхідне виконання наступних умов:

- довжина корсета має перевищувати довжину ділянки з'єднання внапуск, як мінімум, на 50 %;
- корсет має притягуватися до поверхні колони, як мінімум, двома рядами болтів з кожної сторони, перпендикулярних до напрямку навантаження;
- коли з'єднання внапуск здійснюється біля основи колони, один ряд болтів слід розташовувати біля вершини ділянки з'єднання внапуск, а інший – на відстані, що дорівнює 1/3 даної ділянки від основи.

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

– project 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) 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.

А.4.4 Покриття і обгортання полімерами, армованими волокнами (FRP)

А.4.4.1 Вступ

(1) Основні випадки використання полімерів, армованих волокнами, при сейсмічній модернізації існуючих залізобетонних елементів:

- підвищення міцності колон і стін на зрушення шляхом наклейки 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 перерізі і на значення кута обертання хорди при досягненні границі текучості θ_y можна знехтувати (значення θ_y може бути розраховане відповідно до А.3.2.4 з (2) – (4), якщо величину $l_{oy,min}$ прийняти $0,2 \cdot d_{bL} \cdot f_{yL} / \sqrt{f_c}$ відповідно до А.3.2.4(4)).

А.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 вказаних 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 стискання поперечною арматурою. Значення $V_{R,max}$ може бути розраховане відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004.

А.4.4 FRP plating and wrapping

А.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 $l_{oy,min}$ A.3.2.4(2) to (4), with taken equal to $0,2 \cdot d_{bL} \cdot f_{yL} / \sqrt{f_c}$, in A.3.2.4(4))

А.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

Для бетонних стін і для колон з відносною ділянкою L_V/h , меншою або яка дорівнює 2, значення $V_{R,max}$ дорівнює мінімальному із двох значень: визначеного відповідно до стандарту EN 1992-1-1:2004, і значення, розрахованого за A.3.3.1(2) і A.3.3.1(3) відповідно при непружному циклічному навантаженні.

(4) Для елементів з прямокутним перерізом, 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

$$V_{Rd,f} = 0,9 \cdot d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta; \quad (A.22)$$

- для смуг або листів полімеру, прикріплених до бічних поверхонь:

$$V_{Rd,f} = 0,9 \cdot d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f}, \quad (A.23)$$

де:

d – ефективна висота перерізу;

θ – кут нахилу розпірки;

$f_{fdd,e}$ – розрахункова міцність відриву полімеру, яка залежить від конфігурації підсилюваного елемента відповідно до пункту (5) для повністю обгорнутого полімером елемента, або відповідно до (6) для U-подібного підсилення полімером чи (7) для підсилення полімером, прикріпленим до бічної поверхні,

t_f – товщина полімерної смуги, листа або тканини (з одного боку),

β – кут між напрямом волокна (міцного) в полімерній смузі, листі або тканині і віссю елемента;

w_f – ширина полімерної смуги або листа, змійяна перпендикулярно до напрямку волокон (для листів):

$$w_f = \min(0,9 \cdot d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta;$$

s_f – крок полімерних смуг (= w_f для листів), змійяними перпендикулярно до (міцного) напрямку волокон.

(5) Для повністю обгорнутих (тобто замкнуте обгортання) або таких, що мають відповідне анкерне кріплення (у зоні стискання) оболонки, ефективна розрахункова міцність на відрив

columns with shear span ratio, L_V/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:

where:

d is the effective depth,

θ is the strut inclination angle,

$f_{fdd,e}$ 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 is the thickness of the FRP strip, sheet or fabric (on single side),

β is the angle between the (strong) fibre direction in the FRP strip, sheet or fabric and the axis of the member,

w_f is the width of the FRP strip or sheet, measured orthogonally to the (strong) direction of the fibres (for sheets):

$$w_f = \min(0,9 \cdot d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta \text{ and}$$

s_f is the spacing of FRP strips (= w_f for sheets), measured orthogonally to the (strong) fibre direction.

(5) For fully wrapped (i.e., closed) or properly anchored (in the compression zone) jackets, the design FRP effective debonding strength may be taken in expressions (A.22), (A.23) as:

полімеру визначається за формулами (A.22), (A.23):

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \cdot \frac{L_e \cdot \sin \beta}{2 \cdot z} \right] + \frac{1}{2} \cdot (f_{fu,W}(R) - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \cdot \sin \beta}{z} \right], \quad (A.24)$$

де:

$z = 0,9d$ – внутрішнє плече важеля,

where:

$z = 0,9d$ is the internal lever arm,

$$k = \left(1 - \frac{2}{\pi} \right) \text{ i (and)}$$

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \cdot \frac{E_f \cdot f_{ctm} \cdot k_b}{t_f}} \quad (A.25)$$

є розрахунковою міцністю на відрив полімеру, де:

γ_{fd} – приватний коефіцієнт для порушення адгезії полімеру, армованого волокном,

Примітка. Значення γ_{fd} для використання в тій чи іншій країні можна знайти в її Національному додатку. Значенням, що рекомендується, є $\gamma_{fd} = 1,5$.

E_f – модуль пружності листів/пластин полімера, армованого волокнами,

f_{ctm} – середня міцність бетону на розтяг,

$k_b = \sqrt{1,5 \cdot (2 - w_f/s_f) / (1 + w_f/100 \text{ мм})}$ – коефіцієнт полімерного покриття, в якому w_f , s_f , t_f , як визначено в пункті (4) і

$f_{fu,W}(R)$ – гранична міцність смуги або листа з полімеру, армованого волокном, обгорнутих навколо кута з радіусом R , представлена виразом:

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdd} + \langle \eta_R \cdot f_{fu} - f_{fdd} \rangle, \quad (A.26)$$

де член в кутових дужках $\langle \cdot \rangle$ слід враховувати тільки в тому випадку, якщо він має додатний знак, а коефіцієнт η_R залежить від радіуса закруглення R і ширини балки b_w так:

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \cdot \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5, \quad (A.27)$$

L_e – ефективна довжина склеювання:

L_e is the effective bond length:

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{4 \cdot \tau_{\max}}} \quad (A.28)$$

(одиниці: Ньютони, мм)

(units: N, mm)

де: $\tau_{\max} = 1,8/f_{ctm} \cdot k_b$ – максимальна міцність склеювання.

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 за формулами (A.22) і (A.23) так:

$$f_{fdd,e,U} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \cdot \frac{L_e \cdot \sin \beta}{z} \right], \quad (A.29)$$

де всі змінні – як визначено в пункті (5).

(7) Для листів/смуг, наклеєних збоку, ефективна розрахункова міцність на відрив полімеру, може бути прийнята за формулами (A.22) і (A.23) так:

$$f_{fdd,e,S} = f_{fdd} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \left(1 - \sqrt{k \cdot \frac{L_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2, \quad (A.30)$$

де

where all variables are as defined in (5).

(7) For side-bonded sheets/strips, the design FRP effective debonding strength may be taken in expressions (A.22), (A.23) as

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + L_{eq}, \quad z_{rid} = z - L_e \cdot \sin \beta, \quad L_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fdd}} \cdot \sin \beta \quad (A.31)$$

при цьому:

with:

$$\varepsilon_{fdd} = f_{fdd} / E_f,$$

$$u_1 = k_b / 3.$$

(8) Для елементів з круглим перерізом, що має діаметр D , внесок полімерного підсилення розраховується за формулою:

(8) For members with circular section having diameter D the FRP contribution is evaluated as:

$$V_f = 0,5 \cdot A_c \cdot \rho_f \cdot E_f \cdot s_f, \quad (A.32)$$

де:

A_c – площа поперечного перерізу колони;

ρ_f дорівнює $4 \cdot t_f / D$ – об'ємне відношення полімерного підсилення;

where:

A_c is the column cross-section area,

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 обгорнутою в оболонку з полімера по довжині, як мінімум, рівній висоті елемента h , циклічна міцність на зріз V_R може бути прийнята зменшеною з необхідною податливістю пластичної частини обертання хорди на кінці елемента: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, у відповідності з формулою (A.12), при додаванні 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

(9) In members with their plastic hinge region fully wrapped in an FRP jacket over a length at least equal to the member depth h , the cyclic shear resistance, V_R , may be taken to decrease with the plastic part of the chord rotation ductility demand at the member end: $\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1$, in accordance with expression (A. 12), adding to V_w (i.e. to the contribution of transverse reinforcement to shear resistance) that of the FRP jacket. The contribution of the FRP jacket to V_w may be computed assuming that the FRP stress reaches the design value of the FRP ultimate strength, $f_{u,fd}$, at the

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 :

$$V_{w,f} = 0,5 \cdot \rho_f \cdot b_w \cdot z \cdot f_{u,fd}, \quad (\text{A.33})$$

де:

ρ_f , що дорівнює $2 \cdot t_f / b_w$ – геометричне відношення полімерного підсилення;

z – довжина внутрішнього плеча важеля, прийнята як d ;

$f_{u,fd}$ – розрахункове значення граничної міцності полімерного підсилення, дорівнює граничній міцності вказаного полімеру $f_{u,f}$, розділений на коефіцієнт надійності за матеріалом γ_{fd} для полімеру,

Примітка. Значення γ_{fd} для використання в тій чи іншій країні можна знайти в її Національному додатку. Значенням, що рекомендується, є $\gamma_{fd} = 1,5$.

A.4.4.3 Вплив обтиснення

(1) Зменшення деформативності досягається через обтиснення бетону полімерними корсетками. Вони обгортаються навколо елемента для його підсилення в потенційній зоні утворення пластичного шарніру.

(2) Необхідна величина обтиснення залежить від відношення $I_x = \mu_{\varphi, \text{tar}} / \mu_{\varphi, \text{ava}}$ між цільовою податливістю кривизни $\mu_{\varphi, \text{tar}}$ і фактичною податливістю кривизни $\mu_{\varphi, \text{ava}}$, і може бути оцінено як:

$$f_1 = 0,4 \cdot I_x^2 \cdot \frac{f_c \cdot \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}}, \quad (\text{A.34})$$

де:

f_c – міцність бетону, визначена, як для виразу (A.1),

ε_{cu} – критична деформація бетону,

ε_{ju} – задана гранична деформація полімерної оболонки, яка менша за критичну деформацію полімерного підсилення ε_{fu} .

(3) Для випадку круглих перерізів, обгорнутих 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 діаметра оболонки з полімеру, армованого волокном до її товщини, як: $t_f = \rho_f \cdot D/4$, де D – діаметр оболонки, обгорнутої навколо кругового поперечного перерізу.

extreme tension fibres and reduces linearly to zero over the effective depth d :

where:

ρ_f equal to $2 \cdot t_f / b_w$ is the geometric ratio of the FRP,

z is the length of the internal lever arm, taken equal to d , and

$f_{u,fd}$ 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,

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 Confinement action

(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) The necessary amount of confinement pressure to be applied depends on the ratio $I_x = \mu_{\varphi, \text{tar}} / \mu_{\varphi, \text{ava}}$ between the target curvature ductility $\mu_{\varphi, \text{tar}}$ and the available curvature ductility $\mu_{\varphi, \text{ava}}$, and may be evaluated as:

where:

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

ε_{cu} is the concrete ultimate strain, and

ε_{ju} is the adopted FRP jacket ultimate strain, which is lower than the ultimate strain of FRP, ε_{fu} .

(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 перерізів, в якому кути округляють для забезпечення можливості обгортання навколо них полімеру, армованого волокном (див. рис. А.1), обмежуючий 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 перерізу елемента.

(5) При обгортанні смугами, що розташовуються з кроком, величина обтиснення, що додається листом з полімеру, визначається за формулою: $f'_1 = k_g \cdot f_1$, де $k_g = (1 - s_f / 2 \cdot D)^2$.

(6) Для елементів прямокутного перерізу з кутами, закругленими, як показано на рисунку А.1, альтернатива пунктам (2) і (4) полягає в розрахунку загальної здатності до обгортання хорди або її пластичної частини через вирази (А.1) або (А.3) відповідно, з показником ступеня члена, який враховує обтиснення (тобто з показником ступеня числа 25 перед останнім членом у формулах (А.1) і (А.3)), збільшеному на $\alpha \cdot \rho_f \cdot f_{f,e}$, де:

а) $\rho_f = 2 \cdot t_f / b_w$ – відношення для полімерного підсилення, паралельно напрямку навантаження;

б) $f_{f,e}$ – ефективне напруження, представлене наступним виразом:

$$f_{f,e} = \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} \cdot E_f) \cdot \left(1 - 0,7 \cdot \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} \cdot E_f) \cdot \frac{\rho_f}{f_c} \right), \quad (\text{A.35})$$

де:

$f_{u,f}$ і E_f – міцність і модуль пружності полімеру, армованого волокном;

$\varepsilon_{u,f}$ – 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

с) α – коефіцієнт ефективності обтиснення, представлений формулою:

$$\alpha = 1 - \frac{(b - 2 \cdot R)^2 + (h - 2 \cdot R)^2}{3 \cdot b \cdot h}, \quad (\text{A.36})$$

де R – радіус закругленого кута поперечного перерізу, b , h повні розміри поперечного перерізу (див. рис. А.1).

(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) For the case of wrapping applied through strips with spacing, 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) 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 (A.3), 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) $\rho_f = 2 \cdot t_f / b_w$, the FRP ratio parallel to the loading direction,

(b) $f_{f,e}$ an effective stress given by the following expression:

where

$f_{u,f}$ and E_f are the strength and Elastic modulus of the FRP and

$\varepsilon_{u,f}$ 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 the confinement effectiveness factor given by:

where R is the radius of the rounded corner of the section and b , h the full cross-sectional dimensions (see Figure A.1).

(7) Пункт (6) відноситься до елементів з повздовжньою арматурою періодичного профілю (з сильним зчепленням) або гладкою повздовжньою арматурою (з слабким зчепленням), але запроєктованою з урахуванням сейсмостійкості або без неї, за умови, що кінцева ділянка обгорнута полімером, армованим волокном, на відстані від кінцевої секції, достатній для забезпечення того, щоб згинальний момент, що викликає утворення пластичного шарніра M_y в необгорнутій частині, не був би перевищений до досягнення міцності на згин $\gamma_{Rd} M_y$ у кінцевому перерізі. Для врахування підвищення міцності на згин кінцевого перерізу унаслідок обтиснення полімером, армованим волокном, значення γ_{Rd} має дорівнювати, як мінімум 1,3.

(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 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.

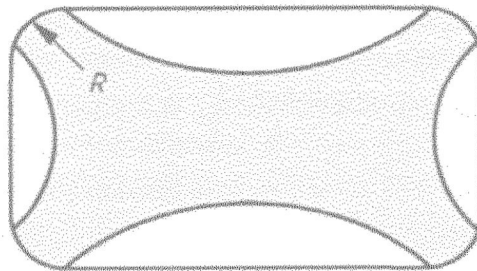


Рисунок А.1 – Ефективна площа обтисненого перерізу з урахуванням полімерної обгортки
Figure A.1 – Effectively confined area in an FRP-wrapped section

A.4.4.4 Закріплення стиків внапуск

(1) Просковзуванню 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 так:

A.4.4.4 Clamping of lap-splices

(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:

$$t_f = \frac{D \cdot (\sigma_1 - \sigma_{sw})}{2 \cdot E_f \cdot 0,001} \quad (A.37)$$

де σ_{sw} – утримуюче 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 утримуюче 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:

$$\sigma_1 = \frac{A_s \cdot f_{yL}}{\left[\frac{p}{2 \cdot n} + 2 \cdot (d_{bL} + c) \right] \cdot L_s}, \quad (A.38)$$

де:

A_s – площа кожного зістикованого повздовжнього стрижня;

f_{yL} – границя текучості повздовжньої сталевій арматури, прийнята рівною середньому значенню, отриманому з випробувань *на місці* 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 – периметр в поперечному перерізі колони уздовж внутрішньої сторони повздовжньої сталевій арматури;

n – число стрижнів арматури, з'єднаних внапуск по лінії p ;

d_{bL} – (максимальний) діаметр стрижнів повздовжньої сталевій арматури;

c – товщина захисного шару бетону.

(2) Для прямокутних колон, формули приведені вище, можуть бути використані із заміною D на b_w , ширину перетину, і із зменшенням ефективності покриття оболонкою з полімеру, армованого волокном за допомогою коефіцієнту в п. A.4.4.3(4).

(3) Для елементів прямокутного перерізу із стрижнями повздовжньої арматури, сполученими внапуск на довжині l_0 , починаючи від кінцевого перерізу 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):

а) враховуючи у виразі (A.3) обтиснення, обумовлене тільки поперечними стрижнями (показник ступеня 25 перед останнім членом формули)

б) визначаючи $l_{oy,min}$ за формулою:

$$l_{oy,min} = d_{bL} \cdot f_{yL} / \left[(1,05 + 145 \cdot \alpha_{1,f} \cdot \rho_f \cdot f_{f,e} / f_c) \cdot \sqrt{f_c} \right]$$

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

where:

A_s is the area of each spliced longitudinal bar,

f_{yL} is the yield strength of longitudinal steel reinforcement, 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 2.2.1(5)P),

p is the perimeter line in the column cross-section along the inside of longitudinal steel,

n is the number of spliced bars along p ,

d_{bL} is the (largest) diameter of longitudinal steel bars, and

c is the concrete cover thickness.

(2) For rectangular columns, the expressions above may be used by replacing D by b_w , the section width, and by reducing the effectiveness of FRP jacketing by means of the coefficient in A.4.4.3(4).

(3) For members of rectangular section with longitudinal bars lapped over a length l_0 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):

a) taking into account in expression (A3) confinement only due to transverse bars (exponent of the power of 25 before the last term), and

b) calculating $l_{oy,min}$ as:

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.

ДОДАТОК В (інформаційний)

СТАЛЕВІ 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 за необхідності.

Реконструкція з метою підвищити 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. Первісну форму поперечного перерізу і фізичні розміри.

IV. Існуючу площу поперечних перерізів, модулі пружності в поперечних перерізах, моменти інерції і кручення в критичних перетинах.

В.2.3 Деталі

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

(I) Розміри і товщину додаткових сполучних матеріалів, включаючи накладки, стяжки і розпірки.

(II) Кількість повздовжньої і поперечної сталевих арматури і шпонок в складених балках, колонах і стінах.

(III) Кількість і деталювання у поперечної сталевих арматури в критичних зонах.

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) 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) 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 зменшеного напруження, такі, як полиці фланцевих стиків балка-колона і зовнішні кромки пластин.

(3) Зразки для оцінки властивостей матеріалів слід брати зі стінок гарячекатаних профілів компонентів, запроектованих як дисипативні.

(4) Зразки пластин фланців слід використовувати для того, щоб охарактеризувати властивості матеріалів недисипативних 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.

(7) Потрібно проводити випробування за Шарпі на ударну в'язкість для підтвердження того, що зони, піддані нагріву за їх наявності, і навколишній метал мають адекватну стійкість до крихкого руйнування.

(8) Можуть використовуватися руйнівні і/або неруйнівні випробування (капілярна, магнітопорошкова дефектоскопія магнітної і акустичної 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 гнучкості, тобто відношенням ширини до товщини на підставі класифікації перерізів відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, розділи 6 і 7.

(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) 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.

B.3 Requirements on geometry and materials of new or modified parts

B.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) 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 матеріалу за наступною формулою:

$$f_u = 0,90 \cdot f_y . \quad (B.1)$$

(4) Товщина елемента повинна відповідати вимогам стандарту EN 1993-1-10:2004, таблиця 2.1, залежно від величини енергії у випробуваннях методом насічки за методом Шарпі і інших істотних параметрів.

(5) Витратні матеріали для зварки повинні задовольняти вимогам стандарту 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 внаслідок процесу повільного охолодження в процесі виготовлення.

В.3.2.2 Арматурна сталь

(1) Нова арматурна сталь як в дисипативних, так і в не дисипативних зонах нових або змінених елементів повинна відповідати класу C, визначеному в стандарті EN 1992-1-1:2004.

В.3.2.3 Бетон

(1) Новий бетон нових або змінених компонентів повинен відповідати вимогам стандарту EN 1998-1:2004, 7.2.1(1).

(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.

B.3.2 Materials

B.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 strength as follows:

$$f_u = 0,90 \cdot f_y . \quad (B.1)$$

(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) Welding consumables should meet the requirements of EN 1993-1-8:2004, 4.2.

(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.

B.3.2.2 Reinforcing steel

(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.

B.3.2.3 Concrete

(1) New concrete of new or modified components should conform with EN 1998-1:2004, 7.2.1(1).

В.4 Реконструкція системи

В.4.1 Загальні положення

(1) Глобальні стратегії реконструкції мають бути в змозі підвищити міцність систем, що протидіють поперечному навантаженню і горизонтальних діафрагм і/або пом'якшити вимоги, які накладаються сейсмічними діями.

(2) Модернізована конструктивна система повинна задовольняти наступним вимогам:

I. Розподілення маси, жорсткості і міцності повинні бути рівномірними для запобігання несприятливим результатам прояву кручення і/або механізмів м'яких поверхів.

II. Маса і жорсткість повинні бути достатні для запобігання утворенню структур, що мають високу гнучкість, що може стати причиною обширних пошкоджень ненесучих конструкцій і істотних деформацій $P - \Delta$.

III. Безперервність і запаси міцності між елементами, які забезпечують чітку і рівномірну траєкторію навантаження і запобігають крихкому руйнуванню.

(3) Глобальні втручання повинні включати одну або декілька наступних стратегій:

I. Підвищення жорсткості і зміцнення конструкції і системи її фундаменту.

II. Покращення податливості конструкції.

III. Зменшення маси.

IV. Сейсмічна ізоляція.

V. Додаткове демпфування.

(4) Для всіх конструктивних систем підвищення жорсткості, зміцнення і покращення податливості може бути досягнуте з використанням стратегій, передбачених в розділах В.5 і В.6.

(5) Зменшення маси може бути досягнуте шляхом ухвалення одного з наступних заходів:

I. Заміна систем з важким покриттям (облицюванням) легшими системами.

II. Видалення невживаного устаткування і вантажів, що зберігаються.

III. Заміна цегляних перегородок легшими системами.

IV. Видалення одного або декількох поверхів.

(6) Не слід використовувати ізоляцію фундаменту для конструкцій з періодами основного тону коливань, що перевищують 1,0 с. Розрахунки таких періодів коливань виконуються за

B.4 System retrofitting

B.4.1 General

(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) The retrofitted structural system should satisfy the following requirements:

I. Regularity of mass, stiffness and strength distribution, to avoid detrimental torsional effects and/or soft-storey mechanisms.

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. Continuity and redundancy between members, so as to ensure a clear and uniform load path and prevent brittle failures.

(3) Global interventions should include one or more of the following strategies:

I. Stiffening and strengthening of the structure and its foundation system.

II. Enhancement of ductility of the structure.

III. Mass reduction.

IV. Seismic isolation.

V. Supplemental damping.

(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) Mass reduction may be achieved through one of the following measures:

I. Replacement of heavy cladding systems with lighter systems.

II. Removal of unused equipment and storage loads.

III. Replacement of masonry partition walls with lighter systems.

IV. Removal of one or more storeys.

(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.

допомогою методів визначення спектра власних частот.

(7) Ізоляцію фундаменту слід розробляти відповідно до стандарту EN 1998-1:2004 для нових будівель.

(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.

В.4.2 Проектування рамних конструкцій на дію моментних навантажень

(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.

(2) Довжина дисипативних зон повинна відповідати розташуванням шарнірів, представлених в першому ряду таблиці В.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 сталебетону.

(4) Період основного тону коливань рам з напівжорсткими з'єднаннями може бути розрахований так:

$$T = 0,085 \cdot H^{(0,85-m/180)} \text{ якщо (if) } 5 < m(m) < 18 \text{ напівжорстке (semi-rigid);} \quad (\text{B.2})$$

$$T = 0,085 \cdot H^{3/4} \text{ якщо (if) } m(m) > 18 \text{ жорстке (rigid),} \quad (\text{B.3})$$

де H – висота рами в метрах, а параметр m визначається так:

(7) Base isolation should be designed in compliance with EN 1998-1:2004 for new buildings.

(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.

B.4.2 Moment resisting frames

(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) The length of the dissipative zones should be consistent with the hinge location given at the first row of Table B.6.

(3) Moment resisting frames may be retrofitted through semi-rigid and/or partial strength joints, either steel or composite.

(4) The fundamental period of frames with semi-rigid connections may be computed as follows:

where H is the frame height in metres and the parameter m is defined as follows: where:

$$m = \frac{(K_{\phi})_{\text{con}}}{(EI/L)_b}, \quad (\text{B.4})$$

де:

K_{ϕ} – жорсткість обертання з'єднання;

I – момент інерції перерізу балки;

L – проліт балки;

E – Модуль Юнга балки.

where:

K_{ϕ} is the connection rotation stiffness,

I is the moment of inertia of the beam,

L is the beam span,

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 так:

$$\delta = \begin{cases} 1,0 & \text{якщо (if) } T \leq 0,50 \text{ s} \\ 0,50 \cdot T + 0,75 & \text{якщо (if) } 0,5 < T \leq 2,50 \text{ s} \\ 2,0 & \text{якщо (if) } T > 2,50 \text{ s} \end{cases} \quad (\text{B.6})$$

В.4.3 Рамно-в'язеві 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 в'язями, тільки в тому випадку, якщо їх використання виправдовується за наслідками випробувань.

(4) Сталеві, бетонні і/або сталебетонні 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 з стандартом 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.

(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 (push-over) analysis to detect the onset of all limit states:

where F_b is the seismic base shear and δ given by:

В.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.5.1 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 поздовжньому 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 шарніра визначається за формулою:

$$M_{pb,Rd,b} = Z_e \cdot f_{yb} , \quad (B.7)$$

де:

Z_e – ефективний модуль пластичності перерізу у місці пластичного шарніра, розрахований за фактично заміряними розмірами перерізу, і

f_{yb} – границя текучості сталі в балці; для сталі існуючої конструкції значення f_{yb} може бути прийняте таким, що дорівнює 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 таким, що дорівнює 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).

(6) Величина згинального моменту $M_{cf,Ed}$ в критичному перерізі колони визначається за формулою:

B.5 Member assessment and retrofitting

B.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) The moment demand $M_{cf,Ed}$ in the critical section at the column face is evaluated as follows:

$$M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,R,b} \cdot e, \quad (B.8)$$

де:

$M_{pl,Rd,b}$ – пластичний момент у пластичного шарніра балки;

$V_{pl,R,b}$ – поперечна сила у пластичного шарніра балки;

e – відстань між пластичним шарніром балки і поверхнею колони.

(7) Необхідний момент $M_{cc,Ed}$ в критичному перерізі у центральній лінії колони може бути розрахований так:

where:

$M_{pl,Rd,b}$ is the beam plastic moment at the beam plastic hinge,

$V_{pl,R,b}$ is the shear at the beam plastic hinge;

e is the distance between the beam plastic hinge and the column face.

(7) The moment demand $M_{cc,Ed}$ in the critical section at column centreline may be calculated as follows:

$$M_{cc,Ed} = M_{pl,Rd,b} + V_{pl,R,b} \cdot \left(e + \frac{d_c}{2} \right), \quad (B.9)$$

де d_c – висота перерізу колони.

В.5.2 Несуча здатність елемента за деформаціями

(1) Несучу здатність конструктивних елементів при непружних деформаціях в трьох граничних станах (LS) можна визначати, як зазначено в наступних пунктах.

(2) Несучу здатність стиків балок і колон при непружних деформаціях можна приймати за таблицею В.6 (В.6.2.1) за умови, що сполучені елементи відповідають вимогам, зазначеним у таблиці В.6.

(3) Граничні непружні деформації згинальних балок і колон виражаються через величину кута обгортання 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 v , що не перевищує 0,30, величина несучої здатності при непружній деформації для вищевказаних трьох граничних станів визначається відповідно до таблиці В.1

where d_c is the column depth.

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 v 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 ν , яке не перевищує 0,30

Table B.1 – Plastic rotation capacity at the end of beams or columns with dimensionless axial load ν not greater than 0,30.

Клас поперечного перерізу Class of cross section	Граничний стан Limit State		
	За обмежених пошкоджень DL	За вагомих пошкоджень 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 стиск (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 стиск (за винятком зв'язків ексцентричних рамно-зв'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 перерізу Class of cross section	Граничний стан Limit State		
	За обмежених пошкоджень DL	За вагомих пошкоджень 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 розтягу Δt . Для розтягнутих зв'язків (за винятком зв'язків в ексцентричних рамах) при поперечних перерізах класів 1 або 2 здатність до непружних деформацій при трьох граничних станах може бути прийнята за таблицею 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		
За обмежених пошкоджень DL	За вагомих пошкоджень SD	Близький до руйнування NC
0,25 Δt	7,0 Δt	9,0 Δt

(6) Для розтягнутих балок і колон непружна деформаційна здатність виражається через осьову деформацію елемента Δt при навантаженні, що викликає стан текучості, помноженої 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 за таблицею 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		
За обмежених пошкоджень DL	За вагомих пошкоджень SD	Близький до руйнування NC
0,25 Δt	3,0 Δt	5,0 Δt

В.5.3 Балки

В.5.3.1 Недостатня стійкість

(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.

(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 полиці та плити. В іншому випадку спільна робота може бути забезпечена при виконанні вимог В.5.3.5

В.5.3 Beams

В.5.3.1 Stability deficiencies

(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) 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 В.5.3.5

В.5.3.2 Недостатня міцність

(1) Для збільшення міцності на згин полиці балок слід підсилювати сталевими пластинами (накладками). Підсилення верхньої полиці не вимагається, якщо забезпечена спільна робота полиці та плити. Як альтернативу, при недостатній міцності на згин сталеві балки слід підсилювати вкладанням в залізобетон RC.

(2) Для збільшення міцності на згин слід використовувати поздовжні арматурні стрижні класу С відповідно до EN 1992-1-1:2004, таблиця С.1.

(3) Підсилення балок з недостатньою міцністю слід виконувати відповідно до вимог EN 1998-1:2004 для класу податливості М.

(4) Для забезпечення недостатньої міцності на зріз робиться підсилення сталевими накладками, їх слід додавати до стінки балки двотаврового перерізу або до бокової стінки у разі порожнистих перерізів.

В.5.3.3 Ремонт полиць, які втратили стійкість при поздовжньому згині (випучені) і при виникненні в них тріщин

(1) Пожолоблені і/або тріснуті полиці слід підсилити або замінити новими пластинами.

(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 саму пластину відповідно до (4) і (5).

(3) Ребра жорсткості стінки балки слід розташовувати по краю і по центру пожолобленої (випученої) полиці відповідно; товщина ребра жорсткості має дорівнювати товщині стінки балки.

(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 у поздовжньому напрямі прокату.

(5) При різанні і заміні ділянок полиць слід передбачити спеціальні підпірки.

(6) Більш доцільно замість наварювання на полицю товстої пластини металева балка може бути закріплена в залізобетоні.

В.5.3.2 Resistance deficiencies

(1) Steel plates should be added to flanges of beams to increase deficient flexural capacity. 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) 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) Beams retrofitted due to resistance deficiencies, should fulfil the requirements of EN 1998-1:2004 for ductility class M.

(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 Repair of buckled and fractured flanges

(1) Buckled and/or fractured flanges should be either strengthened or replaced with new plates.

(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) 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) 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) Special shoring of the flange plates should be provided during cutting and replacement.

(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

(1) Для того, щоб змістити дисипативні зони від стиків можна збільшити податливість сталевих балок в заданих місцях за рахунок ослаблення полиці.

(2) Зменшені перерізи балки (RBS) працюють як запобіжники, які захищають стик балка-колона від передчасного руйнування. Зменшені перерізи балок повинні забезпечувати мінімальні повороти в кожному граничному стані LS відповідно до таблиці В.5.

Таблиця В.5 – Кути повороту зменшених перерізів балок (RBS) для різних граничних станів (в радіанах)

Table B.5 – Required rotation capacity of reduced beam sections, RBSs (in radians)

Граничний стан Limit State		
За обмежених пошкоджень DL	За вагомих пошкоджень SD	Близький до руйнування NC
0,01	0,025	0,040

(3) Обгортання, наведені в таблиці В.5, можуть вважатися досягнутими, якщо проектування зменшених перерізів RBS у балці здійснюється з використанням процедури, викладеної нижче:

I. Розраховується відстань від початку зменшеного перерізу балки до поверхні колони a , і довжина, на якій полиця буде зменшена b , таким чином:

$$a = 0,60 \cdot b_f ; \quad (\text{B.10})$$

$$b = 0,75 \cdot d_b , \quad (\text{B.11})$$

де:

b_f – ширина полиці;

d_b – висота перерізу балки.

II. Розраховується відстань s від передбачуваного перерізу з пластичним шарніром від центра зменшеного перерізу балки до поверхні колони, як показано нижче:

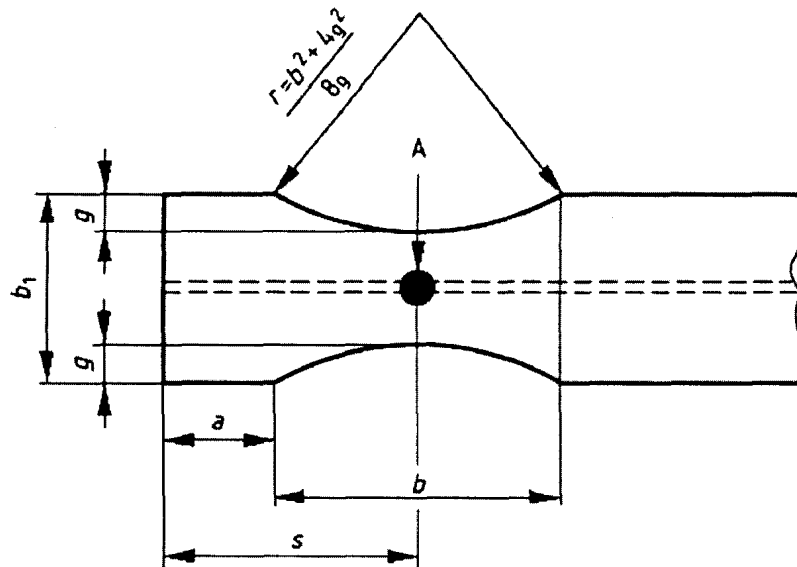
where:

b_f is the flange width;

d_b is the beam depth.

II. Compute the distance of the intended plastic hinge section at the centre of the RBS, s , from the column face as:

$$s = a + \frac{b}{2} . \quad (\text{B.12})$$



Позначка:
A – пластичний шарнір

Key:
A – Plastic hinge

Рисунок В.1 – Геометрія зменшення полиці для зменшеного перерізу балки (RBS)

Figure B.1 – Geometry of flange reduction for reduced beam section (RBS)

III. Визначається глибина 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:

$$g = 0,20 \cdot b_f . \quad (\text{B.13})$$

IV. Розраховується пластичний модуль Z_{RBS} і пластичний момент ($M_{\text{pl,Rd,RBS}}$) перерізу пластичного шарніра по центру зменшеного перерізу балки:

IV. Compute the plastic modulus (Z_{RBS}) and the plastic moment ($M_{\text{pl,Rd,RBS}}$) of the plastic hinge section at the centre of the RBS:

$$Z_{\text{RBS}} = Z_b - 2 \cdot g \cdot t_f \cdot (d_b \cdot t_f) ; \quad (\text{B.14})$$

$$M_{\text{pl,Rd,RBS}} = Z_{\text{RBS}} \cdot f_{yb} , \quad (\text{B.15})$$

де Z_b – модуль пластичності балки і як визначено в пункті B.5.1(5).

where Z_b is the plastic modulus of the beam and is as defined in B.5.1(5).

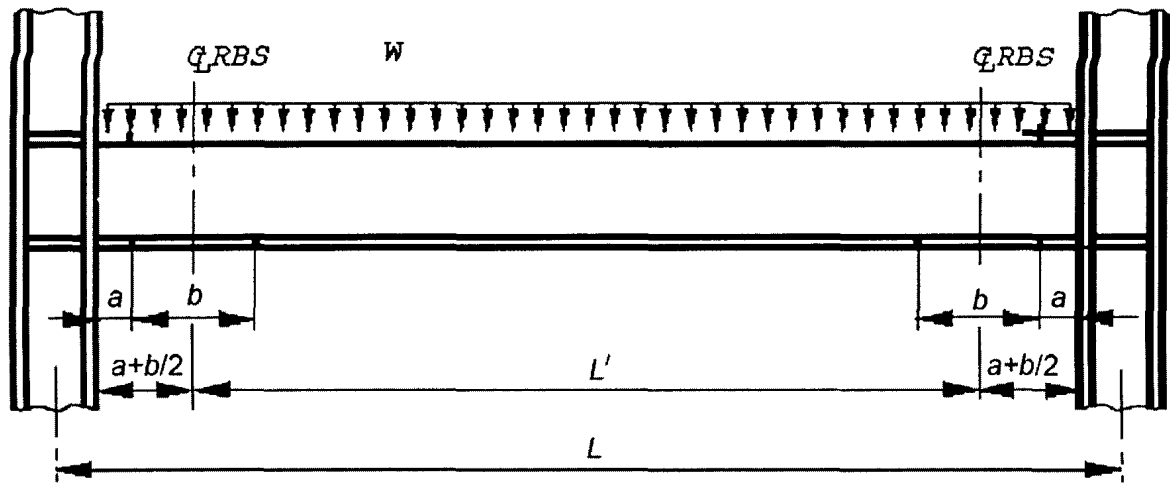
V. Розраховується поперечна сила $V_{\text{pl,RBS}}$ в перерізі, де сформований пластичний шарнір, із рівняння рівноваги частини балки L' між двома позначеними пластичними шарнірами (рисунок B.2). Для однорідного навантаження w , обумовленого силою тяжіння, яка діє на балку в ситуації сейсмічного проектування:

V. Compute the shear force ($V_{\text{pl,RBS}}$) 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:

$$V_{\text{pl,RBS}} = \frac{2 \cdot M_{\text{pl,Rd,RBS}}}{L'} + \frac{w \cdot L'}{2} . \quad (\text{B.16})$$

Потрібно правильно враховувати різні розподіли навантаження, обумовленого силою тяжіння, уздовж прольоту балки у виразі (B.16) (його останньому члені).

Different distributions of the gravity loads along the beam span should be properly accounted for in (the last term of) Expression (B.16).

**Позначки:**

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 перерізами балок RBS
Figure B.2 – Typical sub-frame assembly with reduced beam sections (RBS)

VI. Розраховується пластичний момент $M_{pl,Rd,b}$ у балці на відстані від зменшеного перерізу за наступною формулою:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_b \cdot f_{yb} , \quad (B.17)$$

де Z_b і f_{yb} – визначені на етапі IV, описаному вище.

VII. Перевіряється, щоб значення $M_{pl,Rd,b}$ було вище ніж згинальний момент, який розвивається на поверхні колони, коли пластичний шарнір формується в центрі зменшеного перерізу балки $M_{cf,Ed} = M_{pl,Rd,RBS} + V_{pl,RBS} \cdot e$. Якщо це не так, збільшується глибина вирізу c і повторюються кроки з IV по VI. Довжина g повинна вибиратися так, щоб значення $M_{cf,Ed}$ складало від 85 % до 100 % від $M_{pl,Rd,b}$.

VIII. Перевіряється відношення ширини до товщини у зменшеному перерізі балки для попередження локального викривлення (випучення). Ширину полиці слід заміряти на кінцях двох третин центральної частини зменшеного перерізу балки.

IX. Розраховується радіус r вирізів у верхній і нижній полиці по довжині b зменшеного перерізу балки:

VI. Compute the beam plastic moment away from the RBS $M_{pl,Rd,b}$ as follows:

where Z_b and f_{yb} are as defined in step (IV) above.

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 $M_{pl,Rd,b}$.

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. Compute the radius (r) of the cuts in both top and bottom flanges over the length b of the RBS of the beam:

$$r = \frac{b^2 + 4 \cdot g^2}{8 \cdot g} . \quad (B.18)$$

Х. Перевіряється, щоб процес виробництва забезпечував необхідну шорсткість поверхні (від 10 до 15 мікрон) для готових вирізів, і щоб поверхні вирізів не шліфували.

В.5.3.5 Композитні (складені) елементи

(1) При розрахунку міцності складених балок слід враховувати зв'язок на зсув між сталевим елементом і плитою.

(2) У дисипативних зонах не слід використовувати штифти між сталевими балками і плитами. З існуючих складених балок штифти слід видалити.

(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.

(4) Слід перевіряти, щоб максимальні деформації розтягу, обумовлені наявністю композитних плит, не приводили до розриву полиць.

(5) Балки, замкнені в оболонку, слід забезпечити хомутами.

В.5.4 Колони

В.5.4.1 Недостатня стійкість

(1) Відношення ширини до товщини може бути зменшене шляхом приварювання сталевих листів до полиці і/або стінок.

(2) Відношення ширини до товщини порожнистих профілів може бути зменшене шляхом приварювання сталевих листів ззовні.

(3) Для обох полиць слід передбачити закріплення за допомогою ребер жорсткості з міцністю не менше чніж:

$$0,06 \cdot f_{yc} \cdot b_f \cdot t_f, \quad (B.19)$$

де:

b_f – ширина полиці;

t_f – товщина полиці;

f_{yc} – границя текучості сталі в колоні; для існуючої сталі, значення f_{yc} може бути прийняте таким, що дорівнює середньому значенню, 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

Х. Check that the fabrication process ensures the adequate surface roughness (i.e. between 10 and 15 μm) for the finished cuts and that grind marks are not present.

B.5.3.5 Composite elements

(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) Shear connectors between steel beams and composite slabs should not be used within dissipative zones. They should be removed from existing composite beams.

(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) The maximum tensile strains due to the presence of composite slabs should be checked that they do not provoke flange tearing.

(5) Encased beams should be provided with stirrups.

B.5.4 Columns

B.5.4.1 Stability deficiencies

(1) The width-to-thickness ratio may be reduced by welding steel plates to the flange and/or the webs.

(2) The width-to-thickness ratio of hollow sections may be reduced by welding external steel plates.

(3) Lateral restraint should be provided to both flanges, through stiffeners with strength not less than:

where:

b_f is the flange width,

t_f is the flange thickness, and

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-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 overstrength factor γ_{ov}

значення f_{yc} може дорівнювати нормальному значенню, помноженому на коефіцієнт переваження γ_{ov} для сталевих колон, визначений відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 6.2(3), (4) і (5).

В.5.4.2 Недостатня міцність

(1) Для підвищення міцності на згин перерізу сталеві пластини можуть приварюватися до полиць і/або стінок для двотаврових перерізів і до стін для порожнистих профілів.

(2) Колони з конструкційної сталі можуть бути поміщені в залізобетон для підвищення їх міцності на згин.

(3) Модернізація повинна забезпечувати, щоб у всіх первинних сейсмостійких колонах осьовий стиск в розрахунковій сейсмічній ситуації не перевищував $1/3$ 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.5.4.3 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 полиці ремонтують або видаленням і заміною випученої пластини полиці на таку ж пластину, або за допомогою випрямлення нагріванням.

(3) Розриви стиків внапуск ремонтують, закріплюючи зовнішні пластини на полиці колон з використанням зварних швів з кромками на всю товщину. Пошкоджена частина повинна бути вилучена із заміною на неушкоджений матеріал. Товщина пластин, які додаються, повинна дорівнювати товщині існуючих. Замінний матеріал повинен бути орієнтований у напрямку прокату колони.

(4) Слід висвердлювати дрібні отвори біля краю тріщин в колонах для запобігання їх розповсюдженню.

for the steel of the column, determined in accordance with EN 1998-1:2004, 6.2(3), (4) and (5).

B.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.

B.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 damaged 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) 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.

В.5.4.4 Вимоги до з'єднань колон внапуск

(1) Нові стики внапуск повинні розташовуватися в першій третині висоти колони на про-світ. 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 перерізів. Таким чином, зварні стики колон внапуск для кожної полиці повинні задовольняти наступну умову:

$$A_{spl} \cdot f_{yd} \geq 0,5 \cdot f_{yc} \cdot A_{fl} , \quad (B.20)$$

де:

A_{spl} – площа поперечного перерізу кожної полиці в з'єднанні внапуск;

f_{yd} – розрахункова границя текучості полиці в з'єднанні внапуск;

A_{fl} – менша площа полиці з двох з'єднаних колон;

f_{yc} – границя текучості матеріалу колони, визначеної в пункті В.5.4.1(3).

В.5.4.5 Зона панелей колон

(1) У реконструйованій колоні зона панелей в стиках балка-колона повинна працювати в пружній області в граничному стані при обмежених пошкодженнях DL LS.

(2) Товщина t_w зони панелей колон (включаючи накладні планки, за їх наявності, див. (3)) повинна бути такою, щоб виключити можливість передчасного локального викривлення при великих непружних деформаціях зсуву, тобто повинна виконуватись умова:

$$t_w \leq \frac{d_z + w_z}{90} , \quad (B.21)$$

де:

d_z – висота зони панелі між безперервними пластинами,

w_z – ширина зони панелі між полицями колони.

Між стінкою і додатковою плитою слід використовувати пробкові зварні шви.

(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 150 mm from a cracks.

B.5.4.4 Requirements for column splices

(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:

where:

A_{spl} is the area of each flange of the splice,

f_{yd} is the design yield strength of the flange of the splice,

A_{fl} is the flange area of the smaller of the two columns connected, and

f_{yc} is the yield strength of the column material, defined as in B.5.4.1(3).

B.5.4.5 Column panel zone

(1) In the retrofitted column the panel zone at beam-column connections should remain elastic at the DL LS.

(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.

Plug welds should be used between the web and the added plate.

(3) Для збільшення жорсткості та підсилення 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 обидві сторони стінки колони.

В.5.4.6 Складові 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 напруження зрушення передавалося між конструкційною сталлю і залізобетоном через сполучні елементи (анкери чи шпонки), що працюють на зріз і розміщені вздовж колони.

(3) Для запобігання руйнуванню від втрати зчеплення при зрушенні відношення ширини сталевої полиці до ширини складеної сталобетонної колони b_f/B , не повинно перевищувати критичного значення даного відношення, визначеного наступною формулою:

$$\left(\frac{b_f}{B}\right)_{er} = 1 - 0,35 \cdot \left[0,17 \cdot \left(1 + 0,073 \cdot \frac{N_{Ed}}{A_g} \right) \cdot \sqrt{f_{cd}} + 0,20 \cdot \rho_w \cdot f_{yw,d} \right], \quad (B.22)$$

де:

N_{Ed} – осьова сила в ситуації сейсмічного проектування,

A_g – повна площа складеного 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 складеного перерізу;

b_f – ширина сталевої полиці.

В.5.5 Система зв'язків жорсткості

В.5.5.1 Недостатня стійкість

(1) В.5.4.1(1) застосовується для системи зв'язків жорсткості, що складаються з порожнистих профілів.

(2) В.5.4.2(1) застосовується.

(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.

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:

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.

B.5.5 Bracings

B.5.5.1 Stability deficiencies

(1) B.5.4.1(1) applies for bracings consisting of hollow sections.

(2) B.5.4.2(1) applies.

(3) Будь-яке облицювання сталевих зв'язків при реконструкції повинно відповідати стандарту EN 1998-1:2004.

(4) Бічна жорсткість розкосів (діагональних зв'язків) може бути підвищена за рахунок підвищення жорсткості кінцевих з'єднань.

(5) При реконструкції хрестоподібним в'язям слід віддавати перевагу по відношенню до V-подібних чи порталних в'язей. К-подібні в'язі використовуватися не можуть.

(6) Близько розташовані сполучні планки є ефективними при поліпшенні реакції в'язей після викривлення, зокрема, у в'язях з перерізами з двох кутників або двох швелерів. Якщо з'єднувальні планки (накладки) вже встановлені в існуючих колонах, можна приварити нові планки і/або підсилити існуючі.

В.5.5.2 Недостатній опір

(1) У граничному стані при обмежених пошкодженнях осьовий стиск у розрахунковій сейсмічній ситуації не повинен перевищувати 80 % розрахункового значення пластичного опору нормальним зусиллям в поперечному перерізі системи в'язей: $N_{pl,Rd}$.

(2) За винятком випадків, коли перевірка підлягає тільки граничний стан, близький до руйнування, міцність на стиск в'язей каркасів, що концентрично розкріплюються, має бути не менше 50 % від опору пластичній деформації по відношенню до нормальних зусиль у поперечному перерізі $N_{pl,Rd}$.

В.5.5.3 Складові елементи

(1) Замкнення сталевих в'язей в залізобетонну оболонку підвищує їх жорсткість, міцність і податливість. Для сталевих в'язей з двотавровим перерізом може використовуватися часткова або повне замкнення в оболонку.

(2) Для в'язей, повністю замкнених в оболонку, слід передбачити елементи жорсткості (ребра) і хомути, а для в'язей, частково замкнених в оболонку, – прямі зв'язки відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 7.6.5. Хомути розміщуються з рівномірним кроком уздовж в'язей і повинні відповідати стандартним вимогам, встановленим для класу податливості M відповідно до EN 1998-1:2004, 7.6.4(3), (4).

(3) Any encasement of steel bracings for retrofitting should comply with EN 1998-1:2004.

(4) Lateral stiffness of diagonal braces may be improved by increasing the stiffness of the end connections.

(5) X-bracings should be preferred for the retrofitting over V-or inverted V-bracings. K-bracings may not be used.

(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.

B.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 $N_{pl,Rd}$.

B.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) При розрахунку міцності сталобетонних в'язей на розтяг слід враховувати тільки переріз 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 матеріалом, що перешкоджає зчепленню.

(3) Сталі з низькою границею текучості є відповідним матеріалом для сталевих в'язей; залізобетон, армований сталевими волокнами, може використовуватися як матеріал, що перешкоджає згину.

(4) В'язі, яким додана додаткова жорсткість шляхом включення їх без зчеплення в залізобетонні стіни, повинні задовольняти наступну умову:

$$\left(1 - \frac{1}{n_E^B}\right) \cdot m_y^B > 1,30 \cdot \frac{a}{l}, \quad (\text{B.23})$$

де:

a – первісна дефектність сталевої в'язі;

l – довжина сталевої в'язі,

m_y^B – безрозмірний параметр міцності залізобетонної обшивки:

where:

a is the initial imperfection of the steel brace,

l is the length of the steel brace,

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:

де:

n_E^B is the non-dimensional stiffness parameter of the RC panel:

where

$$n_E^B = \frac{N_E^B}{N_{pl,R}}; \quad (\text{B.25})$$

$$M_y^B = \frac{5 \cdot B_s \cdot t_c^2 \cdot f_{ct}}{6}; \quad (\text{B.26})$$

$$M_y^B = \frac{5 \cdot \pi^2 \cdot B_s \cdot E_c \cdot t_c^3}{12 \cdot l^2}, \quad (\text{B.27})$$

(3) Only the structural steel section should be taken into account in the calculation of the capacity of composite braces in tension.

B.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 infilling the tube.

(3) Low yield strength steels is appropriate for the steel brace; steel-fibre reinforced concrete may be used as unbonding material.

(4) Braces stiffened by being incorporated unbonded in RC walls should conform with the following:

де:

E_c – модуль пружності бетону;

B_s – ширина сталевий в'язі у формі плоского стрижня;

t_c – товщина залізобетонної обшивки;

f_{ct} – міцність бетону на розтяг,

$N_{pl,R}$ – величина несучої здатності сталевий в'язі при розтягу в пластичному стані, розрахована на основі середнього значення границі текучості сталі, отриманої з дослідів на місці і з додаткових джерел інформації, розділених на коефіцієнт довірчої вірогідності CF, значення якого дані в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності.

(6) Крайова арматура залізобетонної обшивки має бути адекватним чином закріплена для запобігання руйнуванню унаслідок продавлювання.

(7) Труби, заповнені бетоном, з матеріалом, що перешкоджає зчепленню, мають бути адекватними для запобігання викривленню сталевий в'язі.

В.6 Реконструкція з'єднань

В.6.1 Загальні положення

(1) З'єднання модернізованих елементів слід перевіряти, враховуючи міцність модернізованих елементів, яка може бути вище ніж у первинних елементів (до модернізації).

(2) Передбачені стратегії модернізації можуть застосовуватися до сталевих або композитних елементів та в'язевих каркасів.

В.6.2 З'єднання між балками і колонами

В.6.2.1 Загальні положення

(1) Реконструкція повинна передбачати зсув пластичного шарніра балки убік від поверхні колони (див. перший ряд в таблиці В.6).

(2) З'єднання між балками і колонами можуть бути модернізовані або шляхом заміни зварних швів, або з використанням стратегії ослаблення або зміцнення.

(3) Для забезпечення розвитку пластичних шарнірів в балках, а не в колонах, відношення моментів між колоною і балкою (CBMR) повинне задовольняти наступну умову:

where:

E_c is the elastic modulus of concrete,

B_s is the width of the steel brace in the form of a flat bar,

t_c is the thickness of the RC panel,

f_{ct} is the tensile strength of concrete,

$N_{pl,R}$ 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.

(6) Edge reinforcement of the RC panel should be adequately anchored to prevent failure by punching shear.

(7) The infilled concrete tubes with debonding material should be adequate to prevent buckling of the steel brace.

B.6 Connection retrofitting

B.6.1 General

(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) The retrofitting strategies provided may be applied to steel or composite moment and braced frames.

B.6.2 Beam-to-column connections

B.6.2.1 General

(1) The retrofitting should aim at shifting the beam plastic hinge away from the column face (see first row in Table B.6).

(1) Beam-to-column connections may be retrofitted through either weld replacement, or a weakening strategy, or a strengthening strategy.

(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:

а) для сталених колон

where:

(a) for the steel columns:

$$\sum M_{Rd,c} = \sum \left[Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right) \right]_i, \quad (B.29)$$

де підсумовування проводиться по перерізах колони навколо стику:

Z_c – модуль пластичності перерізу колони, розрахований на основі фактичних геометричних розмірів, якщо вони доступні, і враховуючи припуски (виступи) за їх наявності;

N_{Ed} – осьове навантаження на колону в розрахунковій сейсмічній ситуації;

A_c – площа перерізу колони;

$f_{yd,c}$ – розрахункова границя текучості сталі в колоні, розрахована на основі середнього значення границі текучості сталі, отриманій з випробувань *на місці* і з додаткових джерел інформації, поділений на коефіцієнт довірчої вірогідності CF який представлений в таблиці 3.1 для відповідного рівня інформативності.

б) $M_{pl,R,b}$ – 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:

$$\sum M_{pl,R,b} = \sum (Z_b \cdot f_{yb} + M_{cc,Ed})_j, \quad (B.30)$$

де:

Z_b – модуль пластичності перерізу балки в потенційному місці розташування пластичного шарніра, розрахований на основі фактичних розмірів;

f_{yb} – границя текучості сталі в балці, визначена в пункті B.5.1(5);

$M_{cc,Ed}$ – додатковий момент відносно центральної лінії колони унаслідок ексцентричності зрушуючої (поперечної) сили у пластичному шарнірі балки.

where the summation extends over the column sections around the joint, and:

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,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c is the area of the column section,

$f_{yd,c}$ is the design yield strength of steel in the column, computed on the basis of the mean value of steel yield stress obtained from *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.

(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:

where:

Z_b is the plastic modulus of the beam section at the potential plastic hinge location, computed on the basis of the actual geometry;

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in B.5.1(5);

$M_{cc,Ed}$ is the additional moment at the column centreline due to the eccentricity of the shear force at the plastic hinge in the beam.

Таблиця В.6 – Вимоги до модернізованих з'єднань і відповідна міцність їх до обгортання.
Table B.6 – Requirements on retrofitted connections and resulting rotation capacities

	IWUFCs	WBHCs	WTBHCs	WCPFCs	RBSCs
Розташування шарніра (від центральної лінії колони) Hinge location (from column centreline)	$(d_c/2) + (db/2)$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_h$	$(d_c/2) + l_{cp}$	$(d_c/2) + (b/2) + a$
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:

IWUFCs – підсилені зварні з'єднання неармованої полиці;

WBHCs – зварні з'єднання нижнього припуску;

WTBHCs – зварні з'єднання верхнього і нижнього припусків;

WCPFCs – зварні з'єднання накладок і полиць;

RBSCs – з'єднання зменшених перерізів балок;

d_c – ширина колони;

d_b – висота балки;

l_h – довжина припуску;

l_{cp} – довжина накладки;

a – відстань радіуса вирізу від краю балки;

b – довжина радіуса вирізу.

Keys:

IWUFCs – Improved welded unreinforced flange connections,

WBHCs – Welded bottom haunch connections,

WTBHCs – Welded top and bottom haunch connections,

WCPFCs – Welded cover plate flange connections,

RBSCs – Reduced beam section connections,

d_c Column depth,

d_b Beam depth,

l_h Haunch length,

l_{cp} Cover plate length,

a Distance of the radius cut from the beam edge,

b Length of the radius-cut.

(4) Вимоги для балок і колон в модернізованих з'єднаннях наведені в таблиці В.6. У тій же самій таблиці наведені значення граничного кута обертання, який забезпечується, при виконанні вимог для трьох граничних станів.

В.6.2.2 Заміна зварних швів

(1) Наявний заповнюючий матеріал слід видалити і замінити свіжим матеріалом.

(2) Підкладки під шов слід видалити після зварки, оскільки вони можуть привести до утворення тріщин.

(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.

(4) Поперечні ребра жорсткості і елементи жорсткості стінки балки слід приварювати до полиць і стінки колони, виконуючи шви з повним проплавленням.

В.6.2.3 Технологія ослаблення

В.6.2.3.1 З'єднання з балками, що мають зменшені перерізи RBS

(1) Зменшені перерізи 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 перегрітих зонах.

(2) Балку слід приєднувати до полиці колони або через зварні стінки, або через вивідні планки (шпонки), які приварюються до поверхні полиці колони і до стінки балки і працюючих на зріз. Довжина вивідної планки має дорівнювати 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 близько 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) 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 Weld replacement

(1) The existing filler material should be removed and replaced with sound material.

(2) Backing bars should be removed after welding, because they may cause initiation of cracks.

(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) Transverse and web stiffeners should be welded to column flanges and to the web via complete joint penetration welds.

В.6.2.3 Weakening strategies

В.6.2.3.1 Connections with RBS beams

(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) 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 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.

(3) 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.

(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 перерізом RBS, спроектовані відповідно до процедури, описаної в пункті B.5.3.4, але з розрахунком пластичного моменту балки $M_{pl,Rd,b}$, так:

$$M_{pl,Rd,b} = Z_{RBS} \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right), \quad (B.31)$$

де:

f_{yb} – границя текучості сталі в балці, визначена в пункті B.5.1(5);

L – відстань між центральними осями колон;

d_c – висота перерізу колони;

b , довжина зменшеного перерізу балки RBS.

II. Розрахувати міцність балки зрушення (зріз) $V_{pl,Rd,b}$ відповідно до B.5.3.4(3)V 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 зрушувальну силу $V_{pl,Rd,b}$ із викладеного вище пункту II.

IV. Перевірити, щоб відношення міцності на згин колони і балки $CBMR$ задовольняло умову:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum Z_b \cdot f_{yb} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right)} \geq 1,30, \quad (B.33)$$

де:

Z_b і Z_c – пластичні моменти опор балок і колон відповідно;

N_{Ed} – осьове навантаження колони в ситуації сейсмічного проектування;

A_c – площа перерізу колони;

f_{yb} – границя текучості сталі в балці, визначена в пункті B.5.1(5),

$f_{yd,c}$ – розрахункова границя текучості сталі в колоні, визначена в пункті B.6.2.1(3).

(4) Shear studs should not be placed within the RBS zones.

(5) 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)V 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:

where:

Z_b and Z_c plastic moduli of the beams and the columns, respectively,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c is the area of the column section,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in B.5.1(5),

$f_{yd,c}$ 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 полиць балки. Ця товщина має, як мінімум, дорівнювати товщині полиці балки.

VI. Перевірити, щоб міцність і жорсткість зони з'єднання була достатньою для того, щоб зона з'єднання залишалася пружною:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \cdot \left(\frac{H - d_c}{H} \right), \quad (\text{B.34})$$

де:

d_c – висота стінки перерізу колони;

t_{wc} – товщина стінки колони, включаючи дублюючі планки (приварені до кінців полиць колони паралельно стінці), за їх наявності;

$f_{yw,d}$ – розрахункова границя текучості стику;

Z_b – модуль пластичності балок,

N_{Ed} – осьове навантаження на колону в ситуації сейсмічного проектування;

A_c – площа поперечного перерізу колони;

f_{yb} – границя текучості сталі в балці, визначена в пункті B.5.1(5),

H – висота поверху каркаса.

VII. Розрахувати і сконструювати зварні шви між деталями, що сполучаються.

B.6.2.3.2 Напівжорсткі з'єднання

(1) Напівжорсткі з'єднання і/або з'єднання часткової міцності стосовно сталі чи сталобетону можуть використовуватися для досягнення великих пластичних деформацій без ризику руйнування.

(2) Зрізаючі штифти (шпонки) для повної взаємодії слід приварювати до верхньої полиці балки.

(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 за їх наявності.

B.6.2.4 Послідовність підсилення

B.6.2.4.1 З'єднання з вутами

(1) З'єднання між балками і колонами можуть бути зміцнені шляхом додавання вутів або тільки до нижніх, або до верхніх і нижніх полиць балок, що відсовує зону розсіювання до кінця вутів. Додавання вутів тільки до нижньої

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. Check that the strength and stiffness of the panel zone are sufficient for the panel to remain elastic:

where:

d_c is the depth of the column web,

t_{wc} is the thickness of the column web, including the doubler plates, if any,

$f_{yw,d}$ is the design yield strength of the panel zone,

Z_b is the plastic modulus of the beams,

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c is the area of the column section,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in B.5.1(5), and

H is the frame storey height.

VII. Compute and detail the welds between the joined parts.

B.6.2.3.2 Semi-rigid connections

(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) Full interaction shear studs should be welded onto the beam top flange.

(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.

B.6.2.4 Strengthening strategies

B.6.2.4.1 Haunched connections

(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

полиці є зручнішим, оскільки нижні полиці зазвичай є значно доступнішими ніж верхні; більш того, відпадає необхідність в знятті композитної плити за її наявності.

(2) Трикутні Т-подібні вуги є найбільш ефективними серед різних типів вуг. Якщо додаються тільки нижні вуги, їх висота повинна складати близько однієї чверті висоти балки. У з'єднаннях з верхніми і нижніми вугами висота вугів повинна складати близько однієї третини висоти балки.

(3) Для зміцнення зони панелі (стику з балкою) колони слід використовувати поперечні ребра жорсткості на рівні верхніх і нижніх полиць балок.

(4) Поперечні ребра жорсткості слід також використовувати на краях вугів для надання жорсткості стінці колони і стінці балки.

(5) Вертикальні ребра жорсткості для стінки балки устанавлюються на її повну висоту і приварюються по обидві сторони стінки. Їх товщина має бути достатньою для протидії вертикальній складовій сили від полиці вуга і не повинна бути меншою товщини полиці балки. Необхідно забезпечити виконання місцевих перевірок відповідно до стандарту EN 1993-1-8: 2004, 6.2.6.

(6) Вуга слід приварювати швами з повним проплавленням до полиць як колони, так і балки.

(7) Закріплені болтами зрізні вивідні планки, за їх наявності, можуть бути залишені на місці. Зрізні вивідні планки можуть використовуватися в модернізованому елементі, якщо це потрібно за умовами міцності чи виконання.

(8) Для з'єднання з вугами може застосовуватися наступна покрокова процедура проектування:

I. Вибрають попередні розміри вуга на підставі обмежень на відношення ширини до товщини (повздовжньої гнучкості) для стінки вуга. Наступні співвідношення можуть використовуватися як перше наближення для призначення довжини вуга α , і для кута між полицею вуга і вугом елемента θ :

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) 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) Transverse stiffeners at the level of the top and bottom beam flanges should be used to strengthen the column panel zone.

(4) Transverse stiffeners should also be used at the haunch edges, to stiffen the column web and the beam web.

(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) Haunches should be welded with complete joint penetration welds to both the column and the beam flanges.

(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) A step-by-step design procedure may be applied for haunched connections, as follows.

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 :

$$\alpha = 0,55 \cdot d_b ; \quad (B.35)$$

$$\theta = 30^\circ, \quad (B.36)$$

де

d_b – висота балки. В результаті отримуємо висоту вута b , виражену співвідношенням:

$$b = \alpha \cdot \tan \theta, \quad (\text{B.37})$$

яка повинна враховувати архітектурні обмеження, наприклад, обмеження стелі і неконструктивних елементів.

II. Розраховують пластичний момент балки у кінці вута, $M_{pl,Rd,b}$ з виразу (B.17).

III. Розраховують пластичне зрушення балки $V_{pl,Rd,b}$ відповідно до B.5.3.4(3)V для прольоту довжиною L між пластичними шарнірами на кінцях вутів.

IV. Перевіряють, щоб коефіцієнт міцності на згин колони і балки $CBMR$ задовольняв умову:

$$CBMR = \frac{\sum Z_c \cdot \left(f_{yd,c} - \frac{N_{Ed}}{A_c} \right)}{\sum M_c} \geq 1,20, \quad (\text{B.38})$$

де;

Z_c – пластичний модуль перерізу колон;

$f_{yd,c}$ – розрахункова границя текучості сталі в колоні відповідно до B.6.2.1(3);

N_{Ed} – осьове навантаження на колону в розрахунковій сейсмічній ситуації;

A_c – площа поперечного перерізу колони;

M_c – сума моментів колони у верхніх і нижніх кінцях укрупненої зони панелі, що є результатом від моменту балки $M_{pl,Rd,b}$ в межах з'єднання:

$$\sum M_c = [2 \cdot M_{pl,R,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot (L - L')] \cdot \left(\frac{H_c - \bar{d}_b}{H_c} \right), \quad (\text{B.39})$$

де:

L – відстань між центральними осями колон;

$\bar{d}_b$ – висота перерізу балки, включаючи вут;

H_c – висота поверху каркаса.

V. Розраховують значення безрозмірного параметра β , що виражений так:

$$\beta = \frac{b}{a} \cdot \left(\frac{3 \cdot L' \cdot d + 3 \cdot a \cdot d + 3 \cdot b \cdot L' + 4 \cdot a \cdot b}{3 \cdot d^2 + 6 \cdot b \cdot d + 4 \cdot b^2 + \frac{12 \cdot I_b}{A_b} + \frac{12 \cdot I_b}{A_{hf} \cdot \cos^3 \theta}} \right), \quad (\text{B.40})$$

де A_{hf} – площа перерізу полиці вута.

where

d_b is the beam depth. The resulting haunch depth b , given by:

should respect architectural constraints, e.g. ceilings and non structural elements.

II. Compute the beam plastic moment at the haunch tip, $M_{pl,Rd,b}$ from expression (B.17).

III. Compute the beam plastic shear ($V_{pl,Rd,b}$) in accordance with B.5.3.4(3)V for the span length L between the plastic hinges at the ends of the haunches.

IV. Verify that the column-to-beam flexural capacity ratio, $CBMR$, satisfies the condition:

where:

Z_c is the plastic section modulus of the columns,

$f_{yd,c}$ is the design yield strength of steel in the column, defined as in B.6.2.1(3),

N_{Ed} is the axial load of the column in the seismic design situation,

A_c is the area of the column section,

M_c is the sum of column moments at the top and bottom ends of the enlarged pane zone resulting from the development of the beam moment $M_{pl,Rd,b}$ within each beam of the connection:

where:

L is the distance between the column centerlines,

$\bar{d}_b$ is the depth of the beam including the haunch, and

H_c is the storey height of the frame.

V. Compute the value of the non-dimensional parameter β given by

where A_{hf} is the area of the haunch flange.

VI. Розраховують значення безрозмірного параметра $\beta_{\min}$ за формулою:

$$\beta_{\min} = \frac{(M_{pl,Rd,b} + V_{pl,Rd,b} \cdot a) - 0,80 \cdot f_{uw,d} S_x}{\frac{V_{pl,Rd,b} \cdot a}{S_x} + \frac{V_{pl,Rd,b}}{I_b \cdot \tan \theta} \cdot \left(\frac{d^2}{4} - \frac{I_b}{A_b} \right)}, \quad (B.41)$$

де:

$f_{uw,d}$ – розрахункова міцність зварних швів на розтяг;

S_x – модуль пружності балки (більший);

d – висота перерізу балки;

A_b і I_b площа і момент інерції поперечного перерізу балки відповідно.

VII. Порівнюють значення безрозмірного параметра β , розраховані вище. Якщо $\beta \geq \beta_{\min}$, то розміри вута є 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. Виконують перевірки міцності і стійкості полиці вута:

міцність

$$A_{hf} \geq \frac{\beta \cdot V_{pl,Rd,b}}{f_{yhf,d} \cdot \sin \theta}; \quad (B.42)$$

стійкість

$$\frac{b_{hf}}{t_{hf}} \leq 10 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}}, \quad (B.43)$$

де:

$f_{yhf,d}$ – розрахункове значення границі текучості полиці вута;

b_{hf} і t_{hf} – виступ і товщина полиці вута відповідно.

IX. Виконують перевірку міцності і стійкості для стінки вута:

міцність

$$t_{hf} = \frac{a \cdot V_{pl,Rd,b}}{2 \cdot (1 + \nu) \cdot I_b} \cdot \left[\frac{L'}{2} - \frac{\beta}{\tan \theta} \cdot \left(\frac{d}{2} \right) + \frac{(1 - \beta) \cdot a}{3} \right] \leq \frac{f_{yhf,d}}{\sqrt{3}}; \quad (B.44)$$

стійкість

$$\frac{2 \cdot a \cdot \sin \theta}{t_{hf}} \leq 33 \cdot \sqrt{\frac{235}{f_{yhf,d}}}, \quad (B.45)$$

VI. Compute the value of the non-dimensional parameter as:

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. Compare the non-dimensional β -values, as calculated above. If $\beta \geq \beta_{\min}$, the haunch dimensions are sufficient and further local checks should be performed in accordance with VIII below. If $\beta < \beta_{\min}$, the haunch flange stiffness should be increased, by either increasing the haunch flange area A_{hf} or by modifying the haunch geometry.

VIII. Perform strength and stability checks for the haunch flange:

where:

$f_{yhf,d}$ is the design value of the yield strength of the haunch flange,

b_{hf} and t_{hf} are the flange outstand and the flange thickness of the haunch, respectively.

IX. Perform strength and stability checks for the haunch web

де:

$f_{yhf,d}$ – розрахункове значення границі текучості стінки вута;

f_{hf} – товщина стінки,

ν – коефіцієнт Пуассона для сталі.

X. Перевіряють міцність стінки балки на поперечну силу відповідно до стандарту EN 1993-1-8:2004, 6.2.6 за формулою:

$$V_{pl,Rd,bw} = (1 - \beta) \cdot V_{pl,Rd,b} , \quad (B.46)$$

де β – надається виразом (B.40).

XI. Поперечні ребра жорсткості і елементи жорсткості стінки балки 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.

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 Стикти пластинчастих накладок

(1) Наварювання накладок може понизити напруження у зварних швах полиці балки і відвести пластичну деформацію в балці до кінців накладок.

(2) Накладки можуть використовуватися або тільки в нижній полиці балки, або у верхніх і нижніх полицях балок.

(3) Сталеві накладки повинні мати прямокутну форму і розміщуватися паралельно напрямленню прокату балки.

(4) З'єднанням зварних стінок балки і відносно тонких і коротких накладок більш доцільно виконувати по стінках на болтах і важких і довгих пластинах.

(5) Довгі пластини не слід використовувати для балок з короткими прольотами і великими поперечними силами.

(6) Для проектування стику накладок можна скористатися наступною покроковою процедурою:

where:

$f_{yhf,d}$ is the design value of the yield strength of the haunch web,

f_{hf} 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 relatively thin and short cover plates should be preferred over bolted web and heavy and long plates.

(5) Long plates should not be used for beams with short spans and high shear forces.

(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:

$$b_{cp} = b_{bf} ; \quad (B.47)$$

$$t_{cp} = 1,2 \cdot t_{bf} ; \quad (B.48)$$

$$l_{cp} = \frac{d_b}{2} , \quad (B.49)$$

де:

b_{cp} – ширина накладки;

t_{cp} – товщина накладки;

b_{bf} – ширина полиці балки;

t_{bf} – товщина полиці балки;

l_{cp} – довжина накладки;

d_b – висота балки.

where:

b_{cp} is the width of the cover plate,

t_{cp} is the thickness of the cover plate,

b_{bf} is the width of the beam flange,

t_{bf} is the thickness of the beam flange,

l_{cp} is the length of the cover plate, and

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 $M_{cf,Ed}$ за формулою:

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 накладки 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 згин стику колони і балки $CBMR$ задовольняв умову:

VI. Verify that, the column-to-beam flexural 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;

f_{yb} – границя текучості сталі в балці, визначена в B.5.1(5);

$f_{yd,c}$ – розрахункова границя текучості сталі в колоні, визначена в пункті B.6.2.1(3).

where:

Z_b and Z_c are the plastic moduli of the beams and the columns, respectively,

f_{yb} is the yield strength of steel in the beam, defined as in B.5.1(5), and

$f_{yd,c}$ 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.

VIII. Перевірити, чи є міцність і жорсткість зони панелі (зона стику) достатніми для того, щоб панель залишалася пружною:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum M_f}{d_b} \cdot \left(\frac{L}{L - d_c} \right) \cdot \left(\frac{H - d_b}{H} \right), \quad (B.54)$$

де:

d_c – висота стінки в перерізі колони,

t_{wc} – товщина стінки в перерізі колони, включаючи подвійні накладки за їх наявності,

$f_{yw,d}$ – розрахункове значення границі текучості зони панелі (зони стику),

H – висота поверху каркаса.

IX. Визначити розміри і визначити 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.

В.6.3 З'єднання ребер жорсткості і сейсмічних в'язей

(1) Приєднання ребер жорсткості і сейсмічних в'язей слід проектувати, враховуючи ефекти циклічної поведінки після викривлення.

(2) Жорстким з'єднанням слід віддавати перевагу перед номінальним штирьовим з'єднанням (див. EN 1998-1-8:2004, 5.2.2).

(3) Для підвищення стійкості в'язевого стику із площини не слід порушувати цілісність балки і колони.

(4) Осі в'язі і балки не повинні перетинатися за межами сейсмічної ланки.

(5) У з'єднаннях діагональних в'язей і балок осі вказаних елементів не повинні перетинатися в межах довжини ланки чи в її кінці.

(6) Для приєднання сейсмічної в'язі(затяжки чи розпірки) до колони у поверхні полиці колони слід використовувати несучі торцеві пластини, встановлені між пластинами полиць 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. Check that the strength and the stiffness of the panel zone are sufficient for the panel to remain elastic:

where:

d_c is the depth of the column web,

t_{wc} is the thickness of the column web including the doubler plates, if any,

$f_{yw,d}$ is the design value of the yield strength of the panel zone, and

H is the frame storey height.

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 Connections of braces and of seismic links

(1) The connections of braces and of seismic link should be designed taking into account the effects of cyclic post-buckling behaviour.

(2) Rigid connections should be preferred to nominally pinned ones (see EN 1998-1-8:2004, 5.2.2).

(3) To improve out-of-plane stability of the bracing connection, the continuity of beams and columns should not be interrupted.

(4) The brace and the beam centrelines should not intersect outside the seismic link.

(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.

(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.

(7) Реконструкція з'єднань між балками і колонами може привести до зміни довжини сейсмічної в'язі. Тому слід перевірити дану в'язь після ухвалення стратегії ремонту.

(8) Сейсмічні в'язі, приєднані до колони, мають бути короткими.

(9) Слід уникати зварних з'єднань сейсмічної в'язі з колоною по слабкій осі.

(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.

(8) Seismic links connected to the column should be short.

(9) Welded connections of a seismic link to the column weak-axis should be avoided.

ДОДАТОК С
(інформаційний)

КАМ'ЯНІ БУДІВЛІ

С.1 Сфера застосування

- (1) Даний додаток містить рекомендації з оцінки і проектування реконструкції кам'яних будівель в сейсмічних районах.
- (2) Рекомендації даного розділу застосовні до бетонних або цегляних елементів, що протистоять поперечним навантаженням, які діють на системи будівлі з неармованою, обтисненою або армованою кладкою.

С.2 Ідентифікація геометрії, деталей і матеріалів

С.2.1 Загальні положення

- (1) Необхідно ретельно перевірити наступні аспекти:
 - I. Тип стінових блоків (наприклад, із глини, із бетону, порожнистий, суцільний тощо).
 - II. Фізичний стан елементів кам'яної кладки і наявність яких-небудь погіршень її властивостей.
 - III. Конфігурація елементів кам'яної кладки і їх з'єднань, а також неперервність траєкторій передачі навантаження між поперечними несучими елементами.
 - IV. Властивості складових матеріалів елементів кам'яної кладки і якість з'єднань.
 - V. Наявність і кріплення облицювання, наявність ненесучих елементів конструкції, відстань між перегородками.
 - VI. Інформація про прилеглі будівлі, які могли б взаємодіяти з будівлею, яка розглядається.

С.2.2 Геометрія

- (1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:
 - I. Розміри і розташування всіх стін-діафрагм жорсткості, включаючи висоту, довжину і товщину.
 - II. Розміри елементів кам'яної кладки.
 - III. Розташування і розміри стінових отворів (двері, вікна).
 - IV. Розподіл навантажень, обумовлених силою ваги на несучі стіни.

ANNEX C
(Informative)

MASONRY BUILDINGS

C.1 Scope

- (1) This annex contains recommendations for the assessment and the design of the retrofitting 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 system in un-reinforced, confined or reinforced masonry.

C.2 Identification of geometry, details and materials

C.2.1 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 masonry elements and quality of connections.
 - V. The presence and attachment of veneers, the presence of nonstructural components, the distance between partition walls.
 - VI. Information on adjacent buildings potentially interacting with the building under consideration

C.2.2 Geometry

- (1) The collected data should include the following items:
 - I. Size and location of all shear walls, including height, length and thickness.
 - II. Dimensions of masonry units.
 - III. Location and size of wall openings (doors, windows).
 - IV. Distribution of gravity loads on bearing walls.

C.2.3 Деталі

(1) Зібрані дані повинні включати наступні пункти:

- I. Класифікація стін як неармованих, обмежених або армованих.
 - II. Наявність і якість будівельного розчину.
 - III. Для армованих кам'яних стін – кількість горизонтальної і вертикальної арматури.
 - IV. Для багатошарової цегляної кладки (цегляні стіни з бутовим сердечником) – ідентифікацію кількості шарів, відповідні відстані і розташування зв'язків між ними за їх наявності.
 - V. Для колодязної кладки із заповненням порожнеч будівельним розчином – оцінка типу, якості і розташування місць заповнення розчином.
 - 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.
 - VII. Визначення типу і стану з'єднань між перпендикулярними стінами.
 - VIII. Визначення типу і стану з'єднань між стінами і перекриттями чи покрівлями.
 - IX. Визначення і розташування горизонтальних тріщин в швах поганої якості, вертикальних тріщин в тчкових швах і елементах кам'яної кладки і діагональних тріщин поблизу 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 ступеня її погіршення може використовуватись неруйнівне 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.

C.2.3 Details

(1) The collected data should include the following items

- I. Classification of the walls as un-reinforced, confined, or reinforced.
- II. Presence and quality of mortar.
- III. For reinforced masonry walls, amount of horizontal and vertical reinforcement.
- IV. For multi-leaf masonry (rubble core masonry walls), identification of the number of leaves, respective distances, and location of ties, when existing.
- V. For grouted masonry, evaluation of the type, quality and location of grout placements.
- 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. Identification of the type and condition of connections between orthogonal walls.

VIII. Identification of the type and condition of connections between walls and floors or roofs.

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. 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, а саме:

I. Випробування шляхом обстукування молотом Шмідта для оцінки поверхневої твердості зовнішніх кам'яних стін.

II. Випробування плоскими гідравлічними домкратами для вимірювання на місці міцності 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 вертикального напруження стиску, що витримується кам'яною кладкою. Дане випробування надає таку інформацію, як розподіл навантаження, обумовленого силою тяжіння, згинальне напруження в стінах, а також напруження в кам'яному облицюванні стін, стиснутому бетонним каркасом.

IV. Випробування на діагональний стиск 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 про властивості 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 жорсткості стін слід оцінювати, враховуючи як згинальну так і зсувну податливість, на основі жорсткості при появі тріщин. За відсутності точніших оцінок обидва внески в жорсткість можуть бути прийняті за половину їх відповідних значень за відсутності тріщин.

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 masonry. 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.

C.3 Methods of analysis

C.3.1 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) Кам'яне заповнення між перемичкою вікна нижнього поверху і підвіконням верхнього може бути введено в модель, як сполучні балки між двома елементами стіни.

С.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 4.4.2(1)P

I. Стіни, що сприймають поперечне навантаження, розташовані рівномірно в обох горизонтальних напрямках.

II. Стіни є суцільними за висотою.

III. Переkritтя 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. Переkritтя по обидві сторони спільної стіни розташовуються на одній і тій же висоті.

V. На кожному переkritті відношення між поперечною жорсткістю в площині 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.

С.3.3 Нелінійні методи: статичні і динамічні

(1) Дані методи слід застосовувати, коли умови, вказані в пункті С.3.2, не виконуються.

(2) Міцність оцінюється у виразі переміщень у покритті. Гранична міцність відповідає такому переміщенню, коли 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 порівнюються з значеннями переміщення покриття за вимогою, яка відповідає еталонному, визначеному в 4.4.4.4 і стандарті EN 1998-1:2004, 4.3.3.4.2.6(1) для даної сейсмічної дії.

(2) Masonry spandrels may be introduced in the model as coupling beams between two wall elements.

C.3.2 Linear methods: Static and Multi-modal

(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. 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 stiffest 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.

Примітка. В Інформаційному додатку В стандарту EN 1998-1:2004 описується процедура для визначення еталонного переміщення за спектром пружної реакції.

C.4 Моделі для оцінки несучої здатності

C.4.1 Моделі для глобальної оцінки

C.4.1.1 Граничний стан, близький до руйнування

(1) Критерії оцінки, наведені у вигляді глобальної реакції, можуть застосовуватися тільки у разі нелінійного розрахунку.

(2) Загальну несучу здатність у граничному стані, близькому до руйнування (NC), можна прийняти такою, що дорівнює граничній міцності на зсув, визначеній в C.3.3(2).

C.4.1.2 Граничний стан при вагомих пошкодженнях SD

(1) Застосовується C.4.1.1(1).

(2) Загальна несуча здатність у граничному стані при вагомих пошкодженнях SD може бути прийнята такою, що дорівнює $3/4$ граничної міцності на зсув, визначеній в C.3.3(2).

C.4.1.3 Граничний стан при обмежених пошкодженнях DL

(1) При виконанні лінійного розрахунку критерій для загальної оцінки визначається у виразі зсуву основи в горизонтальному напрямі сейсмічної дії. Міцність на вказаний зсув може бути прийнята такою, що дорівнює 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 біля 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 пружного ідеально пластичного зусилля від переміщення еквівалентної ідеальної системи з одним ступенем свободи.

Примітка. В Інформаційному 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 – переміщення еквівалентної системи з одним ступенем свободи.

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

C.4.1 Models for global assessment

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 C.3.3(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(I)) or by shear (see C.4.3.1(I)) 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.

С.4.2 Елементи, які знаходяться під нормальним зусиллям і згином

С.4.2.1 Граничний стан при вагомих пошкодженнях SD

(1) Несуча здатність неармованої кам'яної стіни залежить від згину, якщо міцність за зсувним зусиллям, визначена в С.4.2.1(3), менше ніж значення, вказане в С.4.3.1(3).

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята такою, що дорівнює $0,008 \cdot H_0/D$ 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 перерізом, в якому досягається гранична несуча здатність на згин, і точкою відносно згину.

(3) Несуча здатність на зсув неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину під осьовим навантаженням N , може бути визначена за формулою:

$$V_f = \frac{D \cdot N}{2 \cdot H_0} \cdot (1 - 1,15 \cdot v_d), \quad (\text{C.1})$$

де:

D і H_0 – як визначено в пункті (2);

$v_d = N/(D \cdot f_{td})$ – нормоване осьове навантаження (з $f_d = f_m/(C_{Fm})$, де f_m – середня міцність на стиск, 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.

С.4.2.2 Граничний стан, близький до руйнування NC

(1) Застосовуються пункти С.4.2.1(1) і С.4.2.1(3).

(2) Несуча здатність кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята 4/3 від значення, вказаного в С.4.2.1(2).

С.4.2.3 Граничний стан при обмежених пошкодженнях (DL)

(1) Застосовується С.4.2.1(1).

С.4.2 Elements under normal force and bending

С.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 C.4.3.1(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),

$v_d = N/(D \cdot f_{td})$ 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.

С.4.2.2 LS of Near Collapse (NC)

(1) C.4.2.1(I) and C.4.2.1(3) apply.

(2) The capacity of a masonry wall controlled by flexure may be expressed in terms of drift and taken equal to 4/3 of the values in C.4.2.1(2).

С.4.2.3 LS of Damage Limitation (DL)

(1) C.4.2.1(I) applies.

(2) Несуча здатність неармованої кам'яної стіни, яка залежить від згину, може бути прийнята як несуча здатність по поперечній силі відповідно до С.4.2.1(3).

С.4.3 Елементи, що знаходяться під впливом поперечної (зрушувальної) сили

С.4.3.1 Граничний стан при вагомих пошкодженнях SD

(1) Міцність неармованої кам'яної стіни визначається зрушенням, якщо значення її стійкості до зрушувального зусилля, вказане в С.4.3.1(3), менше значення, вказаного в С.4.2.1(3), або дорівнює йому.

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зрушенням, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята 0,004 для первинних (несучих) сейсмічних елементів і 0,006 для вторинних (ненесучих).

(3) Стійкість неармованої кам'яної стіни до зрушувальної сили, яка визначається зрушенням під осьовим навантаженням N , може бути прийнята:

$$V_f = f_{vd} \cdot D' \cdot t, \quad (\text{C.2})$$

де:

D' – висота стиснутої зони стіни;

t – товщина стіни;

f_{vd} – міцність матеріалу кам'яної кладки на зсув з урахуванням наявності вертикального навантаження: $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 N/D' t < 0,065 f_m$, де f_{vm0} – середня міцність на зсув за відсутності вертикального навантаження і f_m – середня міцність на стиск, 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)Р і таблиці 3.1, з урахуванням досягнутого рівня інформативності. У первинних сейсмічних стінах (несучих) обидва даних значення міцності матеріалу діляться далі на коефіцієнт надійності за матеріалом для цегляної кладки відповідно до стандарту EN 1998-1:2004, 9.6.

С.4.3.2 Граничний стан, близький руйнування NC

(1) Застосовуються пункти С.4.3.1 (1) і С.4.3.1 (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 Elements under shear force

C.4.3.1 LS of Significant Damage (SD)

(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) 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) The shear force capacity of an unreinforced masonry wall controlled by shear under an axial load N , may be taken equal to:

where:

D' is the depth of the compressed area of the wall, t is the wall thickness, and

f_{vd} is the masonry shear strength accounting for the presence of vertical load: $f_{vd} = f_{vm0} + 0,4 N/D' t < 0,065 f_m$ 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 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) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зсувом, може бути виражена в представленні перекосу і прийнята $4/3$ від значення, вказаного в С.4.3.1(2).

С.4.3.3 Граничний стан при обмежених пошкодженнях DL

(1) Застосовується С.4.3.1 (I).

(2) Міцність неармованої кам'яної стіни, яка визначається зсувом, може бути прийнята як міцність на дію поперечної сили, вказана в С.4.3.1(3).

С.5 Конструктивні зміни

С.5.1 Методика ремонту і підсилення

С.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 ін'єкцію цементного розчину. За 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), пошкоджену ділянку слід перебудувати, використовуючи подовжену (шовну) цеглу або камені. Інакше слід використовувати скріплення типу "ластівчин хвіст" – металеві пластини або полімерні сітки для скріплення двох поверхонь тріщини. Порожнечі слід заповнювати цементним будівельним розчином, що має відповідну текучість.

(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 витих дротяних канатів малого діаметра або смуг полімерної сітки.

(5) Для ремонту крупних діагональних тріщин можуть бути залиті вертикальні бетонні ребра в нерівномірно розташовані гнізда, зроблені в кам'яній стіні, зазвичай по обидві сторони. Такі ребра слід підсилити, використовуючи замкнуті хомути і стрижні повздовжньої арматури.

(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

C.5.1.1 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, no-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 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. Alter-

Витий дротяний канат, згаданий в пункті (4), повинен проходити поперек 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 перетину стін

(1) Для поліпшення з'єднання між стінами, що перетинаються, слід використовувати цеглу або камені з перев'язкою. З'єднання може бути виконане ефективніше різними способами:

- I. шляхом будівництва залізобетонного пояса;
- II. шляхом додавання сталевих пластин або сіток у шви поганої якості;
- III. шляхом введення похилих сталевих стрижнів в отвори, висвердлені в кам'яній кладці, з подальшим заливанням їх розчином;
- IV. шляхом подальшого натягу.

C.5.1.3 Зміцнення і підвищення жорсткості горизонтальних діафрагм

(1) Дерев'яним перекриттям може бути додана додаткова міцність і жорсткість для попередження деформацій із площини шляхом:

- I. закріплення цвяхами додаткового (ортогонального чи під кутом) шару дерев'яних дощок поверх тих, що є;
- II. заливання поверх них 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'язей) на рівні нижніх поясів ферм.

natively, polymeric grids may be used to envelop one or both faces of the masonry walls, combined with appropriate mortar and plaster.

C.5.1.2 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. 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 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 стягувань

(1) Додавання сталевих стягувань уподовж або поперек 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 розтягувального напруження.

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 є слабким, заливання розчином слід доповнювати установкою сталевих стрижнів упоперек сердечника і прикріплювати анкерним кріпленням до зовнішнього шару стіни.

C.5.1.7 Зміцнення стін за допомогою залізо-бетонних корсетів або сталевих профілів

(1) Бетон слід наносити методом торкретування і корсети слід армувати зварною дрютяною сіткою або сталевими стрижнями.

(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.

(3) Сталеві профілі можна використовувати аналогічним чином за умови, що вони приєднуються належним чином до обох поверхонь стіни або тільки до однієї поверхні.

C.5.1.8 Підсилення стін за допомогою покриття корсетами з полімерних сіток

(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

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 core and anchored to the outer leafs of the wall.

C.5.1.7 Strengthening of walls by means of reinforced concrete jackets or steel profiles

(1) The concrete should be applied by the shotcrete method and the jackets should be reinforced by welded wire mesh or steel bars.

(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) 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 Strengthening of walls by means of polymer grids jackets

(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

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.

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**

Познака та назва європейського стандарту	Ступінь відповідності	Познака 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.

ЄВРОПЕЙСЬКИЙ СТАНДАРТ

EN 1998-2:2005/AC

Березень 2010

ICS 91.120.25

(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

1) Зміни до "Національного доповнення для EN 1998-3"

В останньому пункті, знизу таблиці, додати наступні рядки:

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

Пункт (2)P, примітка, замінити "Граничні стани будуть перевірятися в країні" на "Граничні стани будуть перевірені в країні".

3) Зміна до пункту 4.4.2

Пункт (1)P, замінити "жорсткої рами, тощо) і через $\rho_{\max}$ і $\rho_{\min}$ " на "жорсткої рами, тощо) і через $\rho_{\max}$ і $\rho_{\min}$ ".

4) Зміна до пункту 4.6

Пункт (1)P, табл. 4.3, 3-й ряд ("Вид елемента або механізму (e/m)/Пластичний") шоста колонка ("Нелінійна Модель/Спроможність"), замінити "З точки зору міцності. Використовуйте середні значення властивостей, поділені на CF і частковий чинник" на "З точки зору деформації. Використовуйте середні значення властивостей, поділені на CF".

5) Зміна до пункту A.3.2.2

Параграф (1), поміняти:

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

на (with): жорсткої

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,016 \cdot (0,3^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \cdot f_c \right]^{0,225} \cdot \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times \left(1,25^{100 \cdot \rho_d} \right) \quad (A.1)''$$

Пункт (1), 2-й пункт, перед пунктом (2), замінити "вираз (A.1) ділиться на 1,6." на "вираз (A.1) множиться на 0,58.".

1) Modification to "National annex for EN 1998-3"

Last paragraph, bottom of the table, add the following rows:

2) Modification to 2.1

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) Modification to 4.4.2

Paragraph (1)P, replace "of a braced frame, etc.) and by $\rho_{\max}$ and $\rho_{\min}$ " with "of a braced frame, etc.) and by $\rho_{\max}$ and $\rho_{\min}$ ".

4) Modification to 4.6

Paragraph (1)P, Table 4.3, 3rd row ("Type of element or mechanism (e/m)/Ductile"), 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) Modifications to A.3.2.2

Paragraph (1), replace:

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.".

Пункт (2), замінити:

Paragraph (2), replace:

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

на:

with:

$$\theta_{um}^{pl} = \theta_{um} - \theta_y = \frac{1}{\gamma_{e1}} \cdot 0,0145 \cdot (0,25^v) \cdot \left[\frac{\max(0,01;\omega')}{\max(0,01;\omega)} \cdot f_c \right]^{0,3} \cdot f_c^{0,2} \cdot \left(\min \left(9; \frac{L_v}{h} \right) \right)^{0,35} \cdot 25^{\left(\alpha \cdot \rho_{sx} \cdot \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} \times \\ \times \left(1,275^{100 \cdot \rho_d} \right), \quad (A.3)''$$

Пункт (3), замінити "(A.1) і (A.3) множаться на 0,825" на "(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".

Пункт (5), замінити "помножений на 0,575, поки" на "помноженим на 0,8, поки".

Paragraph (5), replace "multiplied by 0,575, while the" with "multiplied by 0,8, while the".

Пункт (5), замінити "помножений на 0,375 (з цими чинниками, зокрема чинник зменшення 0,825 з (3) розрахунку для недоліку" на "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".

Пункт (5), завершальний двовхідний список, 2-й вхід, замінити "відповідно з (1), помноженим на $0,0025 \cdot (180 + \min(50, l_0/d_{bL})) \cdot (1 - l_0/L_v)$ поки" на "з відповідністю з (1) і (3) помножено $0,019 \cdot (10 + \min(40, l_0/d_{bL}))$ поки".

Paragraph (5), final two-entry list, 2nd entry, replace "accordance with (1) multiplied by $0,0025 \cdot (180 + \min(50, l_0/d_{bL})) \cdot (1 - l_0/L_v)$, while the" with "accordance with (1) and (3) multiplied by $0,019 \cdot (10 + \min(40, l_0/d_{bL}))$, while the".

Пункт (5), завершальний двовхідний список, 2-й вхід, пзамінити "відповідно з (2) помноженим на $0,0035 \cdot (60 + \min(50, l_0/d_{bL})) \cdot (1 - l_0/L_v)$ " на "з відповідністю з (2) і (3) помножено $0,019 \cdot \min(40, l_0/d_{bL})$ ".

Paragraph (5), final two-entry list, 2nd entry, replace "accordance with (2) multiplied by $0,0035 \cdot (60 + \min(50, l_0/d_{bL})) \cdot (1 - l_0/L_v)$ " with "accordance with (2) and (3) multiplied by $0,019 \cdot \min(40, l_0/d_{bL})$ ".

6) Зміна до А.3.2.4

Пункт (2), рівняння (10a), замінити

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,00135 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6\sqrt{f_c}} "$$

на

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6\sqrt{f_c}} "$$

6) Modifications to A.3.2.4

Paragraph (2), Equation (A, 10a), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,00135 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6\sqrt{f_c}} "$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_v + \alpha_v \cdot z}{3} + 0,0014 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_v} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6\sqrt{f_c}} "$$

Пункт (2), рівняння (A.11a), замінити

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,002 \times \\ \times \left(1 - 1,35 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

на

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 \times \\ \times \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

Пункт (2), рівняння (A.10b), замінити

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} "$$

на

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0014 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

Пункт (2), рівняння (A. 11b), замінити

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,002 \times \\ \times \left(1 - 1,125 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} "$$

на

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

Пункт (2), під рівнянням (A.11b), перша лінія визначення " $\alpha_V \cdot z$ ", замінити " $\alpha_V \cdot z$ " на " $\alpha \cdot V \cdot z$ ".

Пункт (2), під рівнянням (A.11b), визначення " $\alpha_V \cdot z$ ", перша лінія підвизначення " α_V ", замінити " α_V " на " $\alpha \cdot V$ ".

Пункт (2), під рівнянням (A.11b), визначення " $\alpha_V \cdot z$ ", остання лінія підвизначення " $\alpha_V = 1$ ", замінити

"(якщо $M_y < L_V \cdot V_{R,c}$) $\alpha_V = 0$ "

на

"(якщо) $M_y < L_V \cdot V_{R,c}$) $\alpha \cdot V = 0$ ".

7) Зміна до A.4.2.2

Пункт (2), видалити:

"Якщо має розміри, щоб з'єднати жакет із старим бетоном включають огрублення інтерфейсу:".

Paragraph (2), Equation (A.11a), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,002 \times \\ \times \left(1 - 1,35 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 \times \\ \times \frac{\varepsilon_y}{d - d'} \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{6 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

Paragraph (2), Equation (A.10b), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} "$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0014 \times \\ \times \left(1 + 1,5 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

Paragraph (2), Equation (A. 11b), replace

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,002 \times \\ \times \left(1 - 1,125 \cdot \frac{h}{L_V} \right) + 0,13 \cdot \phi_y \cdot \frac{d_b \cdot f_y}{\sqrt{f_c}} "$$

with

$$\theta_y = \phi_y \cdot \frac{L_V + \alpha_V \cdot z}{3} + 0,0013 + \phi_y \cdot \frac{d_{bL} \cdot f_y}{8 \cdot \sqrt{f_c}} "$$

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 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:".

Пункт (2), видалити:

"Для всіх типів заходів, щоб з'єднати кожух із старим бетоном, або якщо жодних спеціальних заходів не передбачено:

$$\theta_y^* = 1,2 \cdot \theta_y$$

8) Зміна до А.4.3.2

Пункт (2), рівняння (А.21), замінити

$$V_j = 0,5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$$

на

$$V_j = 0,5 \cdot h \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{y,j,d} \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta$$

Пункт (2), після рівняння (А.21), зразу під тим, "де:", додати наступний рядок: "h – глибина перетину".

Параграф (2), після рівняння (А.21), визначення "b", видалити останнє слово "і".

Пункт (2), після рівняння (А.21), визначення "s", видалити останнє слово "і".

Пункт (2), після Вирівнювання (А.21), тільки під визначенням "s", додати наступні рядки:

"θ – кут нахилу підпори,

β – кут між віссю сталевих ременів і віссю елемента (β = 90° у разі безперервних сталевих пластин), і".

9) Зміна до А.4.4.3

Пункт (4), замінити "закруглена, щоб дозволити обгортання" на "закруглена радіусом R, щоб дозволити обгортання".

Пункт (4), замінити "з $k_s = 2 \cdot R_c/D$ і $f_1 = 2$ " на "з $k_s = 2 \cdot R/D$ і $f_1 = 2$ ".

10) Зміна до А.4.4.4

Пункт (3), на вхідному листі b), замінити "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." на "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".

11) Зміна до В.5.1

Пункт (1), замінити "повинен розвивати цілком їх пластичні моменти" на "повинен розвивати їх повні пластичні моменти".

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), replace

$$V_j = 0,5 \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{yj} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$$

with

$$V_j = 0,5 \cdot h \cdot \frac{2 \cdot t_j \cdot b}{s} \cdot f_{y,j,d} \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta$$

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 (β = 90°, in case of continuous steel plates), and".

9) Modifications to A.4.4.3

Paragraph (4), replace "rounded to allow wrapping" with "rounded to a radius R to allow wrapping".

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) Modification to A.4.4.4

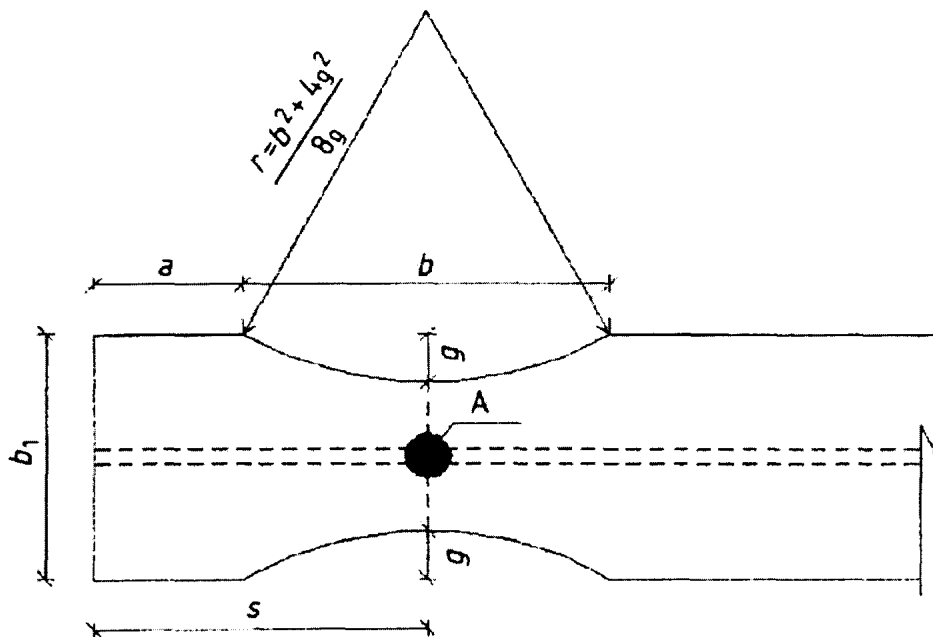
Paragraph (3), list entry b), replace "FRP alone, with $\alpha_{1,f} = 4/n_{tot}$ and $\rho_f, f_{f,e}, n_{tot}$, as defined in A.4.4.3(6) for the FRP." with "FRP alone, with $\alpha_{1,f} = \alpha (4/n_{tot})$ and $\rho_f, f_{f,e}, \alpha, n_{tot}$ as defined in A.4.4.3(6) for the FRP".

11) Modification to B.5.1

Paragraph (1), replace "should develop full their plastic moments" with "should develop their full plastic moments".

12) Зміна до В.5.3.4

Пункт (3), підпункт II., Рисунок В.1, замінити на наступний:



Пункт (3), підпункт VII., замінити "глибина розрізу с і повторні кроки (IV) (VI). Г довжини має бути" на "г глибина розрізу і повторні кроки (IV) (VI). Довжина b має бути".

13) Зміна до В.5.4.2

Пункт (3), замінити

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ при DL LS" на

" $(A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{sd})$ (див.

EN 1998-1:2004, 7.6.4(2)) при DL LS".

14) Зміна до В.6.2.3.1

Пункт (5), підпункт VI., рівняння (B.34), замінити:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{6}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right)''$$

на

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right)''$$

12) Modifications to B.5.3.4

Paragraph (3), subparagraph II., Figure B.1, replace the figure with the following one:

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) 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:

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{6}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right)''$$

with

$$d_c \cdot t_{wc} \cdot \frac{f_{yw,d}}{\sqrt{3}} \geq \frac{\sum Z_b \cdot f_{yb}}{d_b} \cdot \left(\frac{L - d_c}{L - d_c - 2 \cdot b} \right) \times \left(\frac{H - d_b}{H} \right)''$$

Пункт (5), підпункт VI., під рівнянням (B.34), замінити:

" d_c – глибина ребра колони"

на:

" d_{wc} – глибина ребра колони".

15) Зміна до С.4.2.1

Пункт (3), замінити "неармована стіна кладки, коли контролюється" на "неармованою стіною кладки, контрольованою ...".

Пункт (3), останній рядок, замінити "відповідний рівень знання), t – стіна" на "відповідний рівень знання m), t – стіна"

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.