

В.Д.КРІПАК

**ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
ЗА ЄВРОПЕЙСЬКИМИ НОРМАМИ**

Навчальний посібник



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

В. Д. КРІПАК

**ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ
ЗА ЄВРОПЕЙСЬКИМИ НОРМАМИ**

Навчальний посібник

*Рекомендовано вченою радою Київського національного
університету будівництва і архітектури як навчальний посібник
для здобувачів ступеня вищої освіти «магістр»
галузі знань 19 - Архітектура та будівництво
спеціальності 192 - Будівництво та цивільна інженерія
освітньої програми «Промислове та цивільне будівництво»*

Київ

Видавництво Ліра-К

2023

УДК 624 012

К82

*Затверджено на засіданні вченої ради Київського національного
університету будівництва і архітектури,
протокол №11 від 25 вересня 2023 року*

Рецензенти: *Клімов Ю.А.*, д-р техн. наук, професор, КНУБА
Бамбура А.М., д-р техн. наук, професор, ДП НДІБК
Барабаш М.С., д-р техн. наук, професор, НАУ

Кріпак В.Д.

К82 Основи проектування залізобетонних конструкцій за
Європейськими нормами: навч. посіб. / В.Д. Кріпак. Київ :
Видавництво Ліра-К, 2023. 148 с.
ISBN 978-617-520-657-7

Викладені основні положення розрахунку і проектування
будівельних конструкцій згідно вимог Європейських норм.
Наведені методи розрахунку перерізів залізобетонних конструкцій
відповідно до норм Єврокод 2. Теоретичні викладки ілюстровані
допоміжними таблицями та прикладами розрахунку нормальних
згинальних та позацентрово стиснутих і розтягнутих елементів.

Призначено для здобувачів ступеня вищої освіти «магістр»,
які навчаються за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна
інженерія».

УДК 624 012

ISBN 978-617-520-657-7

© В.Д.Кріпак, 2023

© КНУБА, 2023

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА.....	5
1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ	7
1.1. ЦІЛІ І ЗАДАЧІ.....	7
1.2. НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ.....	7
1.3. ПЕРЕДУМОВИ	8
2. ОСНОВНІ ЗАСАДИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	11
2.1. ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ.	11
2.2. РОЗРАХУНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	12
2.3. ІДЕАЛІЗАЦІЯ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУДИ.....	14
2.4. ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ.....	15
2.5. ГЕОМЕТРИЧНІ НЕДОСКОНАЛОСТІ.....	18
2.6. МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ КОНСТРУКЦІЙ.....	19
3. МАТЕРІАЛИ	20
3.1. БЕТОН	20
3.2. ДІАГРАМИ МЕХАНІЧНОГО СТАНУ БЕТОНУ	27
3.3. ОПІР БЕТОНУ ПРИ ТРИВІСНОМУ СТИСКУ	30
3.4. АРМАТУРНА СТАЛЬ	31
3.5. ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНА АРМАТУРА.....	34
4. ДОВГОВІЧНІСТЬ І ЗАХИСНИЙ ШАР АРМАТУРИ	37
4.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.....	37
4.2. УМОВИ НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА	38
4.3. ВИМОГИ ДО ДОВГОВІЧНОСТІ.....	41
4.4. ЗАХИСНИЙ ШАР БЕТОНУ	42
5. МЕТОД РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ.....	44
5.1. ЗАГАЛЬНЕ.....	44
5.2. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПЕРЕДУМОВИ ДЕФОРМАЦІЙНОГО МЕТОДУ ЗАКЛАДЕНОГО В НОРМИ ЄВРОКОД.....	46
5.3. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	47
5.4. РОЗРАХУНКОВІ РІВНЯННЯ МЕТОДУ.	51
6. РОЗРАХУНКИ ПРЯМОКУТНИХ ПЕРЕРІЗІВ.....	61
6.1. РОЗРАХУНКОВІ ЗАЛЕЖНОСТІ.....	61
6.2. ВИЗНАЧЕННЯ АРМАТУРИ В ПРЯМОКУТНОМУ ПЕРЕРІЗІ.	63

6.3. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПРЯМОКУТНИХ ПЕРЕРІЗІВ	65
6.4. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 6.	70
7. РОЗРАХУНКИ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ	80
7.1. РОЗРАХУНКОВІ ВИПАДКИ	80
7.2. РОЗРАХУНКОВІ РІВНЯННЯ.....	83
7.3. ВИЗНАЧЕННЯ ПЛОЩІ АРМАТУРИ В ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ	89
7.4. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ	90
7.5. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 7.	97
8. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	105
8.1.ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.	105
8.2. ВПЛИВ ГНУЧКОСТІ СТИСНУТОГО ЕЛЕМЕНТА	106
8.3. РОЗРАХУНКИ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ	115
8.4. ПІДБІР АРМАТУРИ В СТИСНУТОМУ ПЕРЕРІЗІ.....	116
8.5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТОГО ПЕРЕРІЗУ.....	118
8.6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 8.	128
9. РОЗТЯГНУТІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ.....	134
9.1. РОЗРАХУНКОВІ ВИПАДКИ	134
9.2. ПІДБІР АРМАТУРИ В РОЗТЯГНУТИХ ПЕРЕРІЗАХ.....	137
9.3. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 9.	141
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	146

ПЕРЕДМОВА

В 1975 році Комісія Європейського союзу прийняла рішення про впровадження системи єдиних погоджених технічних правил для проектування будівель і споруд на території держав членів Союзу. Створений Постійний комітет протягом 15 років розробив програму Єврокодів і в 1989 році комісія і держави Євросоюзу затвердили статус Єврокодів як європейського стандарту (EN). Була прийнята постанова що Єврокоди являються базовими документами для виконання основних етапів проектування і зведення усіх будівель і споруд в державах Євросоюзу. Ідеологія впровадження Єврокодів передбачає що національний стандарт кожної країни повинен включати повний текст Єврокоду і має право і можливість для інтерпретації окремих положень, які будуть використовуватися в цій країні: значення та класи матеріалів; географічні та кліматичні особливості (сніг, вітер); деякі параметри та коефіцієнти; оговорені альтернативні методики розрахунків.

Основною задачею проектування залізобетонних конструкцій відповідно до вимог норм Єврокод являється забезпечення механічного опору і стійкості залізобетонних конструкцій і будівель з них. Єврокоди являються також основою для розробки погоджених умов на усі будівельні вироби, їх виготовлення та використання.

В Україні при створенні власної нормативної бази в галузі будівництва [3,4,5,6] більшість вимог і правил, що регламентують проектування залізобетонних конструкцій, були узгоджені з відповідними вимогами норм Єврокоду.

Директивні матеріали профільного міністерства та галузевої академії наук України вимагають якнайширшого впровадження в будівельну практику норм, які використовують країни Євросони.

Наряду з нормативними документами в Україні опублікован ряд робіт [8,9,10,11,12,13], орієнтованих на використання основних положень і вимог, синхронізованих з вимогами Єврокод 2 [1], з доведенням до практичного застосування для розрахунків залізобетонних конструкцій.

Метою цього навчального посібника є ознайомлення читачів з основними розрахунковими положеннями норм Єврокод 2 та використання цих норм для виконання практичних розрахунків залізобетонних конструкцій і їх конструюванні. Велика увага приділена методу розрахунку нормальних перерізів деформаційним методом з використанням лінійно-параболічної діаграми деформування бетону. Описаний в посібнику метод розрахунків нормальних перерізів визнаний в Єврокод 2 основним при розрахунку конструкцій довільної форми перерізу, зрозумілий за логікою дій і, що особливо важливо, табульований, що дозволяє використовувати його в навчальному процесі студентами будівельних вузів при виконанні розрахункових робіт і курсових проектів. Бажано, щоб деформаційний метод з лінійно-параболічною діаграмою деформування бетону був включений в перелік рекомендованих, при подальшій розробці нормативних документів України.

Розрахунки похилих перерізів залізобетонних елементів по поперечній силі та розрахунки елементів за другою групою граничних станів в даному посібнику не розглядалися. По перше – в діючих нормах в Україні [5,6] ці розділи в повних об'ємах адаптовані до вимог Єврокод 2, а по друге – такі розрахунки наведені в доступних для користувачів джерелах [8,9,10].

В посібнику наведені численні приклади розрахунку нормальних перерізів залізобетонних конструкцій при згині, позацентровому стиску і розтягу та, необхідні для виконання розрахунків, таблиці з допоміжними коефіцієнтами.

Посібник може представляти інтерес для студентів, аспірантів, інженерів, слухачів курсів по підвищенню кваліфікації та спеціалістів, які вивчають залізобетонні конструкції.

1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

1.1. ЦІЛІ І ЗАДАЧІ

Єврокод 2 застосовується для проектування і будівництва будівель і інженерних споруд із звичайного і попередньо напруженого монолітного і збірного залізобетону. В основу проектування і перевірок покладено EN 1990: Основи проектування конструкцій.

Єврокод 2 розглядає вимоги тільки стосовно несучої здатності та стійкості, придатності до нормальної експлуатації, довговічності та вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

Єврокод 2 призначений для застосування у поєднанні з:

EN 1990: Основи проектування конструкцій і споруд

EN 1991: Дії та впливи на споруди

hENs: Будівельні вироби для залізобетонних конструкцій

ENV 13670: Виробництво залізобетонних конструкцій

EN 1997: Проектування основ (геотехніка)

EN 1998: Проектування сейсмостійких залізобетонних конструкцій

для сейсмоактивних зон

Єврокод 2 складається з таких частин:

Частина 1.1: Загальні норми і правила для конструкцій і споруд.

Частина 1.2: Протипожежне проектування конструкцій.

Частина 2: Мости зі звичайного і попередньо напруженого залізобетону.

Частина 3: Водозахисні споруди і резервуари.

В посібнику, який складається з 6 розділів, розглядається і коментується тільки Частина 1.1 в скороченому вигляді.

1.2. НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

При розробці норм Єврокод 2 передбачається, що їх застосування буде поєднуватися з вимогами і правилами таких міжнародних стандартів:

EN 1990: Основи проектування конструкцій і споруд

EN 1991-1-5: Впливи на споруди: дія температури

EN 1991-1-6: Впливи на споруди: дії, обумовлені особливостями зведення споруд

EN 1997: Проектування основ (геотехніка)
EN 197-1: Цемент. Склад, технічні вимоги і критерії відповідності
EN 206-1: Бетон. Склад, технічні вимоги і критерії відповідності
EN 12350: Випробування бетону в молодому віці
EN 10080: Арматурна сталь для звичайного залізобетону
EN 10138: Арматурна сталь для попередньо напруженого залізобетону
EN 17760: Допустимі стики армуванні елементів
EN 13670: Зведення залізобетонних конструкцій
EN 13791: Випробування бетону
EN ISO 15630: Сталь для звичайної і попередньо напруженої арматури. Методи випробувань

1.3. ПЕРЕДУМОВИ

В доповнення до основних загальних передумов, які викладені у EN 1990, прийняті такі умови:

- конструкції споруд повинні проектуватися персоналом відповідної кваліфікації та досвіду;
- на заводах, комбінатах і будівельних майданчиках, повинен бути забезпечений контроль якості та відповідний нагляд;
- будівництво повинно вестися персоналом, який має відповідний досвід і кваліфікацію;
- будівельні матеріали і вироби повинні бути сертифіковані в відповідності з Єврокодом;
- будівельні об'єкти будуть експлуатуватися згідно з призначенням за проектом.

1.4. СИМВОЛИ І ПОЗНАЧЕННЯ

A	–	площа поперечного перерізу
A_c	–	площа поперечного перерізу бетону
A_{s1}	–	площа поперечного перерізу розтягнутої арматури
A_{s2}	–	площа поперечного перерізу арматури, розташованої в стиснутій зоні бетону
$A_{s,min}$	–	мінімальна площа перерізу арматури
A_{sw}	–	площа поперечного перерізу поперечної арматури

C	– клас бетону
E_{cm}	– середнє значення початкового модуля пружності бетону
E_{ck}	– характеристичне значення початкового модуля пружності бетону
E_s	– розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
EI	– згинальна жорсткість
I	– момент інерції перерізу бетону
L	– довжина
M	– згинальний момент
M_{Ed}	– розрахункове значення зовнішнього згинального моменту
M_{Rd}	– розрахункова несуча здатність перерізу при згинанні
N	– осьова поздовжня сила
N_{Ed}	– розрахункове значення зовнішньої осьової сили
N_{Rd}	– розрахункова несуча здатність перерізу при розтягу
V	– поперечна сила
V_{Ed}	– розрахункове значення поперечної сили
P	– сила попереднього напруження
a_1	– відстань від центра ваги арматури A_{s1} до краю перерізу більше розтягнутого чи менш стиснутого
a_2	– відстань від центра ваги арматури A_{s2} до краю перерізу більше стиснутого чи менш розтягнутого
b	– ширина поперечного перерізу елемента
b_{eff}	– розрахункова ширина полиці таврового перерізу
b_w	– ширина ребра таврового перерізу
c	– захисний шар бетону
d	– робоча висота поперечного перерізу
h	– загальна висота перерізу
h_f	– висота полиці таврового перерізу
l_0	– розрахункова довжина елемента
e_a	– випадковий ексцентриситет
e_0	– розрахунковий ексцентриситет
e_{tot}	– ексцентриситет прикладення сили, визначений з урахуванням випадкового ексцентриситету і впливу поздовжнього вигину

f_{bd}	– розрахункове зчеплення бетону з арматурою в зоні анкерування
f_{cd}	– розрахункове значення міцності бетону на стиск
f_{ck}	– характеристичне значення циліндричної міцності бетону на стиск в віці 28 діб
f_{cm}	– середнє значення міцності бетону на стиск
f_{ctm}	– середнє значення міцності бетону на розтяг
f_{ctk}	– характеристичне значення міцності бетону на розтяг
f_p	– значення міцності на розтяг попередньо напруженої арматури
f_{pk}	– характеристичне значення міцності попередньо напруженої арматури
$f_{p0,1}$	– умовна границя текучості попередньо напруженої арматури, при якій залишкові деформації складають 0,1%
$f_{p0,1k}$	– характеристична умовна границя текучості попередньо напруженої арматури, при якій залишкові деформації складають 0,1%
$f_{p0,2k}$	– характеристична умовна границя текучості попередньо напруженої арматури, при якій залишкові деформації складають 0,2%
γ	– коефіцієнт надійності
x	– висота стиснутої зони перерізу
x_{lim}	– гранична висота стиснутої зони перерізу
z_c	– плече внутрішньої пари сил в перерізі
γ_c	– коефіцієнт надійності для бетону
γ_s	– коефіцієнт надійності для звичайної і попередньо напруженої арматури
γ_m	– коефіцієнт надійності для урахування невизначеностей властивостей матеріалу
δ	– показник збільшення / перерозподілу
ζ	– показник зменшення / коефіцієнт перерозподілу
ε_c	– значення відносних деформацій стиску бетону
ε_{cl}	– значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
ε_{cu}	– значення відносних граничних деформацій стиску бетону

ε_{cu}	– значення відносних граничних деформацій розтягу бетону
ε_u	– значення відносних деформацій в арматурі при максимальному навантаженні
ε_{uk}	– характеристичне значення відносних деформацій в арматурі при максимальному навантаженні
λ	– гнучкість
ρ	– густина бетону в абсолютно сухому стані
ρ_l	– коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
σ_c	– напруження стиску у бетоні
σ_{cu}	– напруження стиску у бетоні при граничній деформації стиску ε_{cu}

2. ОСНОВНІ ЗАСАДИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

2.1. ЗАГАЛЬНІ ВИМОГИ.

Основні правила проектування залізобетонних конструкцій наведені в EN 1990: Основи проектування споруд. Ці правила закладені, з незначною інтерпретацією, і в нормативні документи України [5,6].

Бетонні та залізобетонні конструкції, спроектовані за стандартами обох норм, повинні відповідати вимогам щодо:

- безпеки (не виникало руйнування при самих невігідних сполученнях навантажень);
- придатності до нормальної експлуатації (вимоги щодо тріщиностійкості, надмірного розкриття тріщин, переміщень, коливань, кутів повороту);
- довговічності;
- технологічності (охоплює стадії виготовлення, транспортування, складування, монтажу);
- економічності.

Навантаження, які використовуються в розрахунках, приймають по відповідних розділах EN 1991, які включають:

- EN 1991-1-1: Щільність, власна вага і навантаження на конструкції,
- EN 1991-1-2: Вплив вогню,
- EN 1991-1-3: Снігові навантаження,

EN 1991-1-4: Вітрові навантаження,
EN 1991-1-5: Температурні впливи,
EN 1991-1-6: Навантаження при виготовленні,
EN 1991-1-7: Випадкові навантаження в вигляді ударів і вибухів,
EN 1991-2: Рухомі навантаження на мости,
EN 1991-3: Навантаження від кранів і інших механізмів,
EN 1991-4: Навантаження в силосах і резервуарах.

Вплив температур враховують в основному тільки при розрахунках по придатності до нормальної експлуатації (друга група граничних станів), при розрахунках за несучою здатності вплив температур враховують тільки тоді, коли цей вплив істотно значущий.

2.2. РОЗРАХУНКИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

Основи і методи розрахунку залізобетонних конструкцій являються ідентичними як для норм Єврокод 2 так і для будівельних норм України.

Бетонні та залізобетонні конструкції, спроектовані за стандартами обох норм, повинні відповідати вимогам щодо:

- безпеки (не виникало руйнування при самих невігідних сполученнях навантажень);
- придатності до нормальної експлуатації (вимоги щодо тріщиностійкості, надмірного розкриття тріщин, переміщень, коливань, кутів повороту);
- довговічності;
- технологічності (охоплює стадії виготовлення, транспортування, монтажу);
- економічності.

Метод розрахунку залізобетонних конструкцій – метод граничних станів. Цей метод спрямований на забезпечення безпечної експлуатації конструкції з урахуванням мінливості властивостей матеріалів, навантажень і впливів, геометричних характеристик конструкцій, умов їх роботи, а також ступеня відповідальності (значущості) проєктованих об'єктів, що визначаються матеріальним і соціальним збитком при порушенні їх експлуатаційних характеристик. При розрахунку методом граничних станів встановлені дві групи граничних станів конструкції,

використовується система часткових коефіцієнтів безпеки, введення яких гарантує, що граничний стан конструкції не настане при найбільш несприятливих значеннях і комбінаціях навантажень і мінімальних значеннях міцності матеріалів.

Граничні стани першої групи, пов'язані з втратою міцності, стійкості та іншими формами руйнування конструктивної системи або її елементів;

Граничні стани другої групи, настання яких ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій, і пов'язані з обмеженням: а) надмірних деформацій і переміщень, які негативно впливають на зовнішній вигляд конструкції, ускладнюють хід технологічних процесів, створюють пошкодження неконструктивних (декоративних і допоміжних) елементів; б) неприпустимих тріщин в бетоні конструкції; в) вібраційні впливи, що створюють дискомфорт для людей, пошкодження будівель або їх частин.

На стадії проектування дуже важливим для формування надійності будь-якої будівлі являється етап створення розрахункової моделі будівлі, який являється основою для конструювання її несучих елементів. Основним на цьому етапі являється адекватність прийнятої розрахункової моделі дійсній конструктивній схемі.

Метою статичного розрахунку є визначення розподілу внутрішніх сил і моментів або напружень, деформацій і переміщень по всій конструкції або її частині. За необхідності виконується розрахунок на місцеву дію навантаження. Статичному розрахунку завжди передують прийняття проектних положень і припущень, згідно з якими фактичний конструктивний елемент замінюється якимось ідеалізованим елементом, для якого потім формулюється теоретична модель розрахунку (аналітична або чисельна) з урахуванням:

1. геометричної ідеалізацію конструктивної системи (геометрична модель);
2. ідеалізації поведінки матеріалів під впливом навантажень (фізична модель);
3. ідеалізації навантажень (навантажувальна модель).

2.3. ІДЕАЛІЗАЦІЯ ЕЛЕМЕНТІВ СПОРУДИ.

Елементи споруди класифікують як: балки, колони, плити, стіни, панелі, арки, оболонки і т.п. Правила охоплюють розрахунок цих характерних елементів та споруд, що сформовані сукупністю таких елементів.

Для будівель усіх типів застосовуються нижче наведені вимоги і обмеження.

Балка – це елемент, у якого проліт не менш, як у 3 рази перевищує загальну висоту перерізу. У іншому разі, вона повинна розглядатися, як балка-стінка.

Плита – це елемент, у якого мінімальний розмір сторони не менш, ніж у 5 разів перевищує загальну товщину плити.

Плита, на яку діє переважно рівномірно розподілене навантаження, може розглядатися як така, що працює за балковою схемою, у разі якщо:

- вона має дві вільні (не обперті) та практично паралельні грані;
- довша сторона центральної частини, обпертої по чотирьох гранях плити, не менш ніж в 2 рази перевищує коротшу сторону.

Рєбристі або кесонні плити не потрібно розглядати як дискретні елементи при розрахунках, якщо забезпечується умови, при яких полиця або верхня частина конструкції та поперечні ребра мають необхідну жорсткість на крутіння. Викладене можливе при умовах:

- крок ребер не перевищує 1500 мм;
- ширина полиці не більше, ніж у 4 рази перевищує висоту ребер;
- товщина полиці, щонайменше, становить 1/10 відстані у чистоті між ребрами або 50 мм. У розрахунок приймається більше з цих двох значень;
- крок поперечних ребер у чистоті не повинен перевищувати більш, ніж у 10 разів середню товщину плити.

Мінімальна товщина плити, 50 мм, може бути зменшена до 40 мм, якщо ребрами з'єднані нерозрізною плитою.

Колони – це елементи, у яких висота перерізу не перевищує ширину більш, як у 4 рази, а висота елемента – щонайменше, у 3 рази висоту перерізу. У іншому разі її потрібно розглядати як пілон або стіну.

2.4. ГЕОМЕТРИЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ

Розрахункова ширина полиці таврових балок. Для всіх граничних станів в балках таврового перерізу робоча ширина полиці b_{eff} , на якій можна вважати рівномірним розподіл напружень, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов обпирання та поперечної арматури. Робочу ширину полиці потрібно урахувувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рисунком 2.1.

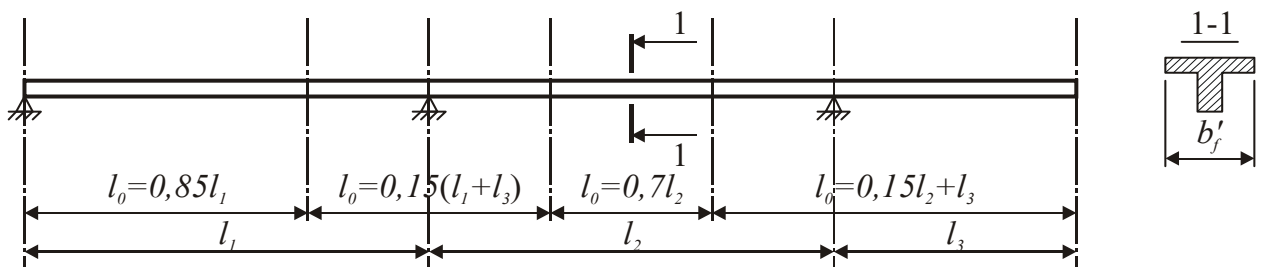


Рис. 2.1. До визначення розрахункових довжин l_0 балки таврового перерізу при визначенні робочої ширини полиці b_{eff} .

Примітка. Довжина консолі l_3 не повинна перевищувати половини прилеглого прольоту, а співвідношення прилеглих прольотів повинно бути у межах від 0,6 до 1,5.

Робочу ширину полиці b_{eff} для таврової балки правила рекомендують визначати за формулою:

$$b_{eff} = \Sigma b_{eff,i} + b_w, \quad (2.1)$$

де

$$b_{eff,i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0, \quad (2.2)$$

$$b_{eff,i} \leq b_i, \quad (2.3)$$

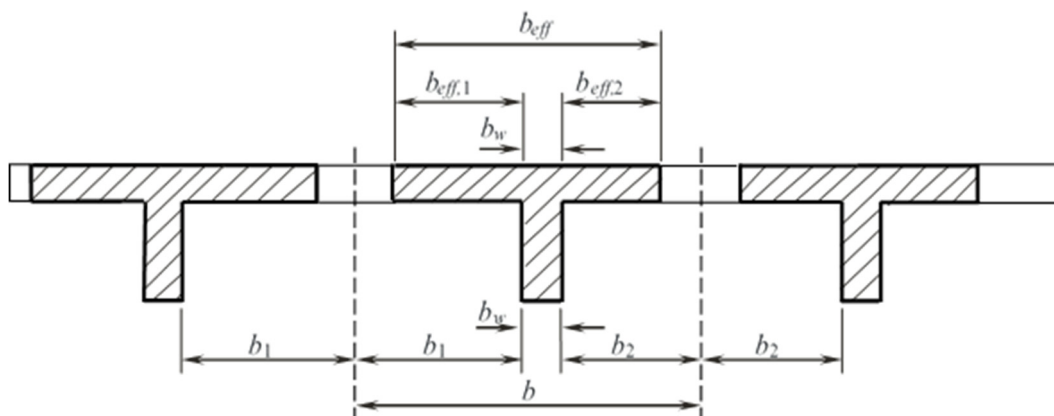


Рис.2.2. Параметри до визначення розрахункової ширини полиці b_{eff} .

Несприятливі впливи від можливих відхилень у геометрії конструкції, розташуванні навантажень потрібно урахувати при розрахунку елементів або конструкції в цілому.

Відхилення у розмірах поперечних перерізів, зазвичай, ураховуються коефіцієнтами надійності за матеріалами. Їх не потрібно додатково включати у конструктивний розрахунок.

При розрахунку за першою групою граничних станів слід розглядати ефект від впливу можливих недосконалостей у геометрії ненавантаженої конструкції. Необхідно намагатися урахувати несприятливі ефекти якомога більшої кількості недосконалостей.

Недосконалості потрібно урахувати для граничних станів за придатністю до нормальної експлуатації.

Для конструктивного розрахунку, якщо не вимагається висока точність результату, допускається приймати постійну ширину полиці вздовж усього прольоту. При цьому, ширина полиці повинна задовольняти вимогам опору прольотного поперечного перерізу.

Ефективні прольоти балок і плит в будівлях. Розрахункова довжина прольоту балок і плит в будівлях визначається як:

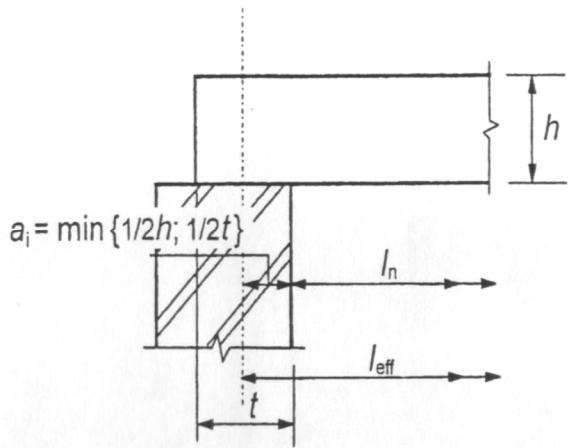
$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

де l_n – відстань між опорами у просвіті; значення a_1 і a_2 на кожному кінці прольоту визначають згідно рисунку 2.3 для різних варіантів обпирання.

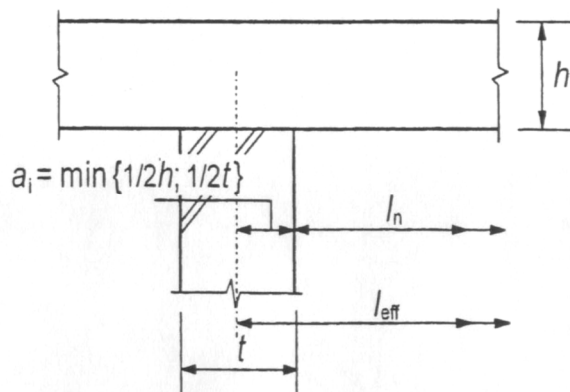
При розрахунку нерозрізних балок і плит, якщо опори забезпечують опір крутінню, розрахунковий момент визначають біля грані опори. Цей момент повинен прийматися не менше 0,65 від повного розрахункового моменту на опорі. Якщо опори не обмежують поворот (обпирання на стіни), розрахункові моменти обчислені на основі прольоту рівного відстані між опорами від осі до осі, можуть бути зменшені на величину ΔM_{Ed} :

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t/8 \quad (2.4)$$

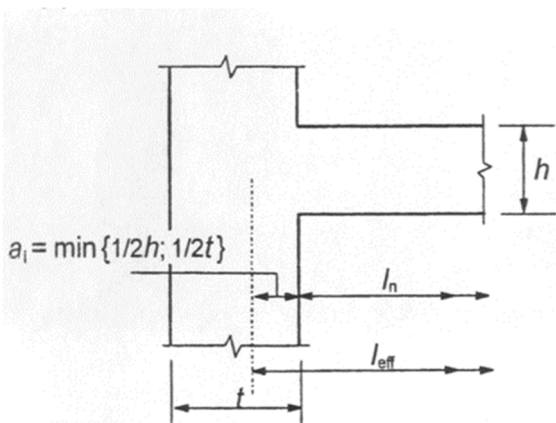
де $F_{Ed,sup}$ – розрахункова опорна реакція; t – ширина опори (див. рис. 2.3).



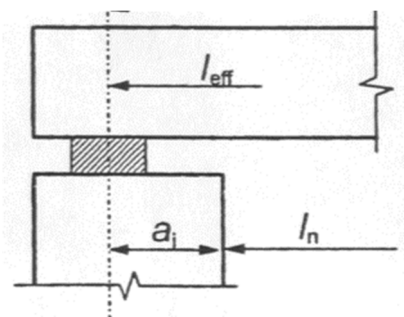
а) розрізний елемент



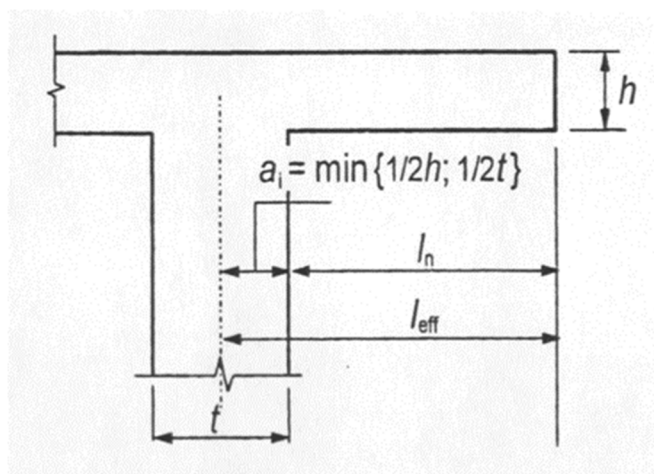
б) нерозрізний елемент



в) опори, що розглядаються як заземлення



г) забезпечення обпирання



е) консоль

Рис.2.3. Робочий прогін (l_{eff}) для різних умов обпирання

2.5. ГЕОМЕТРИЧНІ НЕДОСКОНАЛОСТІ.

Несприятливі впливи від можливих відхилень у геометрії конструкції, розташуванні навантажень потрібно урахувати при розрахунку елементів або конструкції в цілому.

Відхилення у розмірах поперечних перерізів, зазвичай, ураховуються коефіцієнтами надійності за матеріалами. Їх не потрібно додатково включати у конструктивний розрахунок.

При розрахунку за першою групою граничних станів слід розглядати ефект від впливу можливих недосконалостей у геометрії ненавантаженої конструкції. Необхідно намагатися урахувати несприятливі ефекти якомога більшої кількості недосконалостей. Недосконалості потрібно урахувати і для граничних станів за придатністю до нормальної експлуатації.

Якщо вплив недосконалостей є меншим від впливу розрахункових горизонтальних дій, то ним можна знехтувати.

Недосконалості не слід урахувати для особливих (аварійних) сполученнях навантажень.

Розраховуючи бетонні і залізобетонні елементи на дію стискаючого поздовжнього зусилля необхідно урахувати випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати не меншим за:

- $1/600$ довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення;
- $1/30$ висоти перерізу (діаметра);
- 10 мм.

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центру ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку, але не меншим від e_0 .

Для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет e приймають таким, що дорівнює сумі ексцентриситетів: зі статичного розрахунку та випадкового.

2.6. МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ КОНСТРУКЦІЙ.

Для розрахунків залізобетонних конструкцій норми [1] дозволяють використовувати такі методи: лінійно-пружні; лінійно-пружні з обмеженим перерозподілом; нелінійні; пластичні розрахунки. Вибір методу залежить від багатьох факторів які носять як об'єктивний, так і суб'єктивний характер. Проектувальник, в залежності від прийнятого методу розрахунку, розробляє ідеалізовану модель реальної конструкції аналітичну чи чисельну.

Лінійний розрахунок базується на теорії пружності і може використовуватися для розрахунків за 1-ою і 2-ою групою граничних станів.

Лінійно-пружний метод з обмеженим перерозподілом моментів в основному використовується при проектуванні статично невизначених елементів, таких як нерозрізні плити і балки, ригелі рам і т. п. Для таких елементів вводиться обмежений перерозподіл моментів, визначених з лінійно-пружного розрахунку.

В нерозрізних балках і плитах перерозподіл моментів для стадії граничного стану за несучою здатністю (ULS) допускає обмежене зменшення величини згинальних моментів в критичних ділянках елемента відповідно до наступної залежності:

$$M_{E,p} = M_E \cdot \delta; \quad (2.5)$$

де

$M_E, M_{E,p}$ – відповідно згинальні моменти до і після перерозподілу;
 δ – коефіцієнт, який обмежує перерозподіл моментів.

Коефіцієнт δ обмежують такими умовами:

$$\delta \geq k_1 + k_2 \cdot x_u / d \quad \text{для} \quad f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}, \quad (2.6)$$

$$\delta \geq k_3 + k_4 \cdot x_u / d \quad \text{для} \quad f_{ck} > 50 \text{ МПа} \quad (2.7)$$

Крім того, введені додаткові умови обмеження перерозподілу зусиль пов'язані з деформативними властивостями арматури:

- для арматури класів В і С, які мають підвищену деформативність ($\epsilon_{uk} \geq 7,5 \%$) – $\delta \geq 0,7$;
- для арматури класу А, яка має звичайну деформативність ($\epsilon_{uk} > 5,0 \%$) – $\delta \geq 0,8$.

Нелінійні методи розрахунку враховують пружно-пластичні характеристики конструкції і дозволяють враховувати як фізичну так і геометричну нелінійність. Принцип суперпозицій сил, викликаних різними видами навантажень і впливів, в нелінійних розрахунках не придатний.

Вибір методу розрахунку залежить від багатьох факторів і диктується типу напружено-деформованого стану конструкції, фізико-механічних і реологічних властивостей матеріалів, граничного стану, для якого виконується розрахунок, а також конкретних конструктивних умов. Ідеалізуючи залізобетонну конструкцію, проектувальник, по суті, замінює її деяким описом, відповідним теоретичної моделі поведінки конструкції під зовнішнім впливом. Залежно від прийнятої методики розрахунку це може бути як аналітична, так і чисельна модель. При виконанні розрахунків за граничними станами першої групи, відповідним стану конструкції безпосередньо перед руйнуванням, норми [1,2] допускають використання всіх моделей, в той час як при розрахунках для граничних станів другої групи, як правило, використовується лінійно-пружний метод обчислення.

3. МАТЕРІАЛИ.

3.1. БЕТОН.

В [1] міцність бетону на стиск визначається класами бетону за міцністю на стиск зі зменшенням характеристичної міцності на 5% по відношенню до міцності циліндрів f_{ck} або до міцності кубів $f_{ck,cube}$ згідно з EN 206-1.

Класи за міцністю у цих нормах засновані на характеристичній міцності циліндрів f_{ck} , визначеній на 28 добу з максимальним значенням $C_{max} = C_{90/105}$.

Характеристичні значення f_{ck} , і відповідні механічні характеристики, які необхідні для проектування, наведено у таблиці 3.1.

В окремих випадках виникає необхідність визначити міцність бетону до або після 28 діб на основі випробування зразків.

Якщо міцність бетону визначена у віці $t > 28$ діб значення коефіцієнтів α_{cc} і α_{ct} до розрахункових параметрів міцності необхідно знижувати на коефіцієнт $k_t = 0,85$.

Для визначення міцності бетону на ранніх стадіях набору міцності (контроль якості, передача зусилля обтиску, розпалубка) пропонуються такі залежності:

$$f_{ck}(t) = f_{cm}(t) - 8(\text{МПа}) \text{ для } 3 < t < 28 \text{ діб,}$$
$$f_{ck}(t) = f_{ck} \text{ для } t \geq 28 \text{ діб.}$$

Міцність бетону на стиск залежить від типу цементу, температури і умов твердіння. При середній температурі 20°C і нормальній вологості, міцність бетону на стиск в різному віці t може визначатися за формулами (3.1) і (3.2):

$$f_{cm}(t) = \beta_{cr}(t) \cdot f_{cm} \quad (3.1)$$

при

$$\beta_{cr}(t) = \exp \left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad (3.2)$$

де $f_{cm}(t)$ – середня міцність бетону на стиск у віці t діб;

f_{cm} – середня міцність бетону на стиск у віці t діб згідно з таблицею 3.1;

$\beta_{cr}(t)$ – коефіцієнт, що залежить від віку бетону;

t – вік бетону;

s – коефіцієнт, що залежить від типу цементу:

- $s = 0,20$ для цементу класів міцності СЕМ 42,5 R, СЕМ 52,5 N і СЕМ 52,5 R (клас R);

- $s = 0,35$ для цементу класів міцності СЕМ 32,5 R, СЕМ 42,5 N (клас N);

- $s = 0,38$ для цементу класів міцності СЕМ 32,5 N (клас S).

Міцність бетону на розтяг відповідає найбільшим напруженням, які виникають при центральному розтягу. Якщо міцність на розтяг $f_{ct,sp}$ визначена методом розколювання відповідне значення осьової міцності на розтяг може визначатися як:

$$f_{ct} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (3.3)$$

Зміна міцності бетону на розтяг в часі залежить від вологості середовища, умов твердіння і розмірів конструктивних елементів:

$$f_{ctm}(t) = \{\beta_{cr}(t)\}^\alpha \cdot f_{ctm} \quad (3.4)$$

де

$\alpha = 1$ при $t < 28$ діб, $\alpha = 2/3$ при $t \geq 28$ діб. Значення f_{ctm} наведені у таблиці 3.1.

Модуль пружності бетону залежить від модулів пружності його складових. Відповідні значення модулів пружності E_{cm} (січна між 0 і $0,4 f_{cm}$) для бетонів з заповнювачами на основі кварцитів наведені у таблиці 3.1. Для заповнювачів із вапняку і піщаників значення модуля пружності слід знижувати відповідно на 10% і 30%. Для заповнювачів на основі базальту модуль слід збільшувати на 20%. Зміну модуля пружності в часі можна визначити із залежності:

$$E_{cm}(t) = \{f_{cm}(t)/f_{cm}\}^{0,3} E_{cm} \quad (3.5)$$

де

$E_{cm}(t)$ і $f_{cm}(t)$ – значення модуля і опору бетону стиску в момент часу t ;

E_{cm} , і f_{cm} – значення в віці 28 діб.

Коефіцієнт Пуассона приймають рівним 0,2 для бетону без тріщин і рівним 0 для бетону з тріщинами.

Коефіцієнт температурного розширення можна приймати рівним $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$.

Повзучість і усадка. Повзучість і усадка залежать від вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і структури бетону. На повзучість впливає також вік бетону, в якому він був завантажений, тривалість і рівень навантаження.

Для часу $t = \infty$ деформації повзучості бетону $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ при постійних напруженнях стиску σ_c , прикладених до бетону у віці t_0 рівняються:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \quad (3.6)$$

Коефіцієнт повзучості $\varphi(\infty, t_0)$ залежить від дотичного модуля E_c , який можна прийняти рівним $1,05 E_{cm}$. Розрізняють лінійну повзучість коли стискуєче напруження в бетоні σ_c в віці t_0 не перевищує $0,45 f_{ck}$ і нелінійну повзучість, якщо $\sigma_c > 0,45 f_{ck}$.

Повна деформація усадки складається з двох компонент: деформації висихання і деформації, пов'язаної з гідратацією цемента. Деформація висихання розвивається повільно, поки відбувається міграція води через затвердівший бетон. Хімічна усадка розвивається протягом процесу твердіння бетону, відповідно її основна частина проявляється у перші дні після укладки бетону. В [1] наведені таблиці і графіки для обчислення коефіцієнтів повзучості і компонентів усадки.

Аналітичні залежності для обчислення характеристик, наведених в таблиці 3.1, згідно Єврокод 2, наведені в таблиці 3.2.

Таблиця 3.1.

Характеристики міцності і деформативності бетонів згідно [1]

Характеристики	Класи міцності бетону на стиск													
	C12	C16	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C55	C60	C70	C80	C90
f_{ck} [МПа]	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105
$f_{ck, cube}$ [МПа]	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98
f_{cm} [МПа]	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0
f_{ctm} [МПа]	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5
$f_{ctk 0,05}$ [МПа]	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6
$f_{ctk 0,95}$ [МПа]	27	29	30	31	32	34	35	36	37	38	39	41	42	44
E_{cm} [ГПа]	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8
ϵ_{c1} [‰]	3,5									3,2	3,0	2,8	2,8	2,8
ϵ_{cu1} [‰]	2,0									2,2	2,3	2,4	2,5	2,6
ϵ_{c2} [‰]	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
ϵ_{cu2} [‰]	2,0									1,75	1,6	1,5	1,4	1,4
n	1,75									1,8	1,9	2,0	2,2	2,3
ϵ_{c3} [‰]	3,5									3,1	2,9	2,7	2,6	2,6
ϵ_{cu3} [‰]														

Розрахункові опори стиску і розтягу.

Величина розрахункового опору при стиску визначається за формулою:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c \quad (3.7)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності для бетону (див. табл.3.3);

α_{cc} – коефіцієнт, що ураховує вплив тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження, на міцність бетону при стиску. Рекомендованим є значення $\alpha_{cc} = 1,0$.

Величина розрахункової міцності бетону на розтяг визначається як

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk, 0,05} / \gamma_{ct}, \quad (3.8)$$

де γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (див. табл.3.3а);

α_{ct} – коефіцієнт, що ураховує вплив на міцність бетону при розтягу тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1,0$.

Таблиця 3.2

Аналітичні залежності для обчислення характеристик, наведених в таблиці 3.1, згідно з Єврокод 2

Характеристика	Аналітична залежність (пояснення)
f_{cm}	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ [МПа]
f_{ctm}	$f_{ctm} = 0,30 f_{ck}^{(2/3)}$ для класів $\leq C50/60$
	$f_{ctm} = 2,12 \ln [1 + (f_{cm} / 10)]$ для класів $> C50/60$
$f_{ctk 0,05}$	$f_{ctk 0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5% вибірка)
$f_{ctk 0,95}$	$f_{ctk 0,95} = 1,3 f_{ctm}$ (95% вибірка)
E_{cm}	$E_{cm} = 22 \cdot [(f_{cm}) / 10]^{0,3}$, (f_{cm} в МПа)
ε_{c1} [‰]	див. рис. 3.1, ε_{c1} [‰] = $0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ε_{cu1} [‰]	див. рис. 3.1, для $f_{ck} > 50$ МПа ε_{cu1} [‰] = $2,8 + 27 [(98 - f_{cm}) / 100]^4$
ε_{c2} [‰]	див. рис. 3.2, для $f_{ck} > 50$ МПа ε_{c2} [‰] = $2,0 + 0,085 [(f_{ck} - 50)^{0,53}]$
ε_{cu2} [‰]	див. рис. 3.2, для $f_{ck} > 50$ МПа ε_{cu2} [‰] = $2,6 + 35 [(90 - f_{ck}) / 100]^4$
n	для $f_{ck} > 50$ МПа $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck}) / 100]^4$

Продовження таблиці 3.2.

$\varepsilon_{сз}$ [‰]	див. рис. 3.3, для $f_{ck} > 50$ МПа $\varepsilon_{сз}$ [‰] = $1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$
$\varepsilon_{суз}$ [‰]	див. рис. 3.3, для $f_{ck} > 50$ МПа $\varepsilon_{суз}$ [‰] = $2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$

Таблиця 3.3

Коефіцієнти надійності для граничного стану за несучою здатністю

Розрахункове навантаження	γ_c для бетону	γ_s для звичайної арматури	γ_s для напруженої арматури
Постійне і тимчасове	1,5	1,15	1,15
Випадкове	1,2	1,0	1,0

Враховуючи рекомендації ЄВРОКОД 2 про особливості формування національного додатку, при розрахунках залізобетонних конструкцій на території України доцільно використовувати дані таблиці 3.3а.

Таблиця 3.3,а

Коефіцієнти надійності для матеріалів для граничних станів

Вид матеріалу	Перша група			Друга група	
	γ_c ,	γ_{ct}	γ_s	γ_c, γ_{ct}	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5*/1,3		1,0**	
Стержньова арматура класів: А 240С***, А400С, А-III діаметром, мм: Ø6 -40 А500С діаметром, мм: Ø 8-22 Ø 25-32			1,05		1,0
			1,10		1,0
			1,15		1,0
			1,20		1,0
А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000			1,2		1,0

Дротяна арматура класів: проволока В, В _p В500 та ін.			1,25 1,20		1,0 1,0
Арматурні канати К-7 та К-15			1,2		1,0
<p>*) У чисельнику приведені коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd,0,05}$, у знаменнику коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd,0,95}$.</p> <p>**) При аварійних навантаженнях приймаються такі коефіцієнти надійності матеріалів для розрахунку за першою групою граничних станів: $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_{ct} = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$.</p> <p>***) - Арматурний прокат класів А 240С, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 згідно ДСТУ 3760; - Сталь гарячекатана для армування залізобетонних конструкцій А-III(А400) згідно ГОСТ 5781 - Канати сталеві арматурні К-7 згідно ГОСТ 13840</p>					

3.2. ДІАГРАМИ МЕХАНІЧНОГО СТАНУ БЕТОНУ

В загальному випадку для визначення несучої здатності, кривизни, переміщень, перерозподілу зусиль в статично невизначених конструкціях рекомендується виходити з напружено-деформованого стану залізобетонних перерізів, визначеного на основі використання нелінійної діаграми «напруження-деформації». Залежність між σ_c і ε_c показана на рисунку 3.1 (напруження стиску та деформація скорочення показані у абсолютних величинах) для короткотривалого осьового навантаження, що описується рівняннями типу (3.9):

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k - 2)\eta} \quad (3.9)$$

де

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

ε_{c1} – деформація при максимальних напруженнях згідно з таблицею 3.1,
 $k = 1,05 E_{cm} \times \varepsilon_c / f_{cm}$ (f_{cm} згідно з таблицею 3.1)

Вираз (3.9) справедливий при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, де ε_{cu1} – номінальні граничні деформації бетону.

В розрахунках перерізів і конструктивних систем згідно [1] можуть бути використані любі залежності між напруженням і

деформаціями, якщо вони належним чином описують характер роботи бетону, який розглядається.

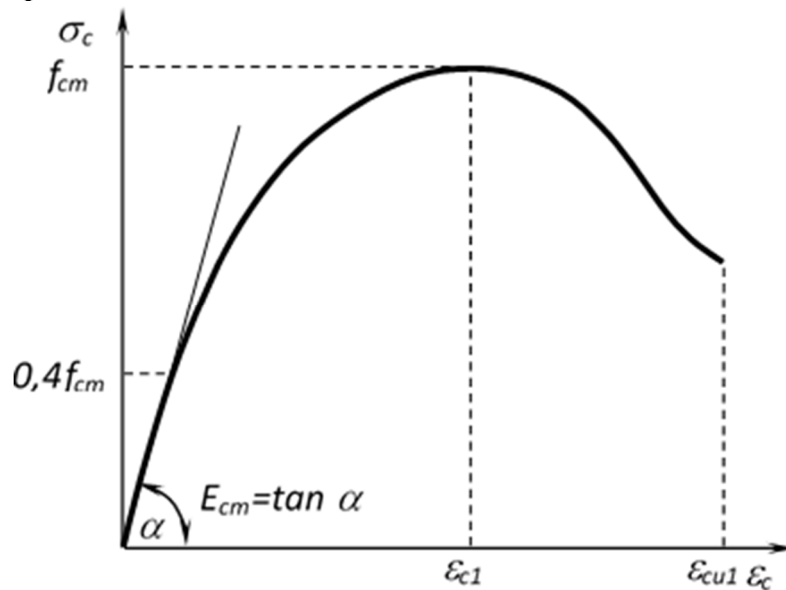


Рис. 3.1. Схематична діаграма «напруження-деформації» бетону для нелінійних розрахунків конструкцій

Використання залежності на рис. 3.1. може бути доцільним при розрахунках каркасів, плит, оболонки, які проектуються з перерозподілом зусиль. При розрахунках поперечних перерізів елементів норми [1] рекомендують більш просту залежність «напруження-деформації», див. рисунок 3.2.

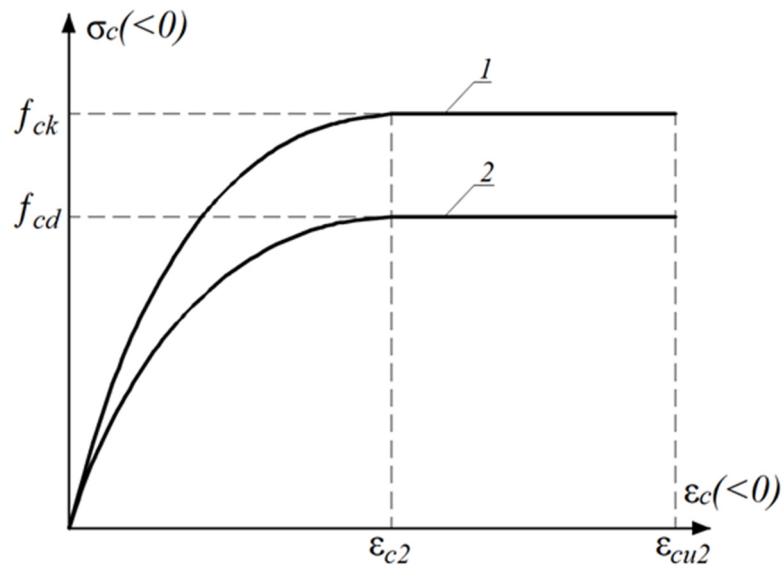


Рис.3.2. Параболічно-прямокутна діаграма для бетону при стиску

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{для } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2} \quad (3.10)$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{для } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2} \quad (3.11)$$

n – експонента згідно з таблицею 3.1;

де ε_{c2} – деформація при досягненні максимального опору згідно з таблицею 3.1; ε_{cu2} – гранична деформація згідно з таблицею 3.1.

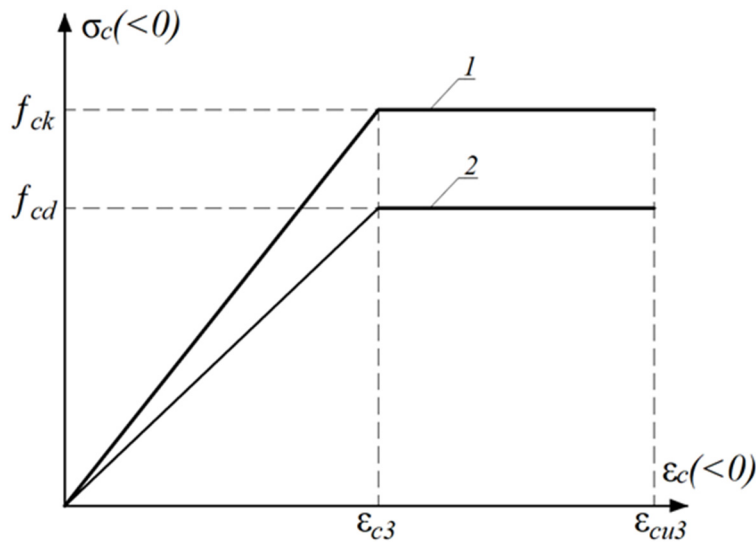


Рис. 3.3. Дволінійна залежність «напруження-деформації».

Можливе застосування і інших спрощених діаграм залежності «напруження-деформації», наприклад дволінійної згідно з рис. 3.3.

При виконанні перевірочних розрахунків прямокутних перерізів, або близьких до нього, можна використовувати прямокутний характер розподілу нормальних стискаючих напружень в стиснутій зоні за рисунком 3.4.

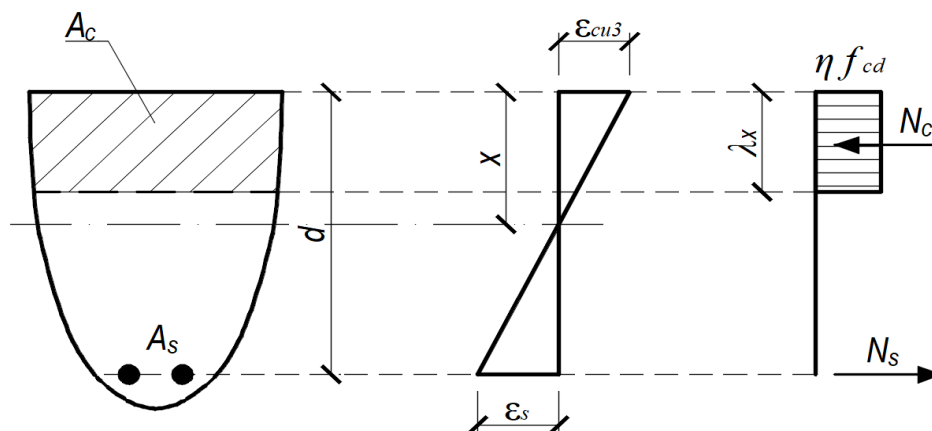


Рис. 3.4. Прямокутна еюра напружень

Коефіцієнт для визначення висоти стиснутої зони і коефіцієнт для визначення ефективного опору стиснутого бетону визначаються за формулами:

$$\lambda = 0,8 \text{ при } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}; \quad (3.12)$$

$$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50) / 400 \text{ при } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}; \quad (3.13)$$

$$\eta = 1,0 \text{ при } f_{ck} \leq 50 \text{ МПа}; \quad (3.14)$$

$$\eta = 1,0 - (f_{ck} - 50) / 200 \text{ при } 50 \leq f_{ck} \leq 90 \text{ МПа}. \quad (3.15)$$

Якщо ширина стиснутої зони збільшується в напрямку найбільш стиснутої фібри, величину ηf_{cd} необхідно зменшити на 10%.

3.3. ОПІР БЕТОНУ ПРИ ТРИВІСНОМУ СТИСКУ

В результаті обмеження деформацій відбувається зміна фактичної залежності між напруженнями і деформаціями, досягається вища міцність і вищі критичні деформації. Норми [1] рекомендують використовувати характеристики міцності і деформативності (рис.3.5) згідно з формулами:

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,0 + 5,0 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ при } \sigma_2 \leq 0,05 f_{ck}, \quad (3.16)$$

$$f_{ck,c} = f_{ck}(1,125 + 2,5 \sigma_2 / f_{ck}) \text{ при } \sigma_2 > 0,05 f_{ck}, \quad (3.17)$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \varepsilon_{c2} (f_{ck,c} / f_{ck})^2, \quad (3.18)$$

$$\varepsilon_{cu2,c} = \varepsilon_{cu2} + 0,2 \sigma_2 / f_{ck}. \quad (3.19)$$

де $\sigma_2 (= \sigma_3)$ – фактичні поперечні напруження стиску у загальних координатах, викликані обтисненням, а ε_{c2} і ε_{cu2} – приймаються за таблицею 3.1

Інші основні характеристики матеріалів для розрахунків можуть прийматися без змін.

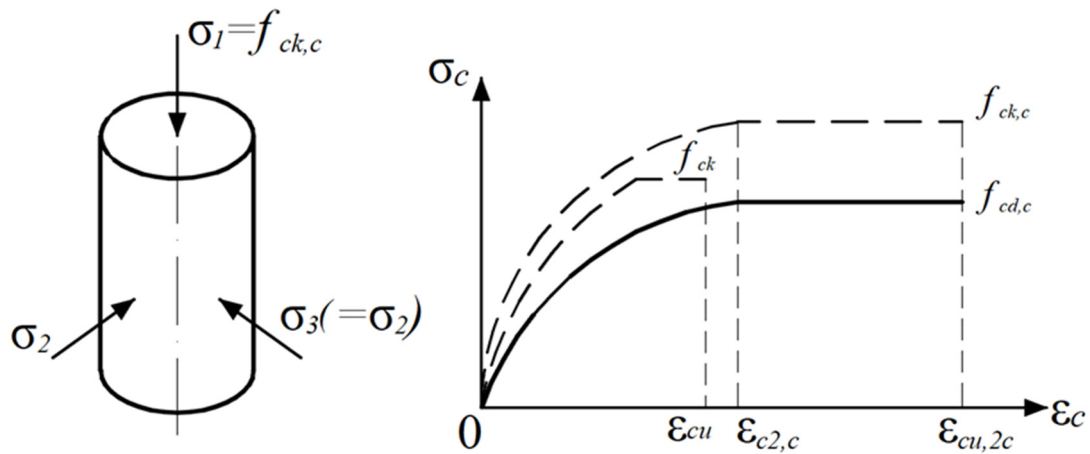


Рис. 3.5. Залежність «напруження-деформації» для обтисненого бетону.

3.4. АРМАТУРНА СТАЛЬ

Норми [1] виставляють вимоги і правила для арматури в залежності від форми стрижнів, прутків, зварних сіток та решітчастих конструкцій. Вимоги до арматурних каркасів застосовуються тільки до стрижнів періодичного профілю.

Характеристики.

Характер роботи арматурної сталі визначається наступними характеристиками:

- міцність на границі текучості (f_{yk} або $f_{0,2k}$);
- максимальна фактична міцність на границі текучості ($f_{e,max}$);
- міцність на розтяг (f_t);
- пластичність;
- гнучкість;
- розміри перерізів і допуски;
- зварюваність;
- міцність на зсув та міцність зварювання зварних сіток і решітчастих конструкцій.

У таблиці 3.4 наведено характеристики арматури, що застосовуються з Єврокодом.

Використані в цьому Єврокодi правила для розрахунку і конструювання справедливі для арматури з міцністю на границі текучості $f_{yk} = 400 - 600$ МПа.

Характеристики дійсні при експлуатації виготовлених конструкцій у діапазоні температур $-40^{\circ}\text{C} \dots 100^{\circ}\text{C}$. Рекомендовані величини $\beta \cdot f_{yk}$ наведені в таблиці 3.4. Рекомендоване значення $\beta=0,6$.

Таблиця 3.4

Властивості арматури

Характеристики виробу	Стрижні і прутки в бухтах			Дріт			Вимога або квантиль якості, %
	A	B	C	A	B	C	
Характеристична міцність f_{yk} або $f_{0,2k}$ 14, МПа	400...600						5,0
Мінімальне значення $k = (f_i/f_y)$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Характеристична деформація при максимальному зусиллі, ϵ_{uk} , %	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Рівень напружень втоми, МПа (для $N \geq 2 \cdot 10^6$ циклів при верхній границі $\beta \cdot f_{yk}$)	≥ 150			≥ 100			
Максимальне відхилення від номінальної маси (окремого стрижня або дроту), %	$\pm 6,0$ при $\varnothing \leq 8$ мм $\pm 4,5$ при $\varnothing > 8$ мм						5,0
Зчеплення: Мінімальна відносна площа ребра, $f_{R,min}$	0,035 при $\varnothing 5...6$ мм 0,040 при $\varnothing 6,5...12$ мм 0,056 при $\varnothing > 12$ мм						5,0

Міцність

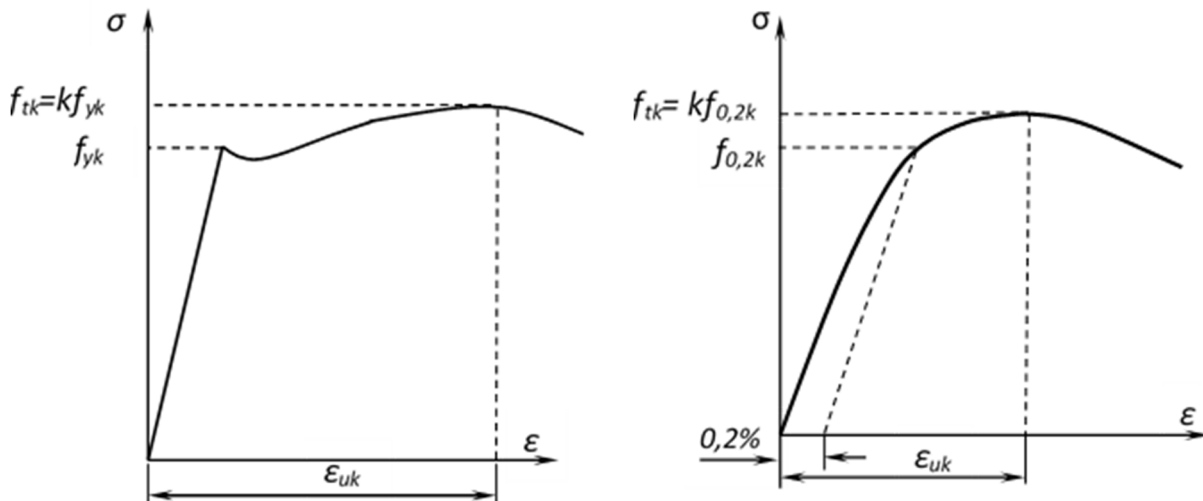
Міцність на границі текучості f_{yk} (або 0,2% умовна границя текучості $f_{0,2k}$) і міцність на розтяг f_{tk} визначаються відповідно як характеристичне значення навантаження текучості і як характеристичне

значення максимального навантаження при осьовому розтягу, кожне віднесене до номінальної площі поперечного перерізу стрижня. Максимальне значення границі текучості $f_{y,max}$ не повинно перевищувати $1,3 f_{yk}$.

Характеристики пластичності

Арматура повинна мати необхідну пластичність, яка визначається як відношення міцності на розтяг до границі текучості (f_t/f_{yk}) і видовженням при максимальному зусиллі ϵ_{uk} .

На рисунку 3.6 показано фактичні діаграми « σ — ϵ » для горячекатаної і холодно-тягнутої сталі, а на рисунку 3.7 – розрахункові для цих сталей.



а) - горячекатана сталь, що має фізичну площадку текучості

б) холоднотягнута сталь, що не має фізичної площадки текучості

Рис.3.6. Діаграма «напруження-деформації» розтягу для звичайної арматурної сталі.

В звичайних умовах можуть використовуватися наступні характеристики (див. рисунок 3.7):

а) ухил верхньої вітки при обмеженні $\epsilon_{ud} = 0,9 \epsilon_{uk}$ і максимальними напруженнями $k f_{yk} / \gamma_s$ при ϵ_{uk} , де $k = (f_t / f_y)_k$;

б) верхня горизонтальна вітка використовується без необхідності перевірки обмеження деформацій.

Середня щільність арматури 7850 кг/см^3 .

Розрахункове значення модуля пружності E_s слід приймати 200 ГПа. Допускається, при відповідному обґрунтуванні, використовувати інші залежності для опису діаграми деформування арматури, які більш повно відображають реальні властивості арматурної сталі.

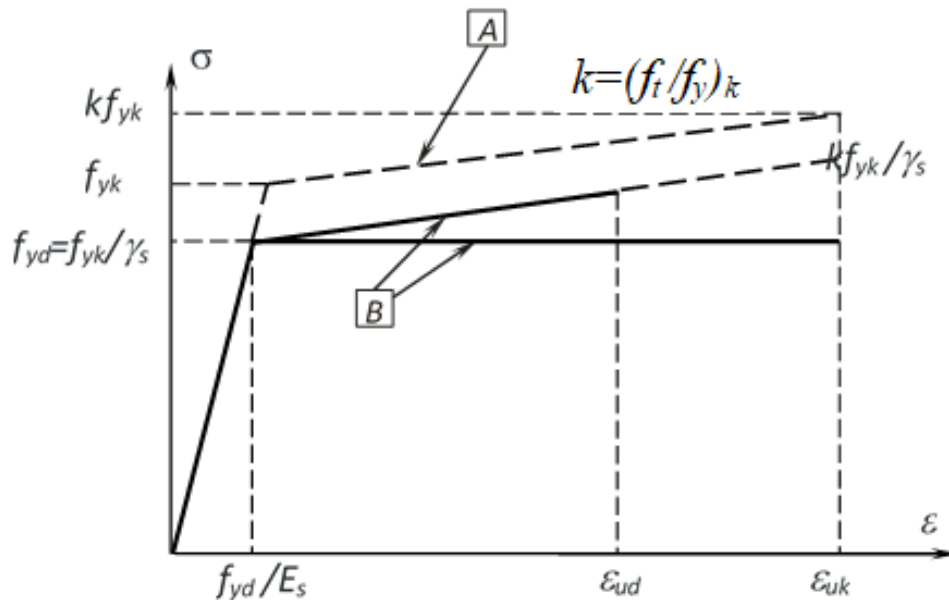


Рис. 3.7. Ідеалізована і розрахункова діаграми «напруження-деформації» для арматури (при розтягу і стиску):

Умовні позначення діаграм: **A** – ідеалізованої; **B** – розрахункової.

Зварювання.

Процеси зварювання повинні відповідати вимогам таблиці 3.6 а зварюваність вимогам EN 10080. Міцність зварних з'єднань, виконаних в заводських умовах, вважається забезпеченою, якщо зварне з'єднання здатне прийняти поперечне зусилля не менше 30% сили, еквівалентної фактичним характеристичним напруженням текучості номінальної площі перерізу.

3.5. ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНА АРМАТУРА

Вимоги Єврокод 2 застосовуються для дротів, стрижнів та канатів, які використовуються у якості напружених елементів залізобетонних конструкцій. Попередньо напружені елементи повинні мати високий рівень опору корозії.

Для арматурних сталей, ухвалених цим Єврокодом, міцність на розтяг, 0,1% умовна границя текучості і видовження при максимальному навантаженні визначені як характеристичні величини: f_{pk} , $f_{p0,1k}$ і ϵ_{uk} .

Напружена арматура (дріт, канати і стрижні) повинні кваліфікуватись за:

– міцністю, вказуючи величину 0,1% умовної границі текучості $f_{p0,1k}$, величину відношення міцності на розтяг до умовної границі текучості $f_{pk} / f_{p0,1k}$ та видовження при максимальному навантаженні ϵ_{uk} ;

Таблиця 3.6

Допустимі види зварювання і приклади їх застосування

Вид навантаження	Метод зварювання	Розтягнуті стрижні ¹	Стиснуті стрижні ¹
Постійна статична	З'єднання в стик		
	Ручне дугове та ванне зварювання	З'єднання в стик при $\varnothing \geq 20$ мм, накладками, внапуск, хрестоподібне з'єднання ³ , з'єднання з іншими сталевими елементами	
	Дугове зварювання ²	Внапуск, з накладками, хрестоподібне з'єднання ³ , з'єднання з іншими сталевими елементами	
		–	З'єднання в стик при $\varnothing \geq 20$ мм
	Зварювання тертям	З'єднання внапуск ⁴ , хрестоподібне з'єднання ^{2,4}	
Непостійна статична	Стикове зварювання з наплавленням	З'єднання в стик	
	Ручне дугове зварювання	–	З'єднання в стик при $\varnothing \geq 14$ мм
Примітки. 1. Можуть зварюватися тільки стрижні з приблизно рівними діаметрами. 2. Допустимі співвідношення різних діаметрів стрижнів $\geq 0,57$. 3. Для стрижнів $\varnothing \leq 16$ мм. 4. Для стрижнів $\varnothing \leq 28$ мм.			

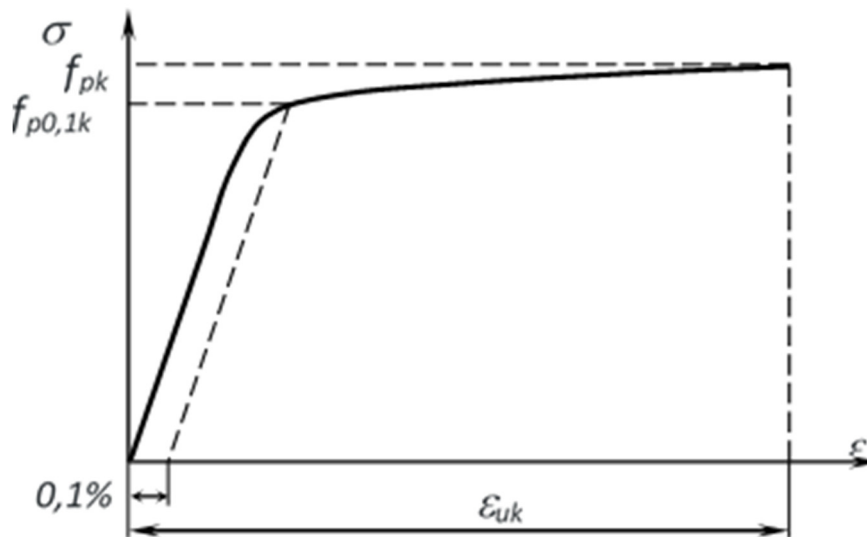
- класом, вказуючи характер релаксації;
- розміром;
- характеристиками поверхні.

В Єврокодi визначено три класи за релаксацією:

- Клас 1: дріт або канат – із звичайною релаксацією;
- Клас 2: дріт або канат – із низькою релаксацією;
- Клас 3: горячекатані і холоднодеформовані сталі.

Втрати від релаксації можуть бути отримані із сертифікату на сталь або визначені в процентному відношенні як варіації попереднього напруження відносно початкового напруження. Величина ρ_{1000} являється процентним відношенням початкового напруження і визначається при напруженнях, рівних $0,7f_p$, де f_p – дійсна міцність на розтяг напруженого елемента. Попередньо величина ρ_{1000} може прийматись рівною 8% для класу 1; 2,5% для класу 2 та 4% для класу 3.

Величину напружень 0,1% умовної границі текучості $f_{p0,1k}$ і величину міцності на розтяг f_p визначають відповідно, як характеристичне значення 0,1% фактичного навантаження та максимальне характеристичне значення осьового навантаження, розділених на номінальну площу поперечного перерізу, як показано на рисунку 3.8.



ис. 3.8. Графік залежності «напруження-деформації» для напружуваної сталі

Розрахунковий опір f_{pd} для попередньо напруженої арматури отримують як $f_{p0,1k} / \gamma_s$ (див. рисунок 3.9).

При розрахунках поперечних перерізів можуть використовуватися дві передумови (рисунок 3.9): – похила гілка при обмеженні $\epsilon_{ud} = - 0,9 \epsilon_{uk}$. Якщо більш точні значення невідомі, то рекомендується приймати ϵ_{ud}

$= 0,02$ та $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$; – діаграма з горизонтальною гілкою без обмеження граничної деформації.

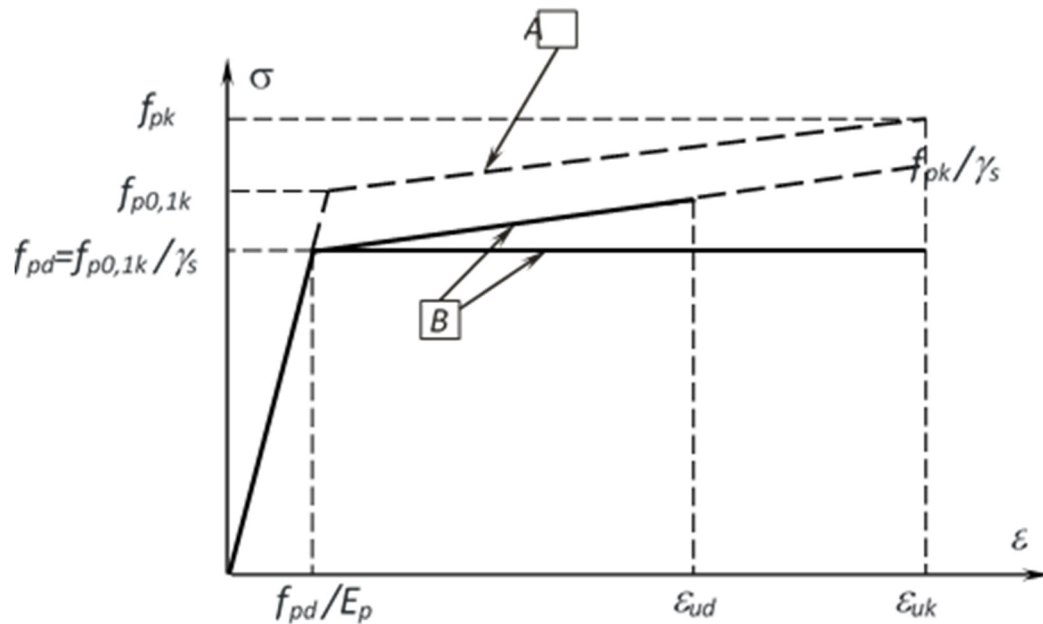


Рис. 3.9. Ідеалізована і розрахункова залежність «напруження-деформації» для напруженої сталі

Умовні позначення діаграм: **A** – ідеалізованої; **B** – розрахункової.

Розрахунковий опір f_{pd} для попередньо напруженої арматури отримують як $f_{p0,1k} / \gamma_s$ (див. рисунок 3.9).

При розрахунках поперечних перерізів можуть використовуватися дві передумови (рисунок 3.9): – похила гілка при обмеженні $\epsilon_{ud} = - 0,9 \epsilon_{uk}$. Якщо більш точні значення невідомі, то рекомендується приймати $\epsilon_{ud} = 0,02$ та $f_{p0,1k} / f_{pk} = 0,9$; – діаграма з горизонтальною гілкою без обмеження граничної деформації.

4. ДОВГОВІЧНІСТЬ І ЗАХИСНИЙ ШАР АРМАТУРИ

4.1. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.

Загальні вимоги щодо забезпечення довговічності і надійної експлуатації будівельних конструкцій викладені в EN 1990: Основи проектування споруд.

Довговічність залізобетонної конструкції передбачає її придатність до нормальної експлуатації протягом проектного терміну експлуатації

без суттєвих втрат споживчої якості або значних витрат на утримання. Для забезпечення довговічності конструкції повинні враховуватися наступні вимоги і правила:

- при проектуванні і будівництві (протягом всього життєвого циклу конструкції) необхідно прогнозувати і враховувати проявлення всіх можливих прямих і непрямих впливів, умов навколишнього середовища та інші суттєві фактори;

- захист від корозії сталльної арматури залежить від щільності, якості і товщини захисного шару бетону і наявності в конструкції тріщин;

- товщина захисного шару і якість бетону забезпечується за допомогою обмеження максимуму водоцементного відношення і мінімуму вмісту цементу і може встановлюватися шляхом призначення мінімально допустимого класу міцності бетону на стиск;

- якщо металеві елементи в'язаного чи зварного каркасу можуть контролюватися та замінюватися в процесі експлуатації, вони можуть застосовуватись із відповідним захисним покриттям, в інших випадках вони повинні виготовлятися із корозійностійкого матеріалу.

4.2. УМОВИ НАВКОЛИШНЬОГО СЕРЕДОВИЩА

Крім механічних, конструкція може зазнавати також хімічних і фізичних впливів, які негативно відображаються на її довговічності.

Умови навколишнього середовища класифікуються згідно з таблицею 4.1, що ґрунтується на EN 206-1.

Особливі види агресії враховують додатково до таблиці 4.1.

При призначенні класів бетону за міцністю на стиск для окремих класів за призначенням і умов навколишнього середовища може виявитися необхідність призначення більш високого класу бетону за міцністю, ніж це вимагається з розрахунків міцності залізобетонної конструкції, мінімуму армування і контролю за шириною розкриття тріщин.

Таблиця 4.1

Класи впливу, пов'язані з умовами навколишнього середовища

Клас умов експлуатації	Характер навколишнього середовища	Приклади, місць дії класів впливу
1	2	3
1. Відсутній ризик корозії чи негативного впливу		
ХО	Для бетону неармованого і без металевих закладних, відсутній вплив заморожування – відтаювання, стирання або хімічні впливи; залізобетонні конструкції – дуже сухе середовище	Конструкції усередині приміщень з низьким рівнем вологості середовища
2. Корозія, викликана карбонізацією		
XC1	Сухе або постійно мокре	Бетон усередині приміщень із низькою вологістю повітря; бетон постійно занурений в воду
XC2	Мокре, рідко сухе	Поверхня бетону має довготривалий контакт з водою; більшість фундаментів
XC3	Перемінне зволоження	Бетон усередині приміщень із перемінною або високою вологістю повітря; бетон постійно занурений в воду
XC4	Циклічне зволоження і висихання	Поверхні бетону, що контактують з водою, але не відповідають класу XC2
3. Корозія, викликана хлоридами		
XD1	Перемінне зволоження	Поверхні бетону, які зазнають впливу наявних у повітрі хлоридів
XD2	Мокре, рідко сухе	Плавальні басейни; бетонні вироби, які контактують з промисловими водами, які містять хлориди

Продовження таблиці 4.1.

1	2	3
XD3	Циклічне зволоження і висихання	Частини мостів, які зазнають впливу бризок води з хлоридами; дорожні покриття; підлоги паркінгів
4. Корозія, викликана хлоридами морської води		
XS1	Контакт з солями в повітрі, але без прямого контакту з морською водою	Прибережні конструкції, або на березі моря
XS2	Періодично занурені	Частини морських споруд
XS3	Зони припливів, прибою та водяного пилу	
5. Вплив заморожування – відтавання		
XF1	Перемінне насичення водою без антифризів	Вертикальні бетонні поверхні, що зазнають впливу дощу і морозу
XF2	Перемінне насичення водою з антифризами	Вертикальні бетонні поверхні, що зазнають впливу дощу і морозу при наявності антифризів
XF3	Високе насичення водою без антифризів	Горизонтальні бетонні поверхні, що зазнають впливу дощу і морозу
XF4	Високе насичення водою з антифризами	Дорожні та мостові настили та бетонні поверхні, що зазнають впливу морозу та бризок з антифризами; зони прибою прибережних конструкцій, що обмерзають
6. Хімічна корозія		
XA1	Слабоагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, табл.2	Грунти в природному стані і ґрунтові води
XA2	Помірноагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, табл.2	

ХАЗ	Високоагресивне хімічне середовище згідно з EN 206-1, табл.2	
-----	--	--

4.3. ВИМОГИ ДО ДОВГОВІЧНОСТІ

Для досягнення необхідного проектного строку служби конструкції, повинен бути забезпечений захист кожного конструктивного елемента проти відповідних впливів навколишнього середовища.

Вимоги довговічності включають наступне:

- вибір конструктивного рішення;
- вибір матеріалів;
- конструювання;
- зведення;
- контроль якості;
- перевірка відповідності;
- спеціальні заходи (використання нержавіючої сталі; захисні покриття; катодний захист).

Вибір необхідної довговічності бетону для захисту арматури від корозії та стійкості проти корозії бетону вимагає підбору складу бетону. Внаслідок цього бетон може мати вищу міцність на стиск ніж необхідна за конструктивним розрахунком. Зв'язок між класами міцності бетону та класами впливу середовища може виражатись через рекомендовані класи міцності (див. табл.4.2).

Таблиця 4.2

Рекомендовані класи бетону за міцністю

	Класи впливу відповідно до таблиці 4.1									
Корозія	Карбонатна корозія				Хлоридна корозія			Хлоридна корозія в морській воді		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Рекомендований клас міцності	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C37/40	C35/45	

Ушкодження бетону							
	Риск відсутній	Вплив замерзання/танення			Хімічний вплив		
	ХО	XF1	XF2	XF3	ХА1	ХА2	ХА3
Рекомендований клас міцності	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37		C35/45

4.4. ЗАХИСНИЙ ШАР БЕТОНУ

Захисний шар бетону – це відстань від поверхні арматури до найближчої поверхні бетону (включаючи хомути, з'єднання і робочу арматуру).

Номінальний захисний шар повинен вказуватись у робочих кресленнях. Він визначається як мінімальний захисний шар c_{min} плюс допустимі проектні відхилення Δc_{dev} :

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad (4.1)$$

Мінімальний захисний шар бетону повинен забезпечувати:

- безпечну передачу зусиль зчеплення в з'єднаннях;
- захист арматурної сталі від корозії (довговічність);
- необхідну вогнетривкість.

Значення c_{min} приймають найбільшим з трьох (формула 4.2), що задовольняє умови стосовно зчеплення і впливу умов навколишнього середовища

$$c_{min} = \{ c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta_{dur,\gamma} - c_{dur,st} - c_{dur,add}; 10 \text{ мм} \}, \quad (4.2)$$

де $c_{min,b}$ – мінімальний захисний шар за вимогами зчеплення;

$c_{min,dur}$ – мінімальний захисний шар за вимогами умов середовища;

$\Delta_{dur,\gamma}$ – додатковий елемент захисту, встановлюється в національних додатках;

$c_{dur,st}$ – зменшення мінімального шару при використанні нержавіючої сталі, встановлюється в національних додатках;

$c_{dur,add}$ – зменшення мінімального шару при додатковому захисті, встановлюється в національних додатках.

Для безпечної передачі зусиль зчеплення та забезпечення необхідного ущільнення бетону мінімальний захисний шар повинен бути не меншим ніж $c_{min,b}$, який наведений в табл.4.3.

Таблиця 4.3

Мінімальний захисний шар, $c_{min,b}$ для забезпечення зчеплення

Вимоги до зчеплення	
Розташування стрижнів	Мінімальний захисний шар $c_{min,b}$ *
Роздільне	Діаметр стрижня
З'єднані в пакет	Еквівалентний діаметр (\varnothing_n)

*Якщо номінальний розмір наповнювача більший ніж 32 мм $c_{min,b}$ необхідно збільшити на 5 мм.

Рекомендоване значення $\Delta c_{dev} = 10$ мм.

Рекомендовані значення $c_{min,dur}$ наведені в таблиці 4.4 (для звичайної арматури) і в таблиці 4.5 (для попередньо напруженої арматури).

Таблиця 4.4

Мінімальний захисний шар $c_{min,dur}$ за вимогами довговічності для звичайної арматурної сталі

Вимоги навколишнього середовища до $c_{min,dur}$ (мм)							
Клас споруди	Класи впливу середовища згідно з таблицею 4.1						
	XO	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	2	3	4	5	6	7	8
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

**Мінімальний захисний шар $c_{min,dur}$ за вимогами довговічності для
напруженої арматурної сталі**

Вимоги навколишнього середовища до $c_{min,dur}$ (мм)							
Клас споруди	Класи впливу середовища згідно з таблицею 4.1						
	XO	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3/XS3
1	2	3	4	5	6	7	8
S1	10	15	20	25	30	35	40
S2	10	15	25	30	35	40	45
S3	10	20	30	35	40	45	50
S4	10	25	35	40	45	50	55
S5	15	30	40	45	50	55	60
S6	20	35	45	50	55	60	65

5. МЕТОД РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

5.1. ЗАГАЛЬНЕ

Для розрахунків залізобетонних елементів за міцністю перерізів нормальних до поздовжньої осі елемента при згині та позацентровому стиску-розтягу використовують різні методи. В таблиці 5.1 подано класифікацію методів розрахунку, їх особливості, відмінності та межі використання. Відмінність між ними в основному полягає в характері описання зв'язку між напруженнями σ_c та відносними деформаціями ε_c в стиснутому бетоні при визначенні внутрішніх зусиль в перерізі.

При розрахунках складних просторових систем (каркасів, балок, плит, оболонок) норми Єврокод 2 [1,2] рекомендують використовувати загальний деформаційний метод розрахунку. При розрахунках поперечних перерізів окремих елементів дозволяють використовувати спрощені деформаційні методи 2 і 3. Для простих симетричних перерізів, близьких до прямокутних, може використовуватися, наряду з іншими, і метод 4.

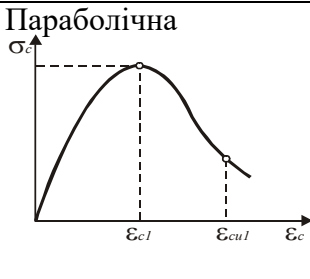
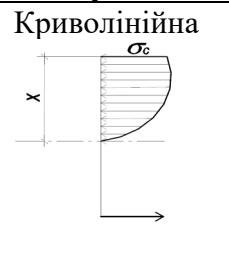
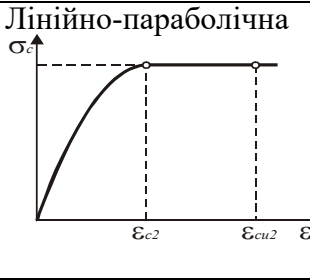
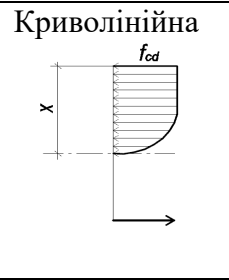
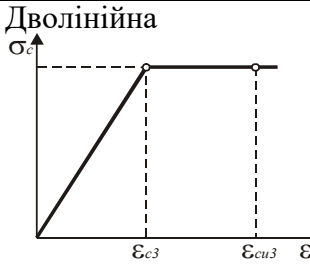
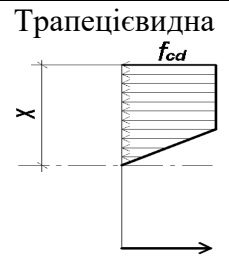
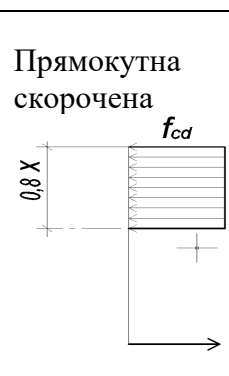
Діючи в Україні норми проектування залізобетонних конструкцій [4,6] рекомендують використовувати 1, 3 та 4 методи розрахунку нормальних перерізів, спрощений деформаційний метод 2 з лінійно-параболічною діаграмою деформування бетону не розглядається. Проте

метод 2 найближче до реального описує зв'язок $\sigma_c - \varepsilon_c$ в стиснутому бетоні і широко розповсюджений в країнах Євросоюзу [7,14].

В посібнику розглядаються теоретичні основи і передумови використання методу 2 (лінійно-параболічна залежність « $\sigma - \varepsilon$ » для бетону) при розрахунках нормальних перерізів прямокутного та таврового профілей залізобетонних елементів при згині та позакентровому стиску – розтягу.

Таблиця 5.1

Класифікація методів розрахунку нормальних перерізів

№ п.п	Метод розрахунку	Вид діаграми деформування бетону	Вид епюри напружень в стиснутій зоні бетону	Межі використання методу розрахунку
1	Загальний деформаційний	<p>Параболічна</p> 	<p>Криволінійна</p> 	Конструкції любой форми перерізу з довільним розташуванням арматури в перерізі
2	Спрощений деформаційний	<p>Лінійно-параболічна</p> 	<p>Криволінійна</p> 	
3	Спрощений деформаційний	<p>Дволінійна</p> 	<p>Трапецієвидна</p> 	
4	Граничних зусиль	<p>Жорсткопластична</p>	<p>Прямокутна скорочена</p> 	Проста симетрична форма з арматурою зосередженою біля розтягнутої та стиснутої зон (близька до прямокутної за ДБН В.2.6)

5.2. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ І ПЕРЕДУМОВИ ДЕФОРМАЦІЙНОГО МЕТОДУ ЗАКЛАДЕНОГО В НОРМИ ЄВРОКОД

Розрахунок міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі в рамках спрощеного варіанту деформаційної моделі, базується на наступних передумовах і припущеннях:

1. Розрахункові рівняння рівноваги не враховують опір бетону в розтягнутій зоні перерізу.

2. Для розрахункового перерізу виконується гіпотеза плоских перетинів, відповідно до якої відносні деформації по висоті ділянки змінюються пропорційно відстані від розглянутої фібри до нейтральної осі.

3. Відносні деформації арматури, розташованої в стиснутій зоні перетину (ε_{sc}) і навколишнього бетону (ε_c) рівні, тобто обидва матеріали деформуються спільно.

4. Напруження і відносні деформації бетону і арматури пов'язані відповідними розрахунковими діаграмами деформування « $\sigma - \varepsilon$ » для матеріалів (див. рис. 5.1). При цьому напруження в бетоні обчислюють так: якщо $0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$ то $\sigma_c = f_{cd} [1 - (1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}})^n]$, а якщо $\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$ то

$$\sigma_c = f_{cd} \cdot$$

5. За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається руйнування стиснутого бетону при досягненні відносними деформаціями бетону ε_c або арматури ε_s їх граничних значень. Згідно [1,2] граничні відносні деформації бетону ε_{cu2} не повинні перевищувати: для центрально стиснутих елементів – 2,0 ‰; для елементів при згині та позацентровому стиску при двозначній епюрі напружень в перерізі – 3,5 ‰; для проміжних ситуацій відносні деформації на відстані $3/7 (h)$ від найбільш стиснутої грані перерізу не повинні перевищувати 2,0 ‰.

Відносні деформації арматури розтягнутої арматури слід приймати згідно вимог діючих норм. При цьому величину граничної відносної деформації арматури обмежують величиною $\varepsilon_{uk} = 10,0 \text{ ‰}$ (в проміле).

5.3. ТЕОРЕТИЧНІ ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

При розрахунках міцності перерізів, нормальних до поздовжньої осі в рамках спрощеного варіанту деформаційної моделі використовують діаграми деформування бетону та арматури, які наведені на рисунку 5.1.

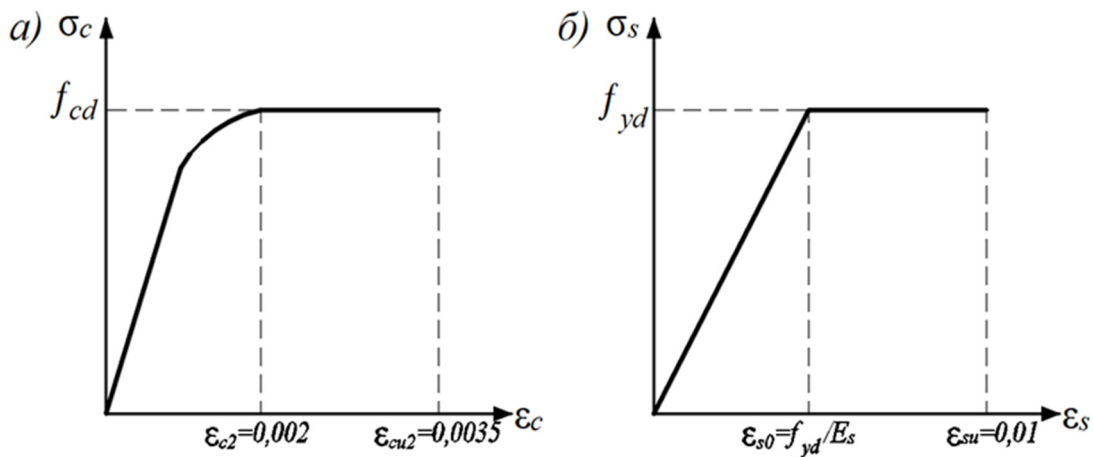


Рис. 5.1. Розрахункові діаграми деформування бетону та арматури
а) для стиснутого бетону; б) для арматурних сталей.

В роботах [7,14] пропонується розглядати чотири можливі зони деформування нормальних перерізів залізобетонного елемента в залежності від величин відносних деформацій в стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі які там виникають в граничному стані, як показано на рис.5.2 і в табл. 5.2.

Представлений поділ на можливі зони деформування дозволяє на етапі проектування оцінити не тільки випадок, за допомогою якого відбудеться руйнування перерізу (уздовж стиснутої чи розтягнутої зони), але і проаналізувати його напружено-деформований стан.

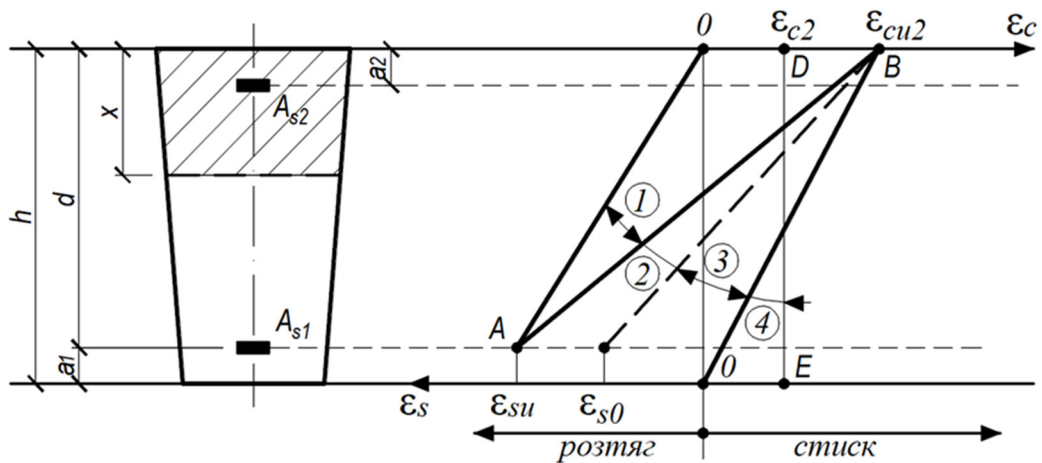


Рис. 5.2. Розрахункові схеми розподілу відносних деформацій в перерізі залізобетонного елемента при розрахунку міцності з використанням деформаційної моделі

- DE* – центральний стиск з однозначною рівномірною епюрою напружень;
- OB* – позацентровий стиск с нерівномірною однозначною епюрою напружень;
- AB* – згин, позацентровий стиск та позацентровий розтяг при двохзначній епюрі напружень;
- AO* – позацентровий розтяг при однозначній епюрі напружень.

Як видно з табл. 5.2, якщо розрахунковий переріз працює в зоні деформування **1** і **2**, арматура в розтягнутій зоні використовується повністю і слід очікувати руйнування уздовж «розтягнутої зони». В зоні **1a**, характерної для слабо армованих елементів (коли коефіцієнт поздовжньої арматури наближається до мінімуму), відносні деформації стисненого бетону не досягають граничних значень, тобто бетон використовується не в повній мірі. Зона деформування **3** описує перехід через граничний стан перерізу, коли міцність бетону використовується повністю, але розтягнута арматура (менш стиснута) не досягає граничних відносних деформацій. В цьому випадку руйнування ділянки слід очікувати уздовж «стиснутої зони» в результаті досягнення граничних деформацій стиснутого бетону. Крім того, що даний випадок призводить до не економічного проектування конструкцій, він небезпечний, оскільки призводить до раптового крихкого руйнування поперечного перерізу на стиснутому бетоні.

Границі між різними випадками деформування перерізу слід встановлювати в залежності від положення нейтральної осі згідно лінійного закону розподілу деформацій по висоті плоского перерізу.

Так межами випадків *1a*, *1b* та *2* будуть відповідно:

$$x_{\text{lim},1a} = \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{c2} + \varepsilon_{uk}} d; \quad x_{\text{lim},1b} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{uk}} d; \quad x_{\text{lim},2} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{s0}} d. \quad (5.1)$$

При нормованих в Єврокод 2 величинах $\varepsilon_{c2} = 0,002$, $\varepsilon_{cu2} = 0,0035$ та $\varepsilon_{uk} = 0,01$ переріз деформується:

за випадком 1a – коли $0 < \xi = x/d \leq 0,167$;

за випадком 1b – коли $0,167 < \xi \leq 0,259$;

за випадком 2 – коли $\xi \leq \xi_{\text{lim}} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2} + f_{yd}/E_s}$.

Таблиця 5.2

Значення відносних деформацій в бетоні та арматурі в характерних зонах деформування перерізу

Можливі зони деформування	Відносні деформації [%о]		Примітка
	ε_s в арматурі A_{s1}	ε_c в стиснутому бетоні	
1a	$\varepsilon_s = \varepsilon_{uk} = 10,0 \text{ ‰}$	$\varepsilon_c < \varepsilon_{c2} = 2,0 \text{ ‰}$	в арматурі A_{s1} : $\sigma_s = f_{yd}$; в стиснутому бетоні: $\sigma_c < f_{cd}$
1b	$\varepsilon_s = \varepsilon_{uk} = 10,0 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{c2} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$	в арматурі A_{s1} : $\sigma_s = f_{yd}$;
2	$\varepsilon_{uk} > \varepsilon_s \geq \varepsilon_{s0}$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$	в стиснутому бетоні: $\sigma_c = f_{cd}$
3a	$\varepsilon_{s0} > \varepsilon_s > 0$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$	Арматура A_{s1} розтягнута: $\sigma_s < f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$
3b	$0 > \varepsilon_s > -\varepsilon_{s0}$	$\varepsilon_c = \varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}$	Арматура A_{s1} стиснута: $\sigma_s < -f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$
4	$-\varepsilon_{s0} \geq \varepsilon_s \geq 2,0 \text{ ‰}$	$\varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cu2}$	Арматура A_{s1} стиснута: $\sigma_s = -f_{yd}$; в бетоні $\sigma_c = f_{cd}$

При $\xi > \xi_{\text{lim}}$ переріз деформується за випадками 3 або 4, які характерні для роботи стиснутих елементів. Норми [1, 2, 4, 6] рекомендують проектувати згинальні елементи тільки за умови $\xi \leq \xi_{\text{lim}}$.

Очевидно, що найбільш раціональною розрахунковою ситуацією при проектуванні вигнутих, позакентрово стиснутих і розтягнутих елементів (працюючих при двозначній епюрі відносних деформацій) являється та, в якій армований переріз з заданими геометричними розмірами, міцністю і деформаційними характеристиками матеріалів працює в зоні деформування (2). Зона деформування (4) відноситься до роботи стиснутих елементів при однозначній епюрі деформацій, коли відносні деформації в менш стиснутій арматурі ε_{st} досягають граничних значень (при стисканні).

Характерні схеми зусиль, розглянутих в поперечному перерізі при розрахунку міцності, що відповідають виділеним зонам деформування поперечного перерізу, показані на рисунках 5.3 і 5.4.

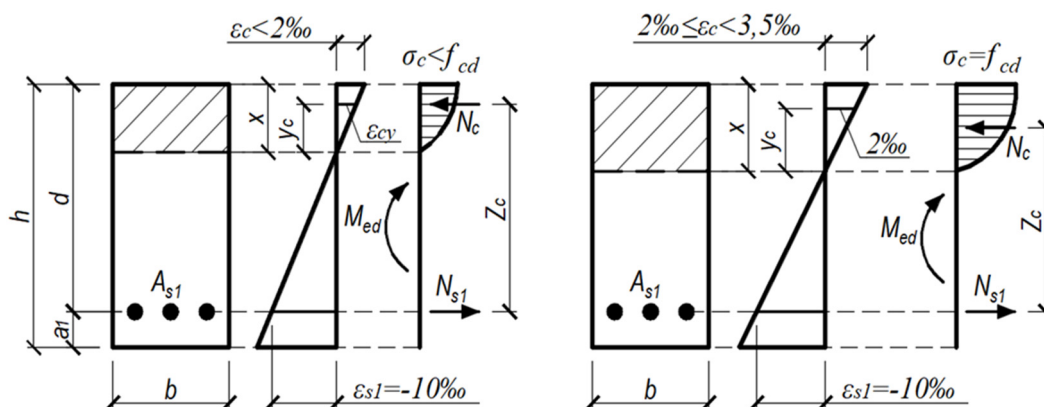


Рис. 5.3. Схеми зусиль, діючих в розрахунковому перерізі для характерних зон деформування 1a і 1b при розрахунку міцності згинальних елементів

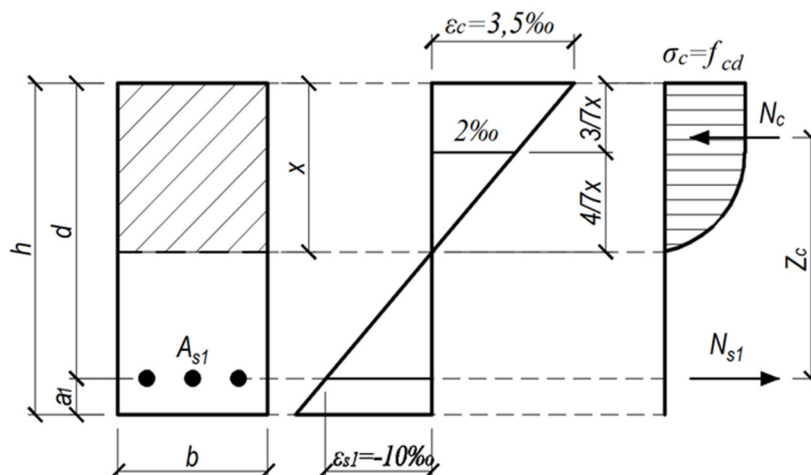


Рис. 5.4. Схеми зусиль, діючих в розрахунковому перерізі для характерної зони деформування 2 при розрахунку міцності згинальних елементів

5.4. РОЗРАХУНКОВІ РІВНЯННЯ МЕТОДУ.

Для практичних розрахунків перерізів використовують стандартні рівняння рівноваги:

$$N_c + N_{s2} - N_{s1} = 0 \quad (5.3)$$

$$M_{sd} \leq M_{Rd} = N_c \cdot z_c + N_{s2} \cdot (d - a_2) \quad (5.4)$$

де $N_c = \omega dbf_{cd}$; $N_{s1} = A_{s1}k_{s1}f_{yd}$; $N_{s2} = A_{s2}k_{s2}f_{yd}$;

$$M_{Rd} = \alpha_m bd^2 f_{cd}; z = \zeta d$$

Для прийнятої діаграми $\sigma_c \rightarrow \varepsilon_c$ згідно рис. 5.1 величини параметрів в виразах (5.3 та 5.4) слід приймати з табл. 5.3.

Таблиця 5.3

Значення параметрів для визначення внутрішніх зусиль в перерізі

Зони деформування	ω	ζ	α_m
1a	$\frac{5\xi^2 \left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}{(1-\xi)^2}$	$\frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4\left(1 - \frac{8}{3}\xi\right)}$	$\frac{1,25\xi^2(3\xi^2 - 12\xi + 4)}{(1-\xi)^2}$
1b	$\frac{16\xi - 1}{15}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$	$1 - \frac{8,55\xi^2 - 1,1\xi + 0,05}{16\xi - 1}$
2	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
3	$\frac{17}{21}\xi$	$1 - \frac{99}{238}\xi$	$\frac{17}{21}\xi - \frac{33}{98}\xi^2$
4	$\beta_h(1 - p4/21)$	$1 - \frac{\beta_h(1-p)16/49}{2(1-p)4/21}$	$\beta_h\left(1 - \frac{\beta_h}{2} - p(4/21 - \beta_h8/21)\right)$

В табл. 5.3 слід приймати $\beta_h = h/d$, а $p = \left(\frac{4\beta_h}{7\xi - 3\beta_h}\right)^2$.

Коефіцієнти k_{s1} і k_{s2} являються функцією відношення фактичних деформацій в перерізі на рівні цетра ваги відповідної арматури до $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ тобто $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0}$, а $k_{s2} = \varepsilon_{s2} / \varepsilon_{s0}$.

Відносні деформації арматури A_{s1} і A_{s2} наведені в таблиці 5.4.

Таблиця 5.4

**Значення параметрів для визначення відносних деформацій
арматури в перерізі**

Зони деформування	Відносна деформація розтягнутої арматури ε_{s1} , ‰	Відносна деформація стиснутої арматури ε_{s2} , ‰
1a	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1 - \xi}$
1b	10	$10 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{1 - \xi}$
2	$3,5 \frac{1 - \xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
3	$3,5 \frac{1 - \xi}{\xi}$	$3,5 \frac{\xi - \frac{c_1}{d}}{\xi}$
4	$\frac{14 \xi}{7\xi - 3\beta_h}$	$\frac{14(\xi - \frac{c_1}{d})}{7\xi - 3\beta_h}$

Нижче наведені допоміжні таблиці в яких в залежності від $\xi = x/d$ наведені величини параметрів ω , ζ , α_m з таблиці 5.3 та величини ε_{s1} і ε_{s2} для всіх можливих зон деформування нормального перерізу при згині та позacentровому стиску.

Таблиця 5.5

Таблиця для розрахунків згинальних елементів симетричного перерізу

Зона деформування	Розрахункові параметри					
	Коефіцієнти				Відносні деформації, ‰	
	ξ	ω	ζ	α_m	стиску в бетоні $\varepsilon_c (+)$	розтягу в арматурі $\varepsilon_{st} (+)$
1	2	3	4	5	6	7
Зона 1a	0,02	0,002	0,993	0,002	0,20	10,0
	0,04	0,008	0,986	0,008	0,42	10,0
	0,06	0,017	0,979	0,017	0,64	10,0
	0,08	0,030	0,972	0,029	0,87	10,0
	0,10	0,045	0,965	0,044	1,11	10,0

Продовження таблиці 5.5

	0,12	0,063	0,957	0,061	1,36	10,0
	0,14	0,083	0,949	0,079	1,63	10,0
	0,16	0,104	0,940	0,098	1,90	10,0
Граничне значення для зони 1а	0,167	0,111	0,938	0,104	2,00	10,0
	0,18	0,125	0,931	0,117	2,20	10,0
	0,20	0,147	0,922	0,135	2,50	10,0
	0,22	0,168	0,912	0,153	2,82	10,0
	0,24	0,189	0,902	0,171	3,16	10,0
Граничне значення для зони 1б	0,259	0,211	0,892	0,187	3,50	10,0
Зона 2	0,26	0,212	0,892	0,188	3,50	9,96
	0,28	0,227	0,884	0,200	3,50	9,00
	0,30	0,243	0,875	0,213	3,50	8,17
	0,32	0,259	0,867	0,225	3,50	7,44
	0,34	0,275	0,859	0,236	3,50	6,79
	0,36	0,291	0,850	0,248	3,50	6,22
	0,38	0,308	0,842	0,259	3,50	5,71
	0,40	0,324	0,834	0,270	3,50	5,25
	0,42	0,340	0,825	0,281	3,50	4,83
	0,44	0,356	0,817	0,291	3,50	4,45
	0,46	0,372	0,809	0,301	3,50	4,11
	0,48	0,388	0,800	0,311	3,50	3,79
	0,50	0,405	0,792	0,321	3,50	3,50
	0,52	0,421	0,784	0,330	3,50	3,23

Продовження таблиці 5.5

	0,54	0,437	0,775	0,339	3,50	2,98
	0,56	0,453	0,767	0,348	3,50	2,75
	0,58	0,469	0,759	0,356	3,50	2,53
	0,60	0,486	0,750	0,364	3,50	2,33
Граничне значення для арматури А 500	0,61	0,494	0,746	0,368	3,50	2,25
Зона 2 для арматури А 240 та А 400, зона 3 для арматури А 500	0,62	0,502	0,742	0,372	3,50	2,15
	0,63	0,510	0,738	0,376	3,50	2,06
	0,64	0,518	0,734	0,380	3,50	1,97
Граничне значення для арматури А 400	0,657	0,532	0,727	0,387	3,50	1,825
Зона 2 для арматури А240, зона 3 для арматури А400 і А500	0,66	0,540	0,722	0,390	3,50	1,75
	0,68	0,550	0,717	0,395	3,50	1,65
	0,70	0,567	0,709	0,402	3,50	1,50
	0,72	0,583	0,701	0,408	3,50	1,36
	0,74	0,599	0,692	0,415	3,50	1,23
	0,76	0,615	0,684	0,421	3,50	1,11
Граничне значення для арматури А240	0,769	0,622	0,680	0,423	3,50	1,05
Зона 2 для арматури А240, Зона 3 для арматури А400 і А500	0,78	0,631	0,675	0,426	3,50	0,99
	0,80	0,648	0,667	0,432	3,50	0,87
	0,82	0,664	0,659	0,437	3,50	0,77
	0,84	0,680	0,651	0,442	3,50	0,67
	0,86	0,696	0,642	0,447	3,50	0,57
	0,88	0,712	0,634	0,452	3,50	0,48
	0,90	0,729	0,626	0,456	3,50	0,39
	0,92	0,745	0,617	0,460	3,50	0,30
	0,94	0,761	0,609	0,463	3,50	0,22
	0,96	0,777	0,601	0,467	3,50	0,15
	0,98	0,793	0,592	0,470	3,50	0,07
	1,00	0,810	0,584	0,473	3,50	0,00
	1,02	0,826	0,576	0,476	3,50	-0,07
	1,04	0,842	0,568	0,478	3,50	-0,13
	1,06	0,858	0,560	0,480	3,50	-0,20
1,08	0,874	0,550	0,481	3,50	-0,26	

	1,10	0,890	0,543	0,483	3,50	-0,32
	1,12	0,907	0,534	0,484	3,50	-0,38
	1,14	0,923	0,525	0,485	3,50	-0,43

Розглянемо зону деформування 1,а.

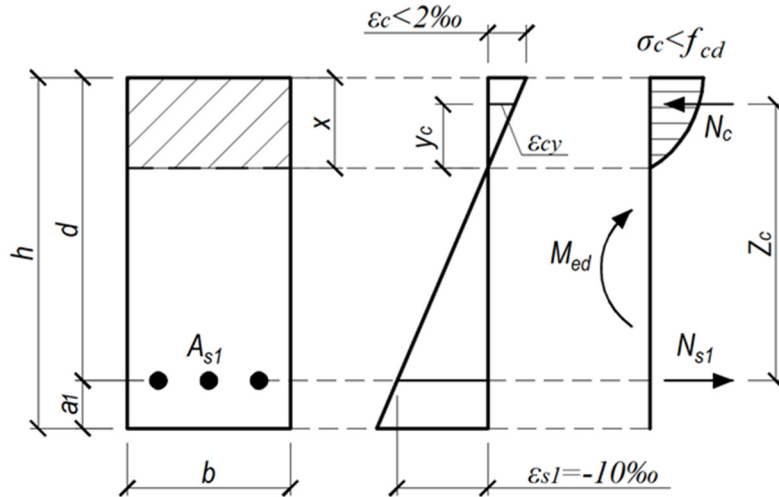


Рис. 5.5. Схеми зусиль, діючих в розрахунковому перерізі для зони деформування 1а

В прямокутному перерізі, показаному на рис.5.5, розрахунковий зовнішній момент M_{Ed} врівноважується слідуючими внутрішніми силами:

N_c – рівнодіюча зусиль в стиснутій зоні бетону;

N_{s1} – рівнодіюча зусиль в розтягнутій арматурі A_{s1} ;

N_{s2} – рівнодіюча зусиль в стиснутій арматурі A_{s2} ;

M_{Rd} – момент внутрішніх сил. a

Зусилля в стиснутій зоні бетону в загальному випадку визначається як:

$$N_c = \int_0^x b_y \cdot f_{cd} \left(\varepsilon_{cy} - \frac{\varepsilon_{cy}^2}{4} \right) d_y ; \quad (5.5)$$

де ε_{cy} – деформація стиснутої фібри бетону в напрямку y від нейтральної осі, визначається з лінійної пропорції на підставі прийнятої гіпотези плоских перерізів

$$\frac{\varepsilon_{cy}}{y} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x}, \text{ звідки } \varepsilon_{cy} = \varepsilon_{s1} \cdot \frac{y}{d-x}. \quad (5.6)$$

Визначення моменту пари внутрішніх сил M_{Rd} вимагає обчислення відстані z_c між рівнодіючими силами N_c і N_{s1} . Можна використати

стандартну подібність (наближення) відповідно до познач наведених на рис. 4.7, тоді:

$$z_c = d - x + y_c \quad (5.7)$$

де y_c – положення середини центра ваги площі напруження в перерізі елемента

Рівнодіючі напруження в стрижнях арматури A_{s1} і A_{s2} записуємо як

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot f_{yd} ; \quad (5.8)$$

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} ; \quad (5.9)$$

Напруження σ_{s2} в арматурі A_{s2} розташованій в стиснутій зоні залежить від деформації ε_{s2} , в відповідності до графіка показаного на рис 5,1 б

Використавши допоміжний коефіцієнт k_{s2} можна записати

$$\sigma_{s2} = k_{s2} \cdot f_{yd} \quad (5.10)$$

В залежності від величини деформації арматури A_{s2} допоміжний коефіцієнт k_{s2} може приймати вид:

$$\begin{aligned} \text{якщо } \varepsilon_{s2} \geq \varepsilon_{s0} & \text{ то } k_{s2} = \pm 1 , \\ \text{якщо } \varepsilon_{s2} < \varepsilon_{s0} & \text{ то } k_{s2} = \pm \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s0}} \end{aligned} \quad (5.11)$$

де ε_{s0} – деформація як функція пластичності на графіку $\sigma - \varepsilon$ залежно від класу арматури і визначається як $\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s}$.

Величину коефіцієнта k_{s2} можна визначити використавши засади плоских перерізів згідно рис 5.1 і виразу для ε_{s0} отримаємо як:

– в зоні 1а і 1б

$$k_{s2} = 0,01 \cdot \frac{\xi - \frac{a_2}{d}}{1 - \xi} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} \quad (5.12)$$

– в зоні 2

$$k_{s2} = 0,0035 \cdot \frac{\xi - \frac{a_2}{d}}{\xi} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} \quad (5.13)$$

З аналізу перерізів згинальних елементів граничний стан за міцністю не настає коли

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = N_c \cdot z_c + N_{s2}(d - a_2), \quad (5.14)$$

а висоту стиснутої зони бетону x визначають з рівняння рівноваги внутрішніх сил на поздовжню ось елемента

$$N_c + N_{s2} - N_{s1} = 0 \quad (5.15)$$

Алгоритм розрахунку елементів при згині наведено в розділі 6 (переріз прямокутний) і в розділі 7 (переріз тавровий).

Таблиця 5.6

Значення коефіцієнта k_{s2} для розрахунку напружень в арматурі стиснутої зони перерізу A_{s2} [14]

Зона деформування	ξ	Коефіцієнт k_{s2}								
		Сталь класу А240			Сталь класу А400			Сталь класу А500		
		$a2/d$			$a2/d$			$a2/d$		
		0,04	0,08	0,12	0,04	0,08	0,12	0,04	0,08	0,12
1a	0,04	0	- 0,40	- 0,79	0	- 0,23	- 0,47	0	- 0,19	- 0,39
	0,05	0,10	- 0,30	- 0,70	0,06	- 0,18	- 0,42	0,05	- 0,15	- 0,35
	0,06	0,20	- 0,20	- 0,61	0,12	- 0,12	- 0,36	0,10	- 0,10	- 0,30
	0,07	0,31	- 0,10	- 0,51	0,19	- 0,06	- 0,31	0,16	- 0,05	- 0,26
	0,08	0,41	0	- 0,41	0,25	0	- 0,25	0,21	0	- 0,21
	0,09	0,52	0,10	- 0,31	0,31	0,06	- 0,19	0,26	0,05	- 0,16
	0,10	0,63	0,21	- 0,21	0,38	0,12	- 0,12	0,32	0,10	- 0,14
	0,11	0,75	0,32	- 0,11	0,45	0,19	- 0,06	0,37	0,16	- 0,05
	0,12	0,87	0,43	0	0,51	0,26	0	0,42	0,22	0
	0,13	0,99	0,55	0,11	0,59	0,32	0,06	0,49	0,27	0,05
	0,14	1,0	0,66	0,22	0,66	0,40	0,13	0,55	0,33	0,11
	0,15	1,0	0,78	0,34	0,74	0,47	0,20	0,62	0,39	0,17
	0,16	1,0	0,91	0,45	0,81	0,54	0,27	0,67	0,45	0,22
	0,167	1,0	0,99	0,54	0,86	0,59	0,32	0,72	0,49	0,27

Продовження таблиці 5.7.

	0,29	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,98
	0,30	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,31	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,32	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,33	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,34	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,35	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,36	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,37	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,38	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,39	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
	0,40	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0

6. РОЗРАХУНКИ ПРЯМОКУТНИХ ПЕРЕРІЗІВ

6.1. РОЗРАХУНКОВІ ЗАЛЕЖНОСТІ

В аналізі перерізів згинальних елементів прямокутної форми в загальному вигляді наведено вище в розділі 5. Пояснення до тих розрахунків подано на рис. 6.1. Обґрунтування і пояснення методу наведено в роботі [14].

І так на прикладі зони 1а при постійній ширині прямокутного перерізу b рівнодіюча стискуючих напружень N_c з виразу (5.5) буде мати такий вигляд:

$$N_c = \frac{5\xi^2(1 - \frac{8}{3}\xi)}{(1 - \xi)^2} \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.1)$$

Плече внутрішньої пари сил на ділянці 1а визначається як:

$$z_c = \frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{4(1 - \frac{8}{3}\xi)} d \quad (6.2)$$

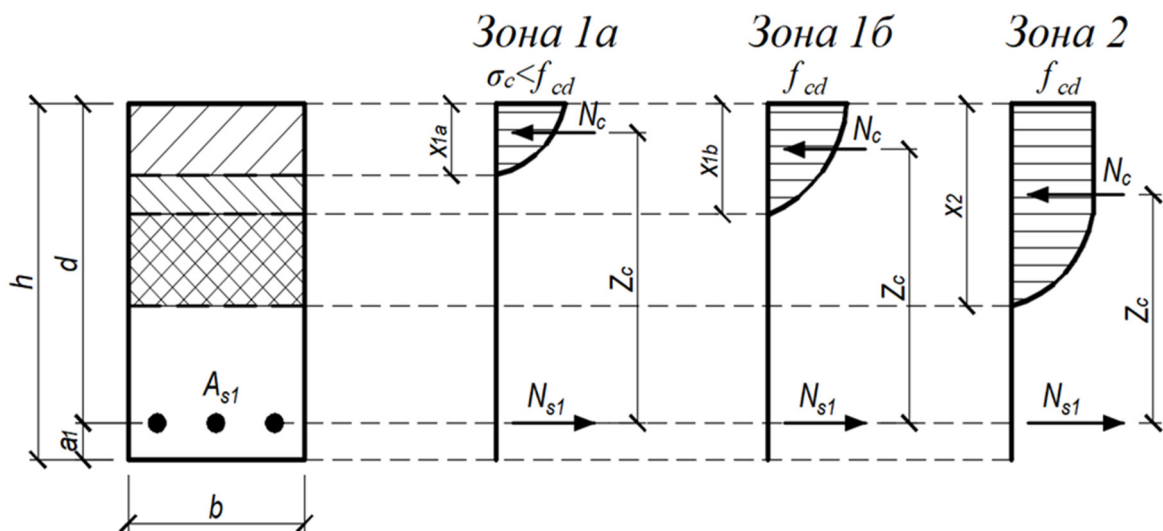


Рис. 6.1. Графіки напружень і зусиль в перерізах прямокутних елементів при згині в зонах деформування 1а, 1б і 2

Тоді момент внутрішньої пари сил відносно центра ваги розтягнутої арматури A_{s1} визначається як

$$M_{Rd,1a} = N_c \cdot z_c = 1,25\xi^2 \cdot \frac{3\xi^2 - 12\xi + 4}{(1 - \xi)^2} \cdot d^2 b f_{cd} \quad (6.3)$$

Визначення величин N_c і M_{Rd} напряму досить трудомістка процедура, тому для облегшення процедури обчислень в таблиці 5.5 наведені допоміжні коефіцієнти $\omega(\xi)$, $\zeta(\xi)$ і $\mu(\xi)$. Як видно ці допоміжні коефіцієнти являються функціями величини відносної висоти стиснутої зони $\xi = x/d$.

Тоді:

$$N_c = \omega(\xi) \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.4)$$

$$z_c = \zeta(\xi) \cdot d \quad (6.5)$$

$$M_{Rd} = \mu(\xi) \cdot d^2 \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.6)$$

В таблиці 5.5 наведено також величини пов'язаних коефіцієнтів з величинами деформацій стиснутого бетону і розтягнутої арматури.

Наведені параметри в таблиці 5.5 справедливі для випадку коли

$$\xi \leq \xi_{lim} \quad (6.7)$$

Якщо указана умова $\xi \leq \xi_{lim}$ не виконується то руйнування перерізу може відбутися по стиснутій зоні бетону і значить необхідно підсилювати стиснуту зону перерізу встановленням там арматури.

Відносні деформації розтягнутої арматури визначаються за допомогою гіпотези плоских перерізів. Зі схеми розподілу відносних деформацій по висоті поперечного перерізу (рис. 5.5) отримуємо:

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{\varepsilon_{s1}}{d-x}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d-x}{x} \right) = \varepsilon_{cu} \left(\frac{d}{x} - 1 \right) \quad (6.8)$$

Якщо відносні деформації розтягнутої арматури ε_{s1} задовольняють умову

$$\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_{su}, \quad (6.9)$$

(тобто переріз працює в межах ділянки **2**), то арматура використовується повністю і руйнування перерізу відбудеться по розтягнутій зоні.

Якщо умова (6.9) не виконується, то розтягнута арматура в перерізі не використовується повністю і буде мати місце випадок руйнування перерізу по бетону стиснутої зони.

Граничне значення висоти стиснутої зони, при якій виконується умова (6.9), визначають за формулою:

$$x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} d \quad \text{або} \quad x_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\left(\frac{f_{cd}}{E_s} + \varepsilon_{cu}\right)} d \quad (6.10)$$

6.2. ВИЗНАЧЕННЯ АРМАТУРИ В ПРЯМОКУТНОМУ ПЕРЕРІЗІ.

Для визначення необхідної арматури при згині в перерізах прямокутного профілю з одиночною арматурою, розташованою в розтягнутій зоні, використовують два рівняння рівноваги:

$$N_c - N_{s1} = 0 \quad (6.11)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = N_c \cdot z_c \quad (6.12)$$

Використовуючи допоміжні коефіцієнти таблиці 5.5 записані рівняння можна записати в такому вигляді:

$$\omega \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} - A_{s1} \cdot f_{yd} = 0 \quad (6.13)$$

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \alpha_m \cdot d^2 \cdot b \cdot f_{cd} \quad (6.14)$$

або

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \zeta \cdot d \cdot A_{s1} \cdot f_{yd} \quad (6.15)$$

Підбір арматури при дії згинального моменту M_{Ed} для перерізів прямокутного профілю при заданих розмірах $b \times h$, класах бетону і арматури виконується в такій послідовності.

1. Визначають d .
2. Для використання для подальших розрахунків таблиці 5.5 знаходять величину коефіцієнта α_m і зрівнюють його з граничним значенням $\alpha_{m,lim}$ з таблиці 5.5 на межі ділянок 2 і 3 для різних класів арматури.

$$3. \quad \alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}$$

4. По отриманому значенню α_m з таблиці 5.5 визначають (при необхідності проводять інтерполяцію) допоміжні коефіцієнти ω і ζ .

5. Знаходять величину граничного коефіцієнта $\alpha_{m,lim}$ з таблиці 5.5 на межі ділянок 2 і 3 для різних класів арматури, або з формули

$$\alpha_{m,lim} = \left(\frac{17}{21} \xi_{lim} - \frac{33}{98} \xi_{lim}^2 \right) = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) \quad (6.16)$$

де
$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}}$$

6. Якщо виконується умова $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$ то в граничному стані на ділянках 1а, 1б та 2 переріз може працювати з одиночною арматурою A_{s1} , яку визначають як:

$$A_{s1} = \omega \cdot d \cdot b \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad \text{або} \quad A_{s1} = \frac{M_{Ed}}{\zeta \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Якщо $\alpha_m > \alpha_{m,lim}$, то необхідно виконати підсилення стиснутої зони бетону і переріз проектується з подвійною арматурою A_{s1} і A_{s2} .

Схематично розрахунок армування для такого випадку проілюстровано рис. 6.2 .

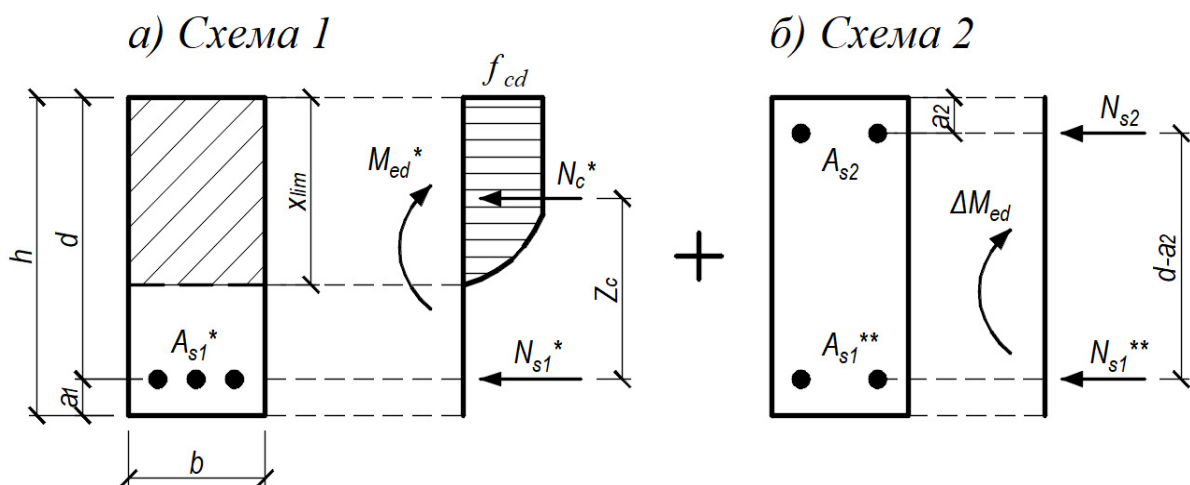


Рис.6.2. Схема розрахунку армування прямокутного перерізу

Алгоритм розрахунку передбачає незалежний підбір арматури A^*_{s1} і A^*_{s2} . Арматура A^*_{s1} призначається на дію моменту M^*_{Ed} , який приймається рівним $M_{Ed,lim}$, а арматура A^*_{s2} призначається на дію різниці моментів $M_{Ed} - M^*_{Ed}$.

Момент $M_{Ed,lim}$ визначає граничну несучу здатність перерізу при згині з одиночним армуванням і знаходиться як

$$M_{Ed,lim} = \alpha_{m,lim} b d f_{cd} / f_{yd} , \quad (6.17)$$

а відповідна йому площа арматури

$$A^*_{s1} = \frac{17}{21} \xi_{lim} b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (6.18)$$

Необхідна площа арматури в стиснутій зоні A_{s2} і відповідно додаткова площа арматури в розтягнутій зоні A^{**}_{s1} визначається як

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - M^*_{Ed}}{f_{yd}(d - a_2)} = A^{**}_{s1} \quad (6.19)$$

Тоді загальну арматуру в розтягнутій зоні перерізу визначають як

$$A_{s1} = A^*_{s1} + A^{**}_{s1}$$

Алгоритм визначення арматури в прямокутних перерізах при згині наведено на рисунку 6.3.

6.3. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПРЯМОКУТНИХ ПЕРЕРІЗІВ

Момент внутрішніх сил в перерізі залізобетонного елемента визначають з умови виконання вимог граничного стану перерізу при згині.

В простому випадку коли прямокутний переріз розмірами b x h армований лише одиночною арматурою A_{s1} розрахунок ведуть в такій послідовності.

З умови рівноваги (6.13) визначають коефіцієнт ω

$$\omega = \frac{A_{s1} f_{yd}}{bd f_{cd}} \quad (6.20)$$

З табл.5.5 знаходять величину коефіцієнта α_m і несучу здатність перерізу визначають як

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \alpha_m d^2 b f_{cd} \quad (6.21)$$

Алгоритм визначення несучої здатності в прямокутному перерізі при згині з одиночною арматурою наведено на рис. 6.4.

Якщо величина коефіцієнта α_m з табл. 5.5 знаходиться поза межами зони деформування 2, тобто $\alpha_m \geq \alpha_{m,lim}$, то визначення величини несучої здатності з виразу (6.21) буде не коректним, так як напруження в розтягнутій арматурі A_{s1} не досягає межі текучесті, тобто $\sigma_{s1} < f_{yd}$.

В цьому випадку уточнюють ітераційним шляхом висоту стиснутої зони з урахуванням дійсних напружень в арматурі A_{s1}

$$\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s < f_{yd} ,$$

і несучу здатність перерізу визначають як

$$M_{Rd} = A_{s1} \sigma_{s1} \zeta d \quad (6.22)$$

Алгоритм такого розрахунку наведено на рис. 6.4.

Більш складний випадок виникає коли перевірку несучої здатності виконують для перерізу армованого подвійною арматурою A_{s1} і A_{s2} . Таке армування виконують в наступних ситуаціях:

- при недостатній міцності стиснутої зони (розрахункові зусилля великі, а розміри перерізу обмежені);
- коли в перерізі виникають згинальні моменти різних знаків;
- коли в стиснутій зоні перерізу встановлена арматура A_{s2} з конструктивних міркувань.

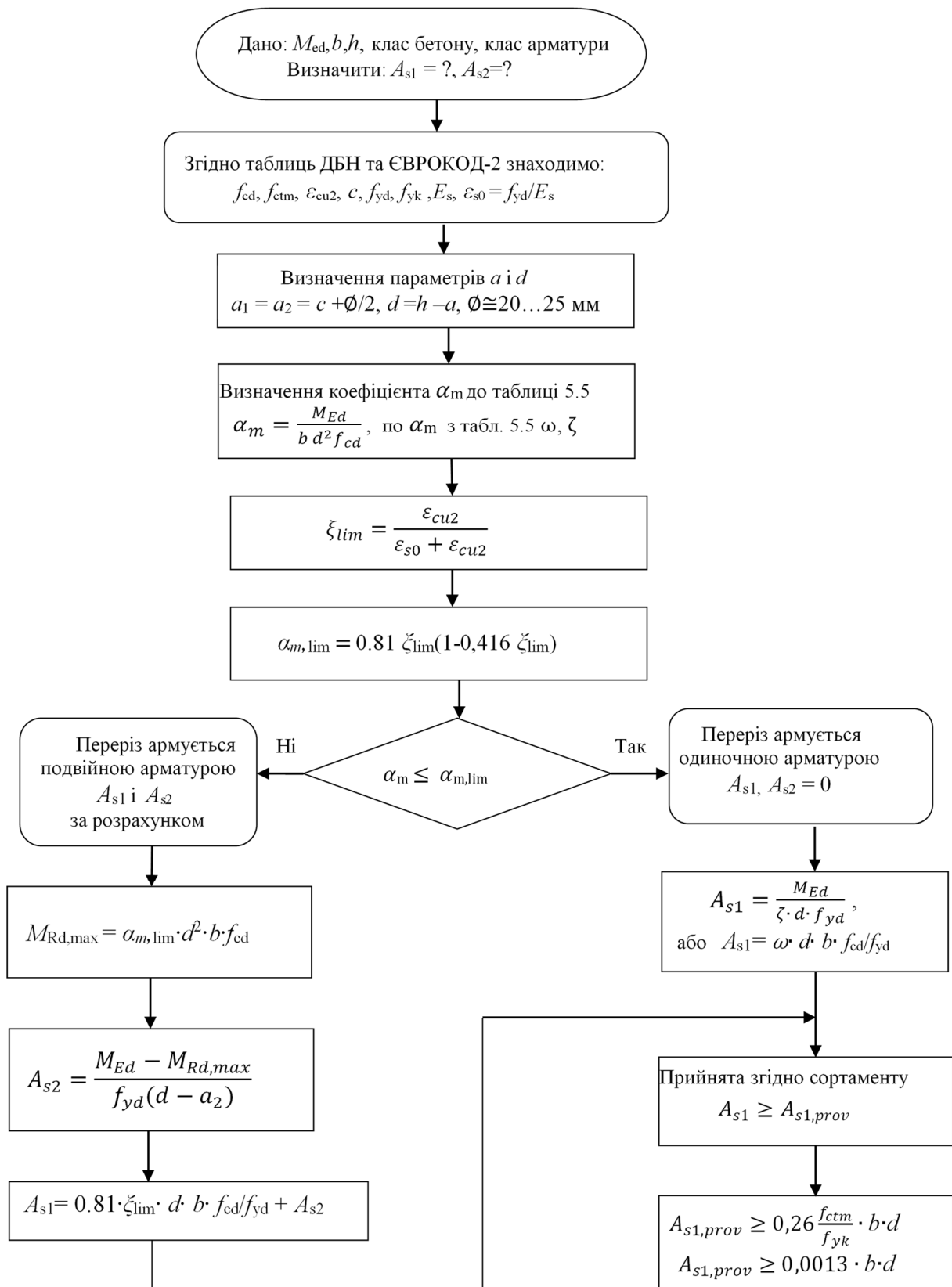


Рис.6.3. Алгоритм визначення арматури в прямокутних перерізах при згин

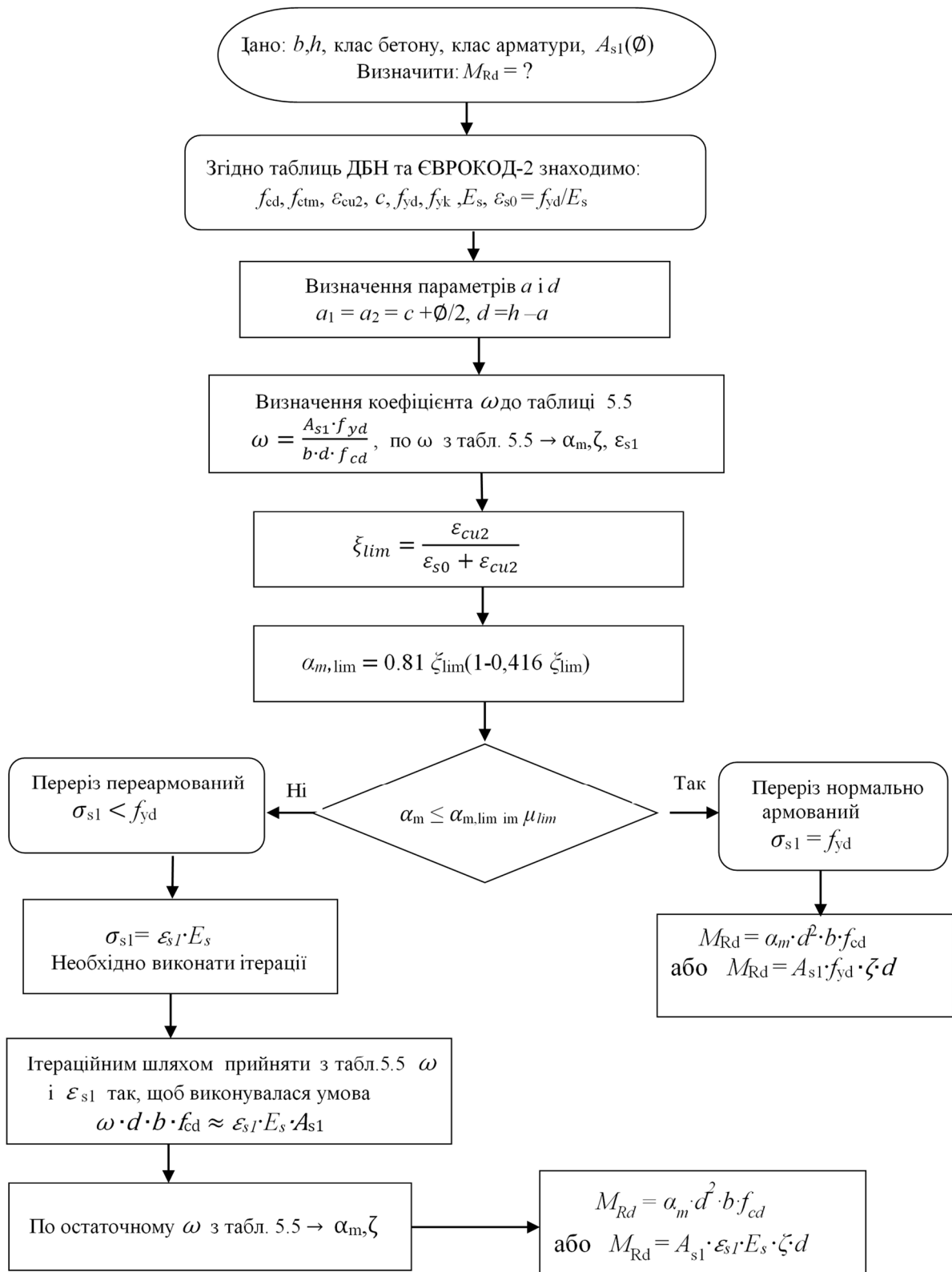


Рис.6.4. Алгоритм визначення несучої здатності в прямокутних перерізах з одиночним армуванням при згині

Зусилля в стиснутій арматурі A_{s2} залежать від деформацій в цій арматурі і в загальному випадку визначаються як

$$N_{s2} = A_{s2}k_{s2}f_{yd} \quad (6.23)$$

Коефіцієнт k_{s2} може визначатися аналітично з виразів (5.12) та (5.13) в залежності від визначеної величини стиснутої зони бетону ξ , або з табл.5.6 та 5.7 для арматури класів А240, А400, А500 для зон деформування 1а, 1б та 2. Значення коефіцієнта k_{s2} може бути меншим одиниці і навіть від'ємним, коли арматура A_{s2} суттєво зміщена в глибину перерізу і переріз працює в зоні деформування 1а (див. табл. 5.6).

Несучу здатність прямокутного перерізу з подвійним армуванням A_{s1} і A_{s2} , розмірами b x h визначають з умови рівноваги поздовжніх сил в перерізі

$$\omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} - A_{s1}f_{yd} = 0 \quad (6.24)$$

З наведеного рівняння визначають коефіцієнт ω , а потім з табл. 5.5 визначають параметр стиснутої зони бетону ξ .

Напруження в арматурі A_{s2} , яке являється невідомим (невідомий коефіцієнт k_{s2}), визначають методом послідовних ітерацій. На першому кроці приймають $k_{s2} = 1,0$ і з виразу (6.24) визначають ω

$$\omega = \frac{A_{s1}f_{yd} - A_{s2}k_{s2}f_{yd}}{dbf_{cd}} \quad (6.25)$$

По отриманому значенню ω по табл.5.5 знаходять ξ , потім з табл. 5.6 чи 5.7 встановлюють коефіцієнт k_{s2} . Якщо $k_{s2} \neq 1,0$, то розрахунок повторюють, підставивши в вираз (6.25) отримане значення коефіцієнта k_{s2} . Ітерації необхідно повторювати до виконання умови (6.24) Для практичних розрахунків достатньо виконати декілька кроків ітерацій.

Визначені ітераційним шляхом коефіцієнти ξ і k_{s2} використовують для перевірки несучої здатності перерізу

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} = \alpha_m d^2 b f_{cd} + A_{s2} k_{s2} f_{yd} (d - a_2) \quad (6.26)$$

Алгоритм визначення несучої здатності прямокутного перерізу при згині з подвійною арматурою наведено на рис. 6.25.

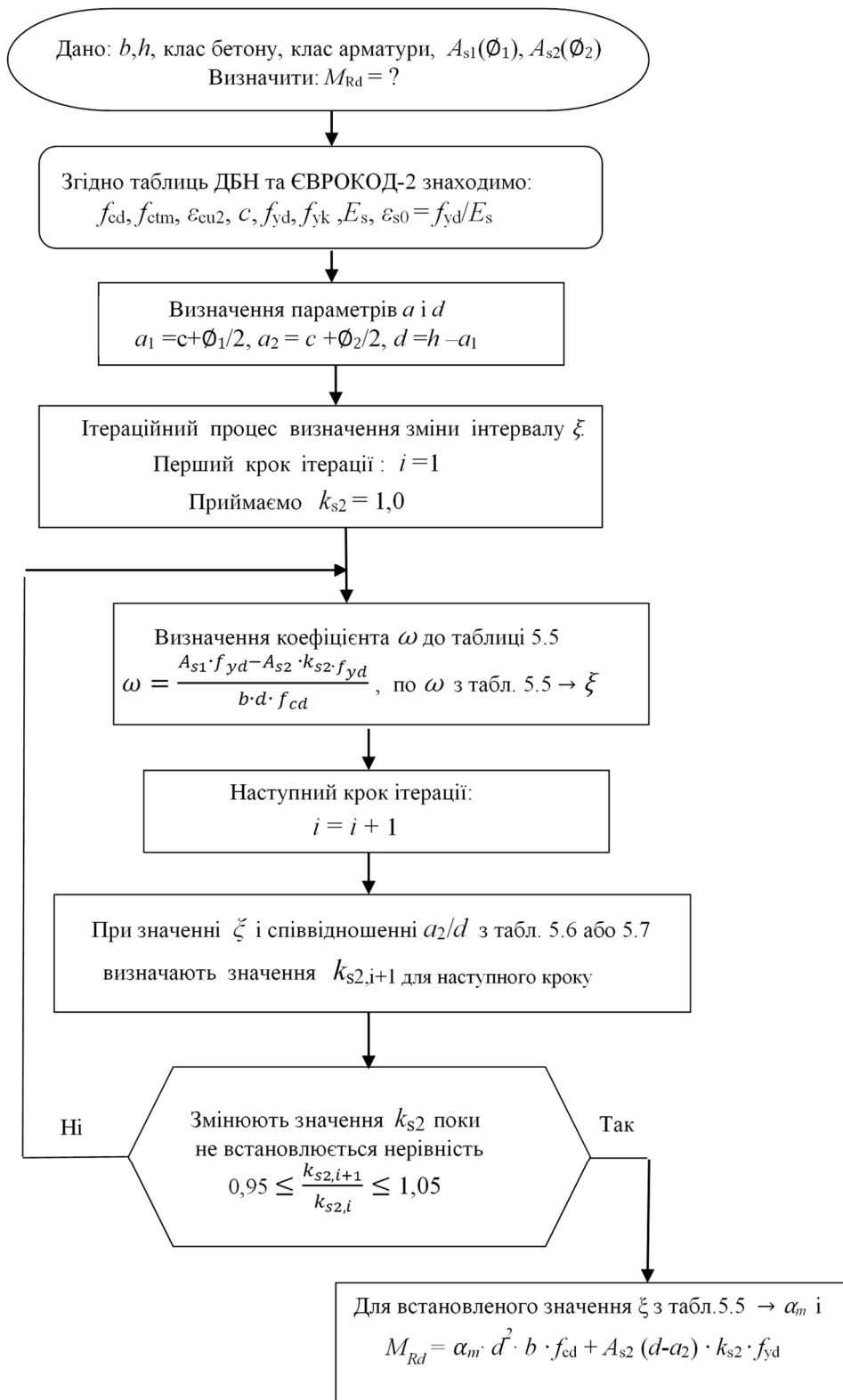


Рис.6.5. Алгоритм визначення несучої здатності в прямокутних перерізах з подвійним армуванням при згині

6.4. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 6.

Приклад 1.

Дано: Залізобетонна плита з розмірами: $b = 1000$ мм, $h = 220$ мм, $c = 20$ мм, бетон важкий класу С20/25, прийняти арматуру класу А240С. Згинальний момент, який діє в перерізі $M_{Ed} = 120$ кН·м.

Визначити: $A_{s1} = ?$ $A_{s2} = ?$ Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.3.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 20/1,5 = 13,3$ МПа, $f_{ctm} = 2,2$ МПа, $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰,

$\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, $f_{yd} = 240/1,15 = 209$ МПа, $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 209/21 \cdot 10^4 = 1$ ‰.

2. Попередньо передбачаємо $\varnothing = 20 \dots 25$ мм - тоді $a_1 = 20 + 10 = 30$ мм,

$d = h - a = 220 - 30 = 190$ мм.

3. Визначаємо величину коефіцієнта

$\alpha_m = M_{Ed} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 120 \cdot 10^6 / 1000 \cdot 190^2 \cdot 13,3 = 0,25$.

4. По $\alpha_m = 0,25$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти

$\omega = 0,295$, $\xi = 0,365$ і $\zeta = 0,848$.

При $\alpha_m = 0,25$ згідно таблиці 5.5 визначаємо, що деформований стан перерізу відповідає зоні 2, а це свідчить про те, що розтягнута арматура використовується з розрахунковим опором f_{yd} .

5. Визначаємо відносну граничну висоту стиснутої зони перерізу

$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,0 + 3,5} = 0,778$.

6. Визначаємо коефіцієнт

$\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,778 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,778) = 0,426$.

7. Перевіряємо умову $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$, $\alpha_m = 0,25 < \alpha_{m,lim} = 0,426$.

8. $A_{s2} = 0$ – стиснута арматура не потрібна за розрахунком, тобто бетон здатен сприйняти зусилля стиску.

9. Величину необхідної площі розтягнутої поздовжньої арматури визначаємо як:

$A_{s1} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,295 \cdot 1000 \cdot 190 \cdot 13,3 / 209 = 3567$ мм²,

або $A_{s1} = M_{Ed} / f_{yd} \cdot \zeta \cdot d = 120 \cdot 10^6 / 209 \cdot 0,848 \cdot 190 = 3564$ мм².

10. Згідно сортаменту підбираємо таку арматуру 10Ø22 ($A_{s1} = 3800$ мм²).

11. Перевіряємо конструктивні обмеження:

$$A_{s1,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \frac{2,2}{240} 1000 \cdot 190 = 453 \text{ мм}^2 < A_{s1,prov} = 3800 \text{ мм}^2 \text{ і}$$

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 1000 \cdot 190 = 247 \text{ мм}^2 < A_{s1,prov} = 3800 \text{ мм}^2.$$

Переріз запроектовано вірно.

Приклад 2.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 30$ мм, бетон важкий класу С20/25, прийняти арматуру класу А500С. Згинальний момент, який діє в перерізі $M_{Ed} = 250$ кН·м.

Визначити: $A_{s1} = ?$ $A_{s2} = ?$ Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.3.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5, f_{cd} = 20/1,5 = 13,3 \text{ МПа}, f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}, \varepsilon_{cu} = 2,0 \text{ ‰},$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \text{ ‰}, f_{yd} = 500/1,15 = 435 \text{ МПа}, E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 435/21 \cdot 10^4 = 2,07 \text{ ‰}.$$

2. Попередньо передбачаємо $\varnothing = 20 \dots 25$ мм - тоді $a_1 = 30 + 10 = 40$ мм,

$$d = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ мм}.$$

3. Визначаємо величину коефіцієнта

$$\alpha_m = M_{Ed} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 250 \cdot 10^6 / 300 \cdot 560^2 \cdot 13,3 = 0,20.$$

4. По $\alpha_m = 0,20$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти

$$\omega = 0,227, \xi = 0,28 \text{ і } \zeta = 0,884.$$

При $\alpha_m = 0,2$ згідно таблиці 5.5 визначаємо, що деформований стан перерізу відповідає зоні 2, а це свідчить про те, що розтягнута арматура використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} .

5. Визначаємо відносну граничну висоту стиснутої зони перерізу

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,628.$$

6. Визначаємо коефіцієнт

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,628 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,628) = 0,376.$$

7. Перевіряємо умову $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$, $\alpha_m = 0,2 < \alpha_{m,lim} = 0,376$.

8. $A_{s2} = 0$ – стиснута арматура не потрібна за розрахунком, тобто бетон здатен сприйняти зусилля стиску;

9. Величину необхідної площі розтягнутої поздовжньої арматури визначаємо як:

$$A_{s1} = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} = 0,227 \cdot 300 \cdot 560 \cdot 13,3 / 435 = 1166 \text{ мм}^2,$$

$$\text{або } A_{s1} = M_{Ed} / f_{yd} \cdot \zeta \cdot d = 250 \cdot 10^6 / 435 \cdot 0,884 \cdot 560 = 1161 \text{ мм}^2.$$

10. Згідно сортаменту підбираємо таку арматуру 4Ø20 ($A_{s1} = 1256 \text{ мм}^2$).

11. Перевіряємо конструктивні обмеження:

$$A_{s1,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b \cdot d = 0,26 \frac{2,2}{500} 300 \cdot 560 = 193 \text{ мм}^2 < A_{s1,prov} =$$

$$= 1256 \text{ мм}^2 \text{ і}$$

$$A_{s1,min} = 0,0013 \cdot b \cdot d = 0,0013 \cdot 300 \cdot 560 = 504 \text{ мм}^2 < A_{s1,prov} = 1256 \text{ мм}^2.$$

Переріз запроектовано вірно

Приклад 3.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 300 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $c = 30 \text{ мм}$, бетон важкий класу C20/25, прийняти арматуру класу A500C. Згинальний момент, який діє в перерізі $M_{Ed} = 465 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Визначити: $A_{s1} = ?$ $A_{s2} = ?$ Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.3.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$$f_{ck} = 20 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5, f_{cd} = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ МПа}, f_{ctm} = 2,2 \text{ МПа}, \varepsilon_{cu} = 2,0 \%$$

$$\varepsilon_{cu2} = 3,5 \%, f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ МПа}, E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}, \varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 435 / 20 \cdot 10^4 = 2,17 \%$$

2. Попередньо передбачаємо $\varnothing = 20 \dots 25 \text{ мм}$ - тоді $a_1 = 30 + 20 = 50 \text{ мм}$,

$$d = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ мм} .$$

3. Визначаємо величину коефіцієнта

$$\alpha_m = M_{Ed} / b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 465 \cdot 10^6 / 300 \cdot 550^2 \cdot 13,3 = 0,385 .$$

4. По $\alpha_m = 0,20$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти $\omega = 0,385$, $\xi = 0,653$ і $\zeta = 0,729$.

5. Визначаємо відносну граничну висоту стиснутої зони перерізу

$$6. \xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,17 + 3,5} = 0,617 .$$

7. Визначаємо коефіцієнт

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371 .$$

8. Перевіряємо умову $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$.

Так як умова п.7 не виконується, $\alpha_m = 0,385 > \alpha_{m,lim} = 0,371$, в стиснутій зоні перерізу балки вимагається стиснута арматура A_{s2} за розрахунком, тобто бетон не здатен сприйняти зусилля стиску.

9. Визначаємо величину максимального згинального моменту, який може сприйняти стиснута зона перерізу балки:

$$M_{Rd,max} = \alpha_{m,lim} \cdot d^2 \cdot b \cdot f_{cd} = 0,371 \cdot 550^2 \cdot 300 \cdot 13,3 = 447787725 \text{ Н}\cdot\text{мм} \\ = 447,8 \text{ кН}\cdot\text{м} .$$

10. Визначаємо величину необхідної площі стиснутої арматури

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed} - M_{Rd,max}}{f_{yd}(d - a_2)} = \frac{465 \cdot 10^6 - 447,8 \cdot 10^6}{435 \cdot (550 - 40)} = 77,5 \text{ мм}^2 .$$

11. Величину необхідної площі розтягнутої поздовжньої арматури визначаємо як:

$$A_{s1} = 0,81 \xi_{lim} \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / f_{yd} + A_{s2} = 0,81 \cdot 0,617 \cdot 300 \cdot 550 \cdot 13,3 / 435 + 77,5 = \\ = 2521,3 + 77,5 = 2599 \text{ мм}^2 .$$

11. Згідно сортаменту призначаємо:

- в розтягнутій зоні – 4Ø25 і 2Ø22 ($A_{s1} = 1964 + 760 = 2724 \text{ мм}^2$);
- в стиснутій зоні, з конструктивних міркувань – 2Ø18 ($A_{s2} = 509 \text{ мм}^2$).

Приклад 4.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 250 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$, $c = 30 \text{ мм}$, бетон важкий класу С25/30, армована 4Ø20А400С ($A_{s1} = 1256 \text{ мм}^2$).

Визначити: Несучу здатність нормального перерізу $M_{Rd} = ?$
Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.4.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7$ МПа, $f_{ctm} = 2,6$ МПа, $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰,

$\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, $f_{yd} = 400/1,15 = 348$ МПа, $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 348/21 \cdot 10^4 = 1,66$ ‰.

2. Визначаємо $a_1 = 30 + 10 = 40$ мм,

$d = h - a = 500 - 40 = 460$ мм.

3. Визначаємо величину коефіцієнта ω

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{1256 \cdot 348}{250 \cdot 460 \cdot 16,7} = 0,228.$$

4. По $\omega = 0,228$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти

$\alpha_m = 0,201$, $\xi = 0,282$ і $\zeta = 0,883$.

При $\alpha_m = 0,228$ згідно таблиці 5.5 визначаємо, що деформований стан перерізу відповідає зоні 2, а це свідчить про те, що розтягнута арматура використовується з повним розрахунковим опором f_{yd} .

5. Визначаємо відносну граничну висоту стиснутої зони перерізу

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{1,66 + 3,5} = 0,628.$$

6. Визначаємо коефіцієнт

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,628 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,628) = 0,395.$$

7. Перевіряємо умову $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$, $\alpha_m = 0,201 < \alpha_{m,lim} = 0,395$.

8. Умова п.7 виконується, що свідчить, що переріз балки нормально армований $\sigma_{s1} = f_{yd}$.

9. Несучу здатність нормального перерізу балки визначаємо як:

$M_{Rd} = \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,201 \cdot 250 \cdot 460^2 \cdot 16,7 = 1775694306$ Н·мм = 178 кН·м,

або $M_{Rd} = A_{s1} \cdot f_{yd} \cdot \zeta \cdot d = 1256 \cdot 348 \cdot 0,883 \cdot 460 = 177536404$ Н·мм = 178 кН·м.

Приклад 5.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 250$ мм, $h = 500$ мм, $c = 30$ мм, бетон важкий класу C25/30, армована $4\varnothing 28A500C$ ($A_{s1} = 2463$ мм²).

Визначити: Несучу здатність нормального перерізу $M_{Rd} = ?$
Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.4.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7$ МПа, $f_{ctm} = 2,6$ МПа, $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰,

$\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, $f_{yd} = 500/1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 435/20 \cdot 10^4 = 2,17$ ‰.

2. Визначаємо $a_1 = 30 + 15 = 45$ мм,

$d = h - a = 500 - 45 = 455$ мм.

3. Визначаємо величину коефіцієнта ω

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2463 \cdot 435}{250 \cdot 455 \cdot 16,7} = 0,564.$$

4. По $\omega = 0,564$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти $\alpha_m = 0,40$, $\xi = 0,696$ і $\varepsilon_{s1} = 1,53$.

5. При $\alpha_m = 0,40$ згідно таблиці 5.5 визначаємо, що деформований стан перерізу відповідає зоні 3, а це свідчить про те, що переріз переармований і розтягнута арматура використовується з не повним розрахунковим опором, тобто $\sigma_{s1} < f_{yd}$.

6. Визначаємо відносну граничну висоту стиснутої зони перерізу $\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,17 + 3,5} = 0,617$.

7. Визначаємо коефіцієнт $\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,617 \cdot (1 - 0,416 \cdot 0,617) = 0,371$.

8. Перевіряємо умову $\alpha_m \leq \alpha_{m,lim}$, $\alpha_m = 0,40 > \alpha_{m,lim} = 0,371$.

9. Умова п.8 не виконується, що підтверджує те, переріз балки переармований і напруження в розтягнутій арматурі необхідно визначати з залежності $\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} \cdot E_s$.

10. Дійсну величину напруження в розтягнутій арматурі σ_{s1} визначають шляхом ітерацій добираючи значення параметрів ω і ε_{s1} так, щоб виконувалося рівняння $\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} - \varepsilon_{s1} \cdot E_s \cdot A_{s1} = 0$.

Відповідно до прикладу, що розглядається, це рівняння прийме вигляд:

$$\omega \cdot 250 \cdot 455 \cdot 16,7 - \varepsilon_{s1} \cdot 210000 \cdot 2463 = 0, \text{ або } 3,674 \cdot \omega - \varepsilon_{s1} = 0.$$

Отримане рівняння вирішуємо методом пробних підстановок ω і ε_{s1} з таблиці 5.5 змінюючи α_m до тих пір поки не буде виконана умова наведеного рівняння. Результати описаної процедури наведені в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1

№ спроб	Значення коефіцієнтів			Результат
	α_m	ω з таблиці 5.5	ε_{s1} з таблиці. 5.6	
1	0,4	0,564	1,53	0,542
2	0,376	0,51	2,06	- 0,186
3	0,380	0,518	1,97	- 0,067
4	0,382	0,522	1,925	- 0,007

Таким чином, остаточно приймаємо при $\alpha_m = 0,382$, $\varepsilon_{s1} = 1,925$ і $\zeta = 0,732$.

11. Несучу здатність нормального перерізу балки визначаємо як:

$$M_{Rd} = A_{s1} \cdot \varepsilon_{s1} E_s \cdot \zeta \cdot d = 2463 \cdot 1,925 \cdot 10^{-3} \cdot 21 \cdot 10^4 \cdot 0,732 \cdot 455 = \\ = 331617100 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 332 \text{ кН}\cdot\text{м}, \text{ або}$$

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} = 0,382 \cdot 250 \cdot 455^2 \cdot 16,7 = \\ = 330173821 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 330 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

Помилка в кінцевих результатах, при розрахунках за різними варіантами, може виникати внаслідок неточної інтерполяції при обчисленні розрахункових коефіцієнтів з допоміжних таблиць.

Приклад 6.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 300$ мм, $h = 700$ мм, $c = 30$ мм, бетон важкий класу С25/30, армована в розтягнутій зоні $4\varnothing 28A500C$ ($A_{s1} = 2463$ мм²), в стиснутій зоні $2\varnothing 20A500C$ ($A_{s1} = 628$ мм²).

Визначити: Несучу здатність нормального перерізу $M_{Rd} = ?$
Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.4.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7$ МПа, $f_{ctm} = 2,6$ МПа, $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰,

$\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, $f_{yd} = 500/1,15 = 435$ МПа, $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 435/20 \cdot 10^4 = 2,17$ ‰.

2. Визначаємо $a_1 = 30 + 15 = 45$ мм, $a_2 = 30 + 10 = 40$ мм,
 $d = h - a = 700 - 45 = 655$ мм.

3. Рівень напруження в стиснутій арматурі не відомий і його значення слід встановлювати ітераційним шляхом. Визначаємо величину коефіцієнта ω з виразу (6.13), прийняв на першому кроці ітерації $k_{s2} = 1,0$:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2463 \cdot 435 - 628 \cdot 1 \cdot 435}{300 \cdot 655 \cdot 16,7} = 0,243.$$

4. По $\omega = 0,243$ з допоміжної таблиці 1 визначаємо коефіцієнти $\alpha_m = 0,213$, $\xi = 0,30$ (зона деформування 2). Використовуючи вираз (5.13) при $\xi = 0,30$, коефіцієнт k_{s2} можна визначити з виразу:

$$k_{s2} = 0,0035 \frac{\xi - \frac{a_2}{d}}{\xi} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = 0,0035 \frac{0,3 - \frac{40}{655}}{0,3} \cdot \frac{200000}{435} = 1,281.$$

Приймаємо $k_{s2} = 1,0$. Це свідчить що напруження в стиснутій арматурі рівняється $\sigma_{s2} = f_{yd}$.

Використовуючи допоміжну таблицю 4.7, також отримуємо $k_{s2} = 1,0$.

5. Ітераційне уточнення k_{s2} не потрібне і подальший розрахунок ведемо при уже отриманих значеннях $\alpha_m = 0,213$ і $k_{s2} = 1,0$.

6. Несучу здатність нормального перерізу балки визначаємо як:

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot (d - a_2) \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} = 0,213 \cdot 300 \cdot 655^2 \cdot 16,7 + 628 \cdot (655 - 40) \cdot 1 \cdot 435 = 625831148 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 626 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

Приклад 7.

Дано: Балка прямокутного перерізу з розмірами: $b = 400$ мм, $h = 700$ мм, $a_1 = 50$ мм, $a_2 = 40$ мм, бетон важкий класу С25/30, армована в розтягнутій зоні 8Ø20А400С ($A_{s1} = 2514$ мм²), в стиснутій зоні 4Ø20А400С ($A_{s1} = 1256$ мм²).

Визначити: Несучу здатність нормального перерізу $M_{Rd} = ?$
 Розрахунок виконуємо згідно алгоритму, наведеному на рис. 6.4.

Хід розрахунку

1. Згідно таблиць ДБН В.2.6 та ЄВРОКОД-2 знаходимо:

$f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 25/1,5 = 16,7$ МПа, $f_{ctm} = 2,6$ МПа, $\varepsilon_{cu} = 2,0$ ‰,

$\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰, $f_{yd} = 400/1,15 = 348$ МПа, $E_s = 21 \cdot 10^4$ МПа, $\varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s =$
 $= 348/21 \cdot 10^4 = 1,74$ ‰.

2. Визначаємо $d = h - a = 700 - 50 = 650$ мм.

3. Рівень напруження в стиснутій арматурі не відомий і його значення слід встановлювати ітераційним шляхом. Визначаємо величину коефіцієнта ω з виразу (6.13), прийняв на першому кроці ітерації $k_{s2} = 1,0$:

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2514 \cdot 348 - 1256 \cdot 1 \cdot 348}{400 \cdot 650 \cdot 16,7} = 0,101.$$

4. По $\omega = 0,101$ з допоміжної таблиці 5.5 визначаємо коефіцієнти $\alpha_m = 0,097$, $\xi = 0,157$ (зона деформування 1a). Використовуючи вираз (5.12) при $\xi = 0,30$, коефіцієнт k_{s2} можна визначити з виразу:

$$k_{s2} = 0,01 \frac{\xi - \frac{a_2}{d}}{1 - \xi} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} = 0,01 \frac{0,157 - \frac{40}{655}}{1 - 0,157} \cdot \frac{200000}{348} = 0,650.$$

Це свідчить що напруження в стиснутій арматурі рівняється $\sigma_{s2} < f_{yd}$.

Використовуючи допоміжну таблицю 5.6, також отримуємо $k_{s2} = 0,65$.

5. Ітераційне уточнення k_{s2} необхідне і воно виконується в такій послідовності. При $k_{s2} = 0,65$ з виразу, наведеного в п.3, визначаємо нове значення ω , по якому з табл. 1 визначаємо ξ , а з табл. 5.6 знаходимо наступне значення k_{s2} . Розрахунок закінчуємо коли різниця між попередньою і наступною величинами коефіцієнта k_{s2} не перевищує 5 %.

Результати описаної процедури наведені в таблиці 6.2.

Таблиця 6.2

№ ітерацій	Значення коефіцієнтів			Різниця значень k_{s2}
	ω з розр. п. 3	ξ з таблиці. 5.5	k_{s2} з таблиці 5.6	
1	0,101	0,157	1,00	
2	0,137	0,191	0,650	54 %
3	0,110	0,166	0,914	41 %
4	0,382	0,186	0,716	28 %
5	0,130	0,169	0,874	22 %
6	0,114	0,182	0,739	18 %
7	0,127	0,172	0,842	14 %
8	0,117	0,180	0,762	10 %
9	0,125	0,174	0,826	8 %
10	0,124	0,179	0,778	6 %
			0,818	5 %

Примітка. При виконанні розрахункових студентських робіт достатня точність визначення k_{s2} – 10%.

Таким чином, остаточно приймаємо: $\xi = 0,179$, $\alpha_m = 0,116$, $k_{s2} = 0,818$.

6. Несучу здатність нормального перерізу балки визначаємо як:

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot (d - a_2) \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} = 0,116 \cdot 400 \cdot 650^2 \cdot 16,7 + 1256 \cdot (650 - 40) \cdot 0,818 \cdot 348 = 546700000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 547 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

7. РОЗРАХУНКИ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ

7.1. РОЗРАХУНКОВІ ВИПАДКИ

Правила геометричної ідеалізації таврових перерізів, які відносяться в основному до призначення ефективної ширини полиці b_{eff} , викладені в розділі 2.4.

Залежно від положення нейтральної осі розглядають два розрахункових випадки, для яких розрахункові схеми зусиль показані на рис. 7.1.

При товщині полиці h_f , ввівши безрозмірний коефіцієнт $\beta = h_f / d$, умови, що визначають розрахунковий випадок, в залежності від положення нейтральної осі перерізу, можна записати як:

при

$$x \leq h_f \text{ або } \xi \leq \beta, \quad (7.1)$$

– нейтральна вісь знаходиться в полиці товщиною h_f ;

при

$$x > h_f \text{ або } \xi > \beta, \quad (7.2)$$

– нейтральна вісь розташована за межами полиці і перетинає ребро тавра.

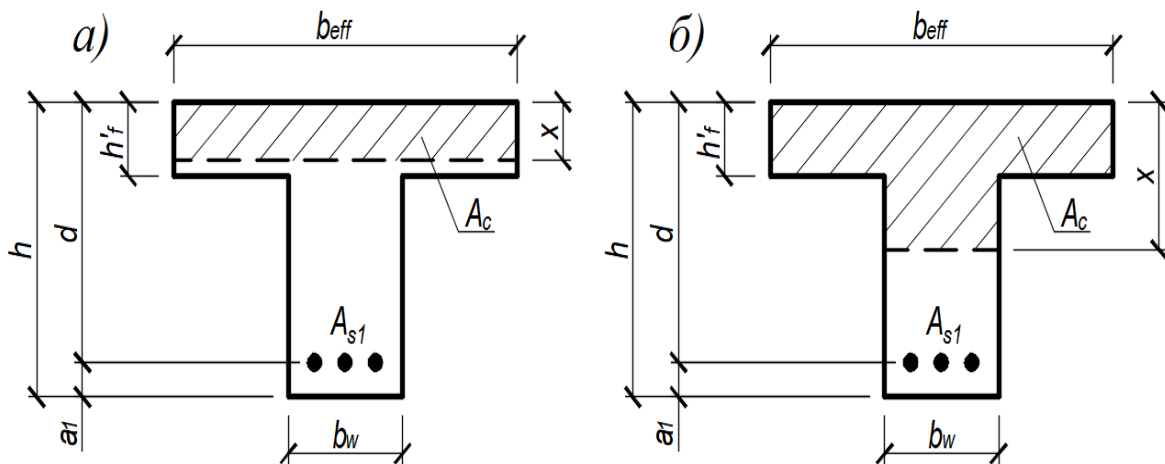


Рис. 7.1. Розрахункові випадки для таврових перерізів в залежності від положення нейтральної осі:

- а) нейтральна вісь розташована в полиці;
- б) нейтральна вісь розташована в ребрі.

По аналогії з прямокутними перерізами, при розрахунку таврових перерізів також існує кілька розрахункових ситуацій, в залежності від форми епюри напружень в стиснутій зоні. При цьому характер розподілу стискаючих напружень залежить від відносної товщини полиці β і відносної висоти стиснутої зони ξ . При цьому в поперечному перерізі таврової балки можуть виникнути три розрахункові ситуації, що відповідають прийнятним зонам деформування 1а, 1б або 2 стиснутій полиці.

При виконанні умови (7.1), нейтральна вісь проходить в полиці перерізу, і розрахунок таврових перерізів ведуть як прямокутних з

умовною шириною перерізу рівною розрахунковій ширині стиснутої полиці $b = b_{eff}$ відповідно до розділу 6.1 з використанням табл.5.5.

Якщо нейтральна вісь розташована в ребрі (умова 7.2), форма епюр стискаючих напружень в полиці таврового перерізу може бути такою, як показано на рис. 7.2а, б, в. Як і в першому випадку, рішення слід шукати в зонах деформування 1а, 1б і 2. Загальне рішення для цього випадку можна отримати за допомогою принципу суперпозиції двох взаємодоповнюючих схем поперечного перерізу «1» і «2», наведених на рис. 7.3.

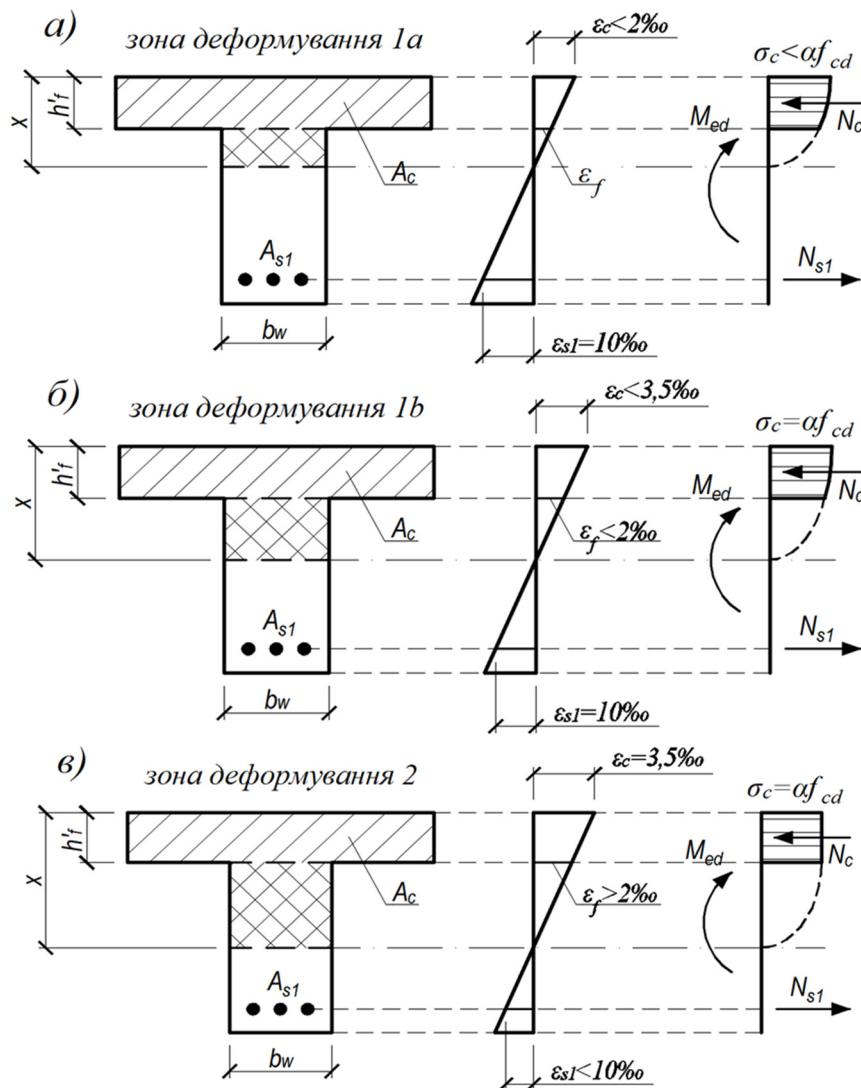


Рис. 7.2. Можливі форми епюр напружень в стиснутій зоні перерізу при розташуванні нейтральної осі в ребрі балки:
 а) і б) складна епюра напружень в полиці;
 в) прямокутна епюра напружень.

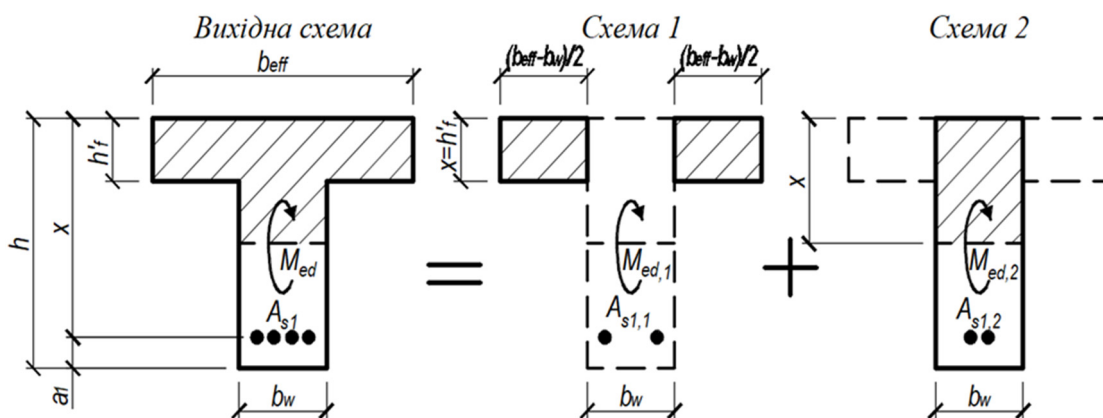


Рис. 7.3. Розрахункові схеми «1» і «2» при визначенні міцності таврового перетину для випадку, коли нейтральна вісь розташована в ребрі

Відповідно до схеми «1» стиснута зона розташовується тільки в межах звисів полиці таврового перетину, а стиснута зона за схемою «2» включає в себе тільки ребро шириною b_w . Як показано на рис.7.2, епюра напружень в полиці може бути представлена частиною параболи (рис. 7.2а), складатися з прямокутника і фрагмента повної параболи (рис. 7.2б) або мати вигляд прямокутника (рис. 7.2в).

7.2. РОЗРАХУНКОВІ РІВНЯННЯ

Визначення розрахункового випадку для схеми «1» виконується шляхом аналізу розподілу деформацій в перерізі полиці з використанням гіпотези плоских перерізів. Для виявлення розрахункового випадку по схемі «1» необхідно визначити відносну деформацію ε_f перерізу (див. рис.7.2) на рівні межі між полицею і ребром.

Можна записати наступні лінійні пропорції:

при $0 < \xi \leq 0,259$ (зона деформування 1а або 1б)

$$\frac{x - h'_f}{\varepsilon_f} = \frac{d - x}{10,0} \rightarrow \varepsilon_f = 10,0 \frac{x - h'_f}{d - x} \quad [\text{‰}] \quad (7.3)$$

при $\xi > 0,259$ (зона 2 або 3)

$$\frac{x - h'_f}{\varepsilon_f} = \frac{x}{3,5} \rightarrow \varepsilon_f = 3,5 \frac{x - h'_f}{x} \quad [\text{‰}] \quad (7.4)$$

Складний характер епюри напружень в полиці (рис. 7.2а або 7.2б) виникає в випадку коли деформація поперечного перерізу на межі полиці і ребра складає $\varepsilon_f < 2,0 \text{ ‰}$.

При використанні безрозмірних співвідношень ξ і β отримуємо наступні умови розрахунку:

– при $0 < \xi \leq 0,259$ (зона деформування 1а або 1б)

$$\xi < \frac{1}{6} + \frac{5}{6}\beta \quad (7.5)$$

– при $\xi > 0,259$ (зона 2 або 3)

$$\xi < \frac{7}{3}\beta \quad (7.6)$$

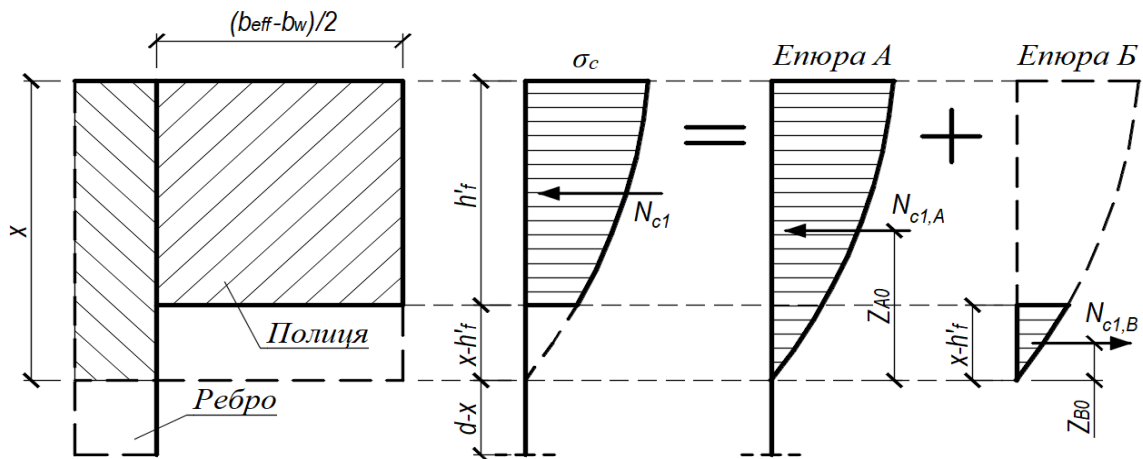


Рис. 7.4. Застосування принципу суперпозиції епюр стискаючих напружень в полиці при розрахунку таврового перетину (схема «1» в зоні деформування 1а)

Рішення задачі для схеми "I" отримують шляхом застосування двох взаємодоповнюючих епюр напружень для відповідного характерного випадку розподілу відносних деформацій по висоті перетину. Як це, наприклад, показано на рис. 7.4., для зони деформування 1а.

Відповідно до представлені концепції, фактичний розподіл стискаючих напружень на висоті полиці h_f , що включає в себе тільки його звиси, замінюється епюром напружень для полиці висотою x (епюра А) і епюром фіктивних стискаючих напружень (епюра Б), що

розглядається з протилежним знаком на ділянці, розташованій нижче полиці h_f .

Епюра A представлена результуючими стискаючими напруженнями $F_{c1,A}$, з плечем $z_{c1,A}$ відносно центра ваги розтягнутої арматури. Епюра B (фіктивні стискаючі напруження) описується аналогічно – через результуючу $F_{c1,B}$, прикладену з плечем $z_{c1,B}$. Використовуючи принцип суперпозиції для схеми «1» можна записати:

$$N_{c1} = N_{c1,A} - N_{c1,B} \quad (7.7)$$

$$M_{Rd,1} = N_{c1,A} \cdot z_{c1,A} - N_{c1,B} \cdot z_{c1,B} \quad (7.8)$$

Величину $F_{c1,A}$ розраховують відповідно до положень, наведених у розділі 6, як для прямокутного перетину шириною $b = b_{eff} - b_w$. Результуючу $N_{c1,B}$ слід визначити, розглянувши епюру B (рис. 7.4) у відповідній зоні деформування. У цій же зоні деформування слід розглядати і епюру A .

Виходячи з принципу суперпозиції в загальному випадку, рівняння для визначення N_{c1} можна записати як:

$$N_{c1} = (b_{eff} - b_w) \alpha \cdot f_{cd} \left\{ \int_0^x \left(\varepsilon_{cy} - \frac{\varepsilon_{cy}}{4} \right) dy - \int_0^{x-h_f} \left(\varepsilon_{cy} - \frac{\varepsilon_{cy}}{4} \right) dy \right\} \quad (7.9)$$

де ε_{cy} - функція зміни відносних деформацій по висоті стиснутої зони перерізу, яка визначається відповідно до гіпотези плоских перерізів для відповідного інтервалу деформування 1а, 1б (при $\varepsilon_{sT} = 10 \text{ ‰}$) або 2 (при $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$)

Шляхом інтегрування рівняння (7,9) для відповідних зон деформування отримують значення рівнодіючої N_{c1} в стиснутій зоні поперечного перерізу. В загальному випадку рівнодіюче N_{c1} після інтегрування рівняння (7,9), при розрахунку елементів з бетону класу міцності на стиск в діапазоні C50/60 можна записати як:

$$N_{c1} = \omega_T \beta d (b_{eff} - b_w) f_{cd}, \quad (7.10)$$

де ω_T – безрозмірний коефіцієнт повноти епюри напружень в полиці, відповідно до відносної сили в стиснутій зоні поперечного перерізу, і визначений для відповідної зони деформування в залежності від ξ і β згідно з табл. 7.1.

Для визначення міцності при згині за схемою «1» необхідно розрахувати плече внутрішньої пари сил $z_{cl,A}$ (для ділянки A), а також $z_{cl,B}$ (для ділянки B). Відстані від нейтральної осі до точок прикладання рівнодіючих $F_{cl,A}$ і $F_{cl,B}$ (див. рис. 7.3) визначається в загальному вигляді відношенням статичного моменту епюри стискаючих напружень відносно нейтральної осі до площі цієї епюри для відповідного розрахункового випадку.

У загальному випадку, використовуючи рівняння (7.8), момент, що сприймається поперечним перерізом при розрахунку за схемою «1» (див. рис. 7.3), можна записати:

$$M_{Rd,1} = \alpha_T d^2 (b_{eff} - b_w) f_{cd}, \quad (7.11)$$

де α_T – безрозмірний коефіцієнт, який відповідає відносному моменту рівнодіючої в стиснутій зоні бетону N_{cl} , взятому відносно розтягнутої арматури і визначається для відповідної зони деформування в залежності від ξ і β згідно табл. 7.2.

В результаті міцність нормального перетину таврової балки визначається шляхом об'єднання результатів розрахунків, отриманих за схемами «1» і «2». Оскільки схема «2» (див. рис. 6.26) передбачає, що стиснута зона розташована тільки в межах ребра і являє собою прямокутник шириною b_w , то міцність перетину визначається відповідно до положень про обчислення прямокутних перетинів, викладених в розділі 6.

Тоді момент, який може сприйняти тавровий переріз, з урахуванням міркувань, сформульованих вище, можна записати:

$$M_{Rd} = [\alpha_T (b_{eff} - b_w) + \alpha_m b_w] d^2 \alpha f_{cd} \quad (7.12)$$

Для обчислення допоміжних функцій α_t і α_m необхідно визначити відносну висоту стиснутої зони ξ для заданих характеристик таврового

перерізу і при відомій площі розтягнутої арматури A_{st} . Ці величини можна визначити з умов рівноваги внутрішніх сил в поперечному перерізі.

Таблиця 7.1

Значення коефіцієнта ω_T для розрахунків при згині перерізів таврового профілю

Зона деформування	Значення ξ	Коефіцієнт ω_T для $\beta = h_f/d$						
		$\beta=0,08$	$\beta=0,10$	$\beta=0,12$	$\beta=0,14$	$\beta=0,16$	$\beta=0,18$	$\beta=0,20$
1a	0,08	—	—	—	—	—	—	—
	0,09	0,037	—	—	—	—	—	—
	0,10	0,043	—	—	—	—	—	—
	0,11	0,049	0,054	—	—	—	—	—
	0,12	0,055	0,061	—	—	—	—	—
	0,13	0,060	0,068	0,073	—	—	—	—
	0,14	0,065	0,074	0,081	—	—	—	—
	0,15	0,068	0,080	0,088	0,093	—	—	—
	0,16	0,072	0,085	0,095	0,102	—	—	—
	0,167	0,073	0,088	0,099	0,107	0,111	—	—
1b	0,17	0,075	0,090	0,101	0,110	0,115	—	—
	0,18	0,076	0,093	0,106	0,116	0,123	—	—
	0,19	0,078	0,095	0,110	0,122	0,131	0,136	—
	0,20	0,079	0,098	0,114	0,127	0,138	0,145	—
	0,21	0,079	0,098	0,116	0,131	0,143	0,152	0,157
	0,22	0,080	0,099	0,118	0,134	0,148	0,159	0,166
	0,23	0,080	0,100	0,119	0,137	0,152	0,165	0,174
	0,24	0,080	0,100	0,119	0,138	0,154	0,168	0,179
	0,25	—	0,100	0,120	0,139	0,157	0,172	0,185
	2	0,26	—	—	0,120	0,139	0,158	0,175
0,27		—	—	0,120	0,140	0,159	0,177	0,192
0,28		—	—	0,120	0,140	0,160	0,178	0,194
0,29		—	—	—	0,140	0,160	0,178	0,195
0,30		—	—	—	0,140	0,160	0,179	0,196
0,31		—	—	—	0,140	0,160	0,179	0,197
0,32		—	—	—	0,140	0,160	0,179	0,197
0,33		—	—	—	0,140	0,160	0,179	0,198
0,34		—	—	—	—	0,160	0,179	0,198
0,35		—	—	—	—	0,160	0,180	0,199
0,36		—	—	—	—	0,160	0,180	0,199
0,37		—	—	—	—	0,160	0,180	0,200
0,38		—	—	—	—	0,160	0,180	0,200
0,39		—	—	—	—	—	0,180	0,200
0,40		—	—	—	—	—	0,180	0,200
0,41		—	—	—	—	—	0,180	0,200
0,42		—	—	—	—	—	0,180	0,200
0,43		—	—	—	—	—	—	0,200
0,44	—	—	—	—	—	—	0,200	
0,45	—	—	—	—	—	—	0,200	

	0,46	—	—	—	—	—	—	0,200
	0,47	—	—	—	—	—	—	0,200
		—	—	—	—	—	—	
Примітка. При відсутності в таблиці значення коефіцієнта ω_T його слід приймати як $\omega_T = \beta$								

Таблиця 7.2

Значення коефіцієнта α_T для розрахунків при згині перерізів таврового профілю

Зона деформування	Значення ξ	Коефіцієнт α_T для $\beta = h_f/d$						
		$\beta=0,08$	$\beta=0,10$	$\beta=0,12$	$\beta=0,14$	$\beta=0,16$	$\beta=0,18$	$\beta=0,20$
1a	0,08	—	—	—	—	—	—	—
	0,09	0,036	—	—	—	—	—	—
	0,10	0,042	—	—	—	—	—	—
	0,11	0,048	0,052	—	—	—	—	—
	0,12	0,053	0,059	—	—	—	—	—
	0,13	0,058	0,066	0,070	—	—	—	—
	0,14	0,062	0,071	0,077	—	—	—	—
	0,15	0,066	0,076	0,084	0,088	—	—	—
	0,16	0,069	0,081	0,090	0,096	—	—	—
	0,167	0,071	0,084	0,094	0,101	—	—	—
1b	0,17	0,072	0,085	0,095	0,103	0,107	—	—
	0,18	0,074	0,089	0,100	0,1096	0,115	—	—
	0,19	0,075	0,091	0,104	0,114	0,122	0,126	—
	0,20	0,076	0,092	0,107	0,118	0,127	0,133	—
	0,21	0,076	0,093	0,109	0,122	0,132	0,140	0,144
	0,22	0,077	0,094	0,111	0,125	0,137	0,145	0,151
	0,23	0,077	0,095	0,112	0,127	0,140	0,150	0,158
	0,24	0,077	0,095	0,113	0,129	0,143	0,155	0,163
	0,25	—	0,095	0,113	0,129	0,144	0,157	0,167
2	0,26	—	—	0,113	0,130	0,146	0,159	0,171
	0,27	—	—	0,113	0,130	0,146	0,161	0,173
	0,28	—	—	0,113	0,130	0,147	0,162	0,174
	0,29	—	—	—	0,130	0,147	0,162	0,175
	0,30	—	—	—	0,130	0,147	0,163	0,176
	0,31	—	—	—	0,130	0,147	0,163	0,177
	0,32	—	—	—	0,130	0,147	0,163	0,178
	0,33	—	—	—	0,130	0,147	0,163	0,178
	0,34	—	—	—	—	0,147	0,163	0,178
	0,35	—	—	—	—	0,147	0,163	0,179
	0,36	—	—	—	—	0,147	0,163	0,179
	0,37	—	—	—	—	0,147	0,163	0,179
	0,38	—	—	—	—	0,147	0,163	0,180
	0,39	—	—	—	—	—	0,163	0,180
	0,40	—	—	—	—	—	0,163	0,180
	0,41	—	—	—	—	—	0,163	0,180
	0,42	—	—	—	—	—	0,163	0,180
	0,43	—	—	—	—	—	—	0,180

	0,44	—	—	—	—	—	—	0,180
	0,45	—	—	—	—	—	—	0,180
	0,46	—	—	—	—	—	—	0,180
	0,47	—	—	—	—	—	—	0,180
	—	—	—	—	—	—	—	—
Примітка. При відсутності в таблиці значення коефіцієнта α_T його слід приймати як $\alpha_T = \beta(1 - 0,5\beta)$								

7.3. ИЗНАЧЕННЯ ПЛОЩІ АРМАТУРИ В ЕЛЕМЕНТАХ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ

При заданих розмірах таврового перерізу (b_{eff} , b_w , h_f , h) і розрахунковому моменту M_{Ed} спочатку уточнюють положення нейтральної осі в перерізі. Для цього визначають коефіцієнт α_m з передумови, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра ($b_w = b_{eff}$)

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{b_{eff} d^2 f_{cd}} \quad (7.13)$$

З табл.5.5 визначають коефіцієнти ξ і ω . Якщо виконується умова (7.14), то прийняте припущення про положення нейтральної осі вірне і необхідну площу арматури знаходять з виразу (7.15).

$$\xi \leq \beta = \frac{h_f}{d} \quad (7.14)$$

$$A_{s1} = \omega d b_{eff} \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.15)$$

Якщо $\xi > \beta$ то нейтральна вісь знаходиться в ребрі і її положення шукають з рівняння (7.16).

$$\alpha_m + \alpha_T \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) - \frac{M_{Ed}}{b_w d^2 f_{cd}} = 0 \quad (7.16)$$

де α_m – табличний коефіцієнт залежить від ξ і визначається згідно табл. 5.5;

α_T – табличний коефіцієнт залежить від параметрів ξ і β і визначається згідно табл. 7.2.

Рівняння (7.16) вирішують методом підбору коефіцієнтів α_m і α_T , після чого по підбраному α_m з табл. 5.5 знаходять параметр стиснутої зони ξ .

Визначення необхідної площі арматури виконують відповідно до схем 1 та 2 згідно рис. 7.3.

$$A_{s1,1} = \omega_T (b_{eff} - b_w) d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.17)$$

де ω_T – коефіцієнт приймають згідно табл. 7.1 в залежності від параметрів ξ і β .

Площу арматури для схеми 2 визначають використовуючи коефіцієнт ω , який приймають згідно табл.5.5 при скорегованому значенні ξ .

Якщо $\omega \leq \omega_{lim}$, то тавровий переріз проектується з одиночною арматурою, а площа арматури для схеми 2 визначається як

$$A_{s1,2} = \omega d b_w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (7.18)$$

А сумарну площа арматури в розтягнутій зоні перерізу знаходять як $A_{s1} = A_{s1,1} + A_{s1,2}$.

Якщо $\omega > \omega_{lim}$, то необхідно проектувати тавровий переріз з подвійним армуванням, тобто з арматурою в розтягнутій зоні перерізу A_{s1} і в стиснутій зоні A_{s2} .

Тоді для схеми 2 арматура $A_{s1,2}$ визначається з виразу (7.18) при значенні $\omega = \omega_{lim}$. При цьому необхідно визначати також арматуру $A_{s1,3}$, величина якої рівняється площі арматури стиснутої зони A_{s2} .

$$A_{s1,3} = A_{s2} = \frac{\Delta M_{Ed}}{f_{yd}(d - a_2)} \quad (7.19)$$

$$а \quad \Delta M_{Ed} = M_{Ed} - [\beta(1 - 0,5\beta)(b_{eff} - b_w) + b_w] d^2 f_{cd} \quad (7.20)$$

Алгоритм визначення площі арматури в перерізах таврового профілю наведено на рис. 7.5.

При цьому мінімальну площу арматури в тавровому перерізі призначають як і в прямокутному перерізі з шириною $b = b_w$.

7.4. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ЕЛЕМЕНТІВ ТАВРОВОГО ПРОФІЛЮ

При визначенні несучої здатності елементів таврового профілю при згині в першому наближенні передбачають 1 випадок роботи перерізу, коли нейтральна вісь знаходиться в межах полиці тавра, і величину коефіцієнта ω шукають як для прямокутного перерізу шириною $b = b_{eff}$.

$$\omega = \frac{A_{s1}f_{yd}}{b_{eff}df_{cd}} \quad (7.21)$$

По отриманому значенню ω з табл. 5.5 знаходять значення коефіцієнтів ξ і α_m .

Якщо $\xi \leq \beta$ то несучу здатність перерізу визначають як:

$$M_{Rd} = \alpha_m d^2 b_{eff} f_{cd} \quad (7.22)$$

Якщо $\xi > \beta$ то переріз необхідно розраховувати за випадком 2 і положення нейтральної осі шукають з рівняння (7.23):

$$\omega + \omega_T \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) - \frac{A_{s1}f_{yd}}{b_w d f_{cd}} = 0 \quad (7.23)$$

де ω і ω_T – коефіцієнти, які функціонально залежать від параметрів ξ і β .

Методом підбору параметра стиснутої зони ξ , знаходять коефіцієнти ω і ω_T , при яких задовольняється умова вирішення рівняння (7.23).

Несучу здатність таврового перерізу шукають як:

$$M_{Rd} = [\alpha_T (b_{eff} - b_w) + \alpha_m b_w] d^2 f_{cd} \quad (7.24)$$

Якщо епюра напружень в полиці має прямокутну форму, що справедливо при $\varepsilon_f \geq 2\%$ то несучу здатність перерізу шукають як:

$$M_{Rd} = [\beta(1 - 0.5\beta)(b_{eff} - b_w) + \alpha_m b_w] d^2 f_{cd} \quad (7.25)$$

Алгоритм визначення несучої здатності перерізів таврового профілю наведено на рис. 7.6 і 7.7.

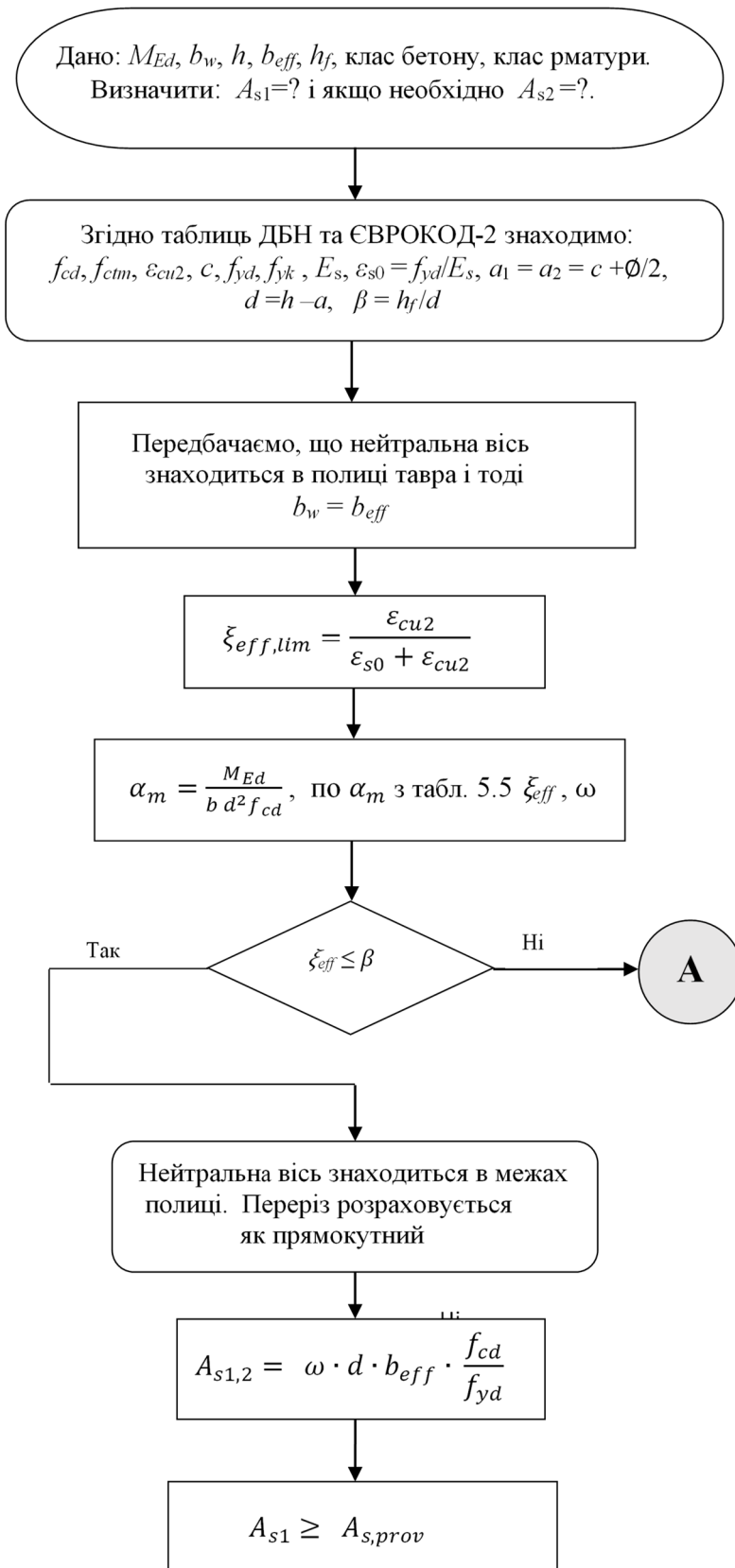


Рис. 7.5, а. Визначення необхідного армування A_{s1} і A_{s2} в поперечних перерізах таврового профілю (початок).

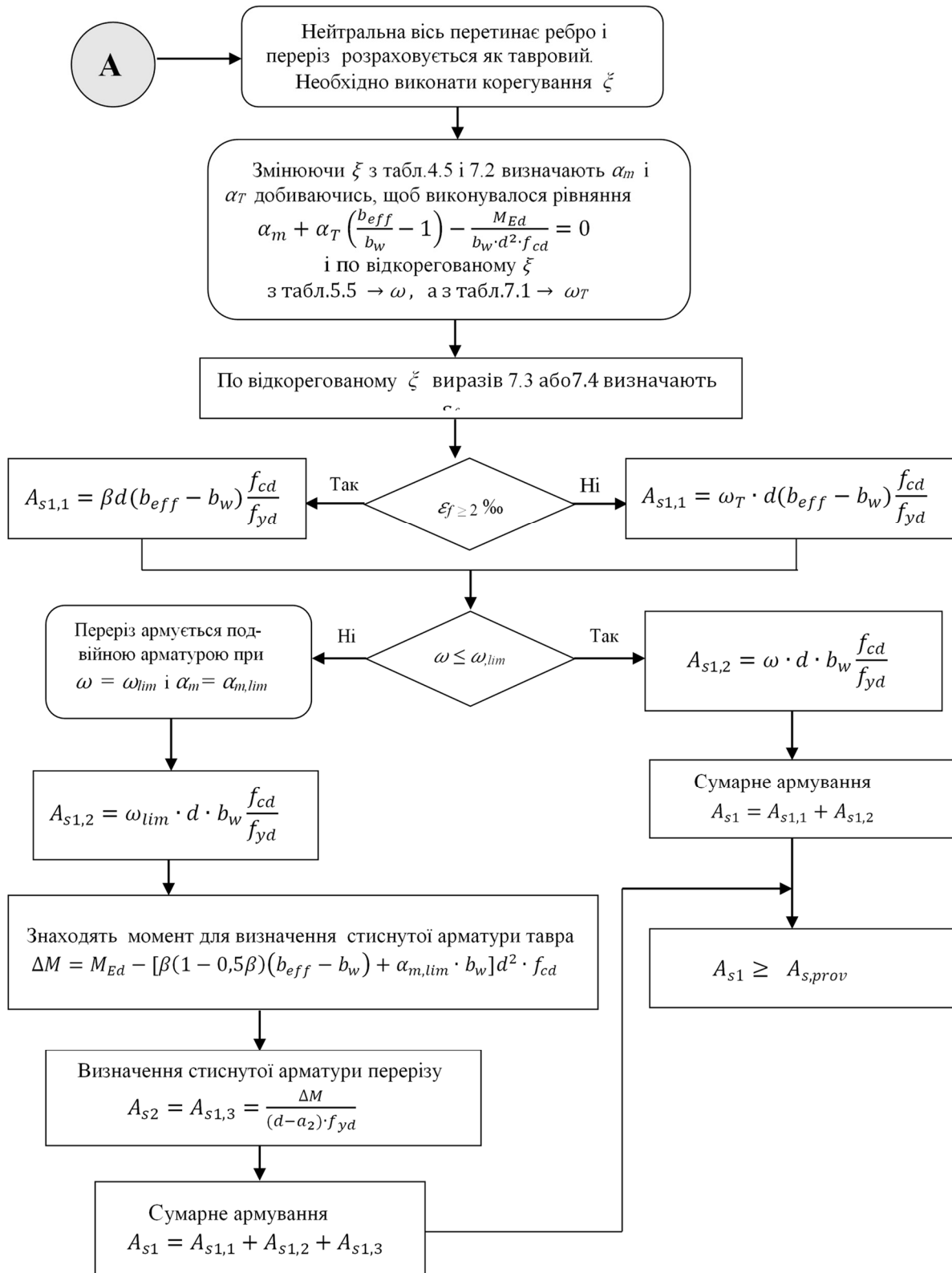


Рис. 7.5, б. Визначення необхідного армування A_{s1} і A_{s2} в поперечних перерізах таврового профілю (закінчення)

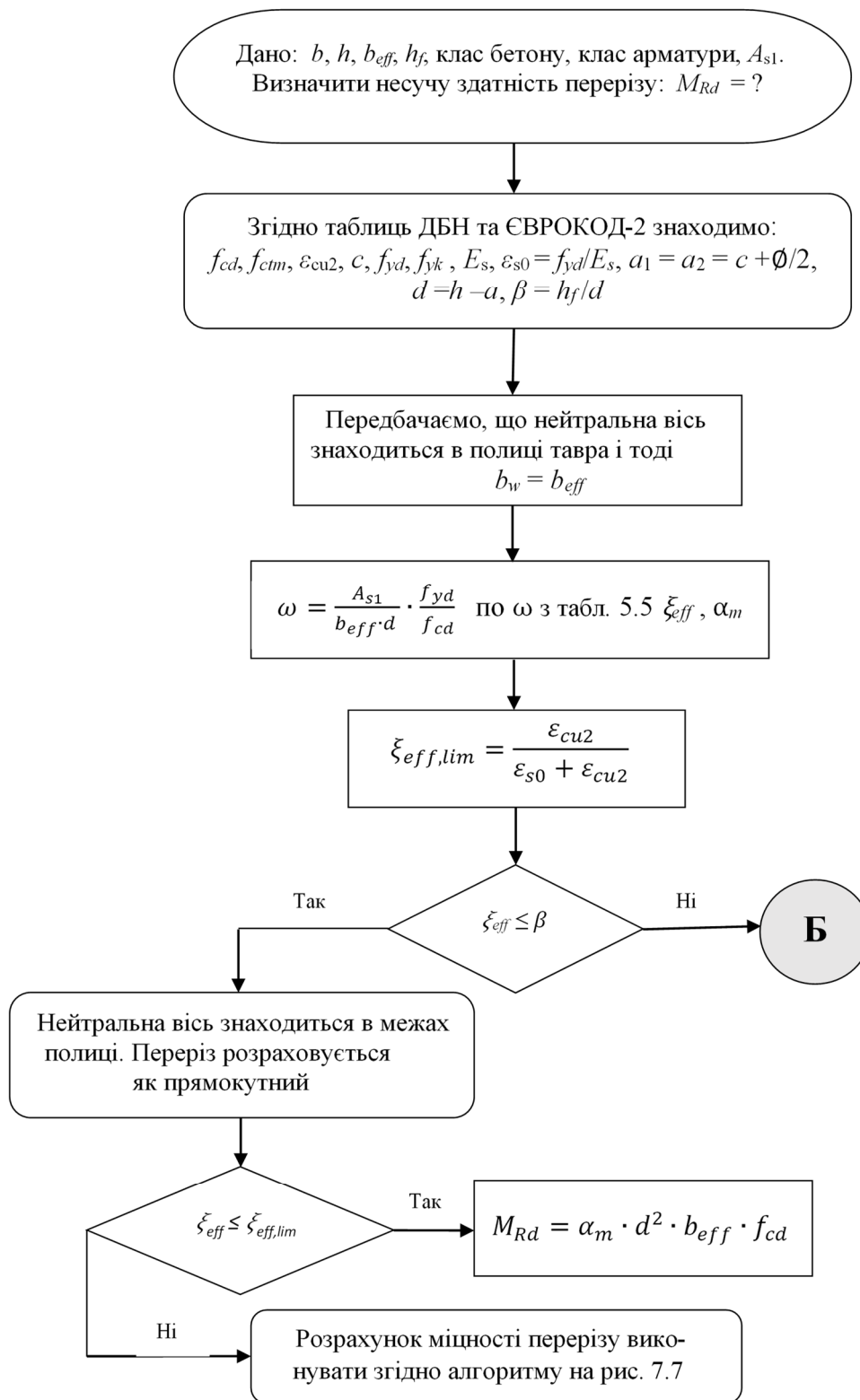


Рис. 7.6, а. Визначення несучої здатності перерізу таврового профілю, армованого одиночною арматурою A_{s1} (початок).

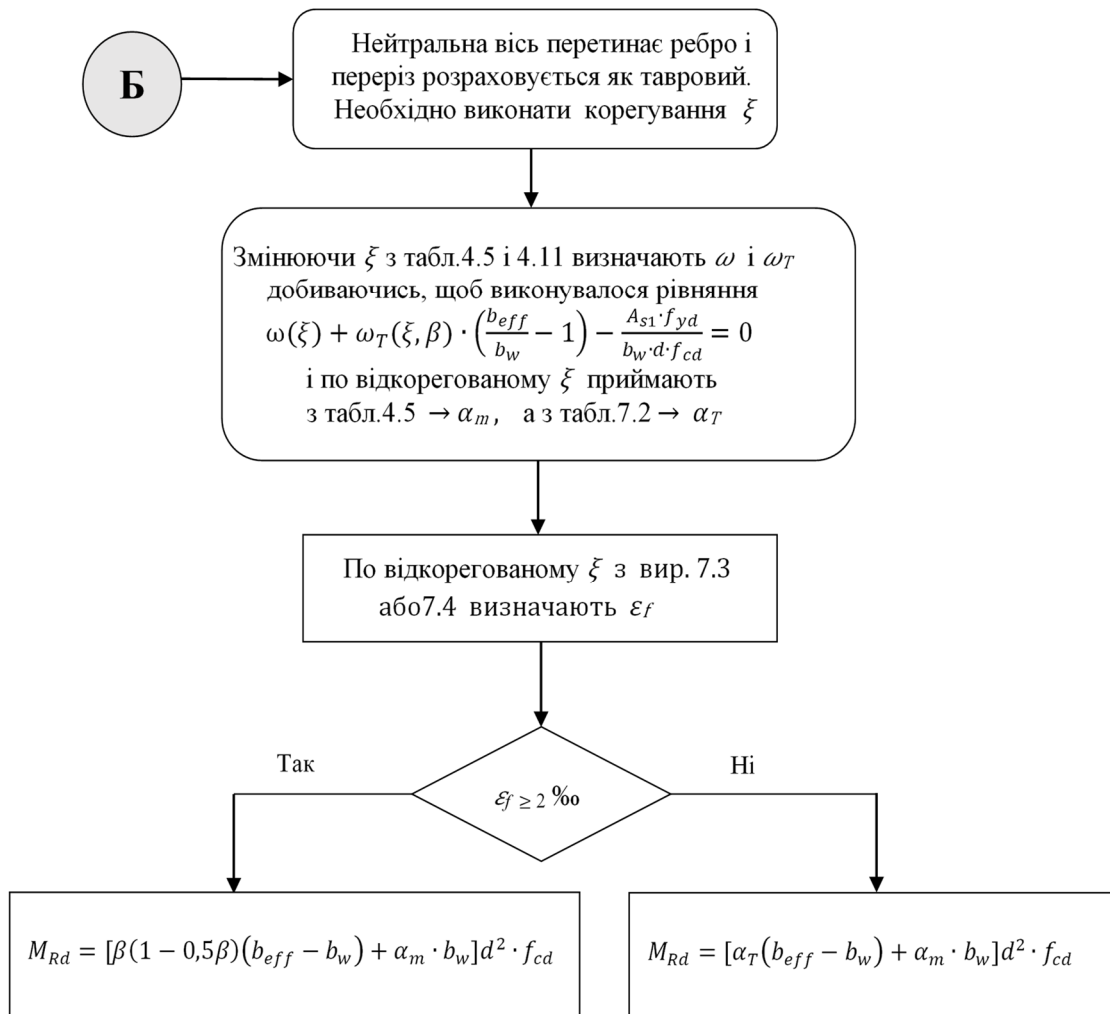


Рис. 7.6, б. Визначення несучої здатності перерізу таврового профілю, армованого одиночною арматурою A_{s1} (закінчення)

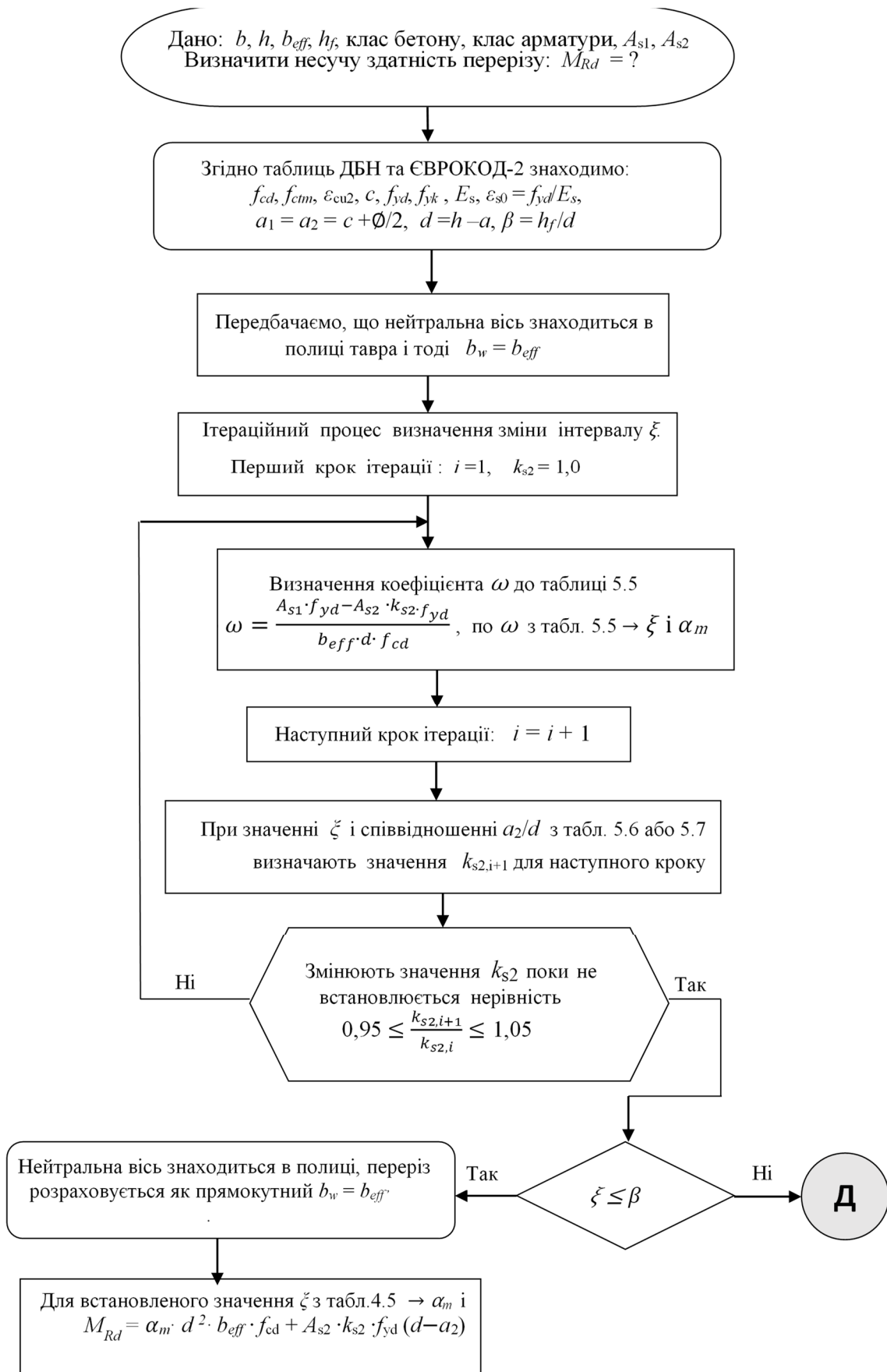


Рис.7.7, а. Визначення несучої здатності перерізу таврового профілю армованого подвійною арматурою A_{s1} і A_{s2} , (початок).

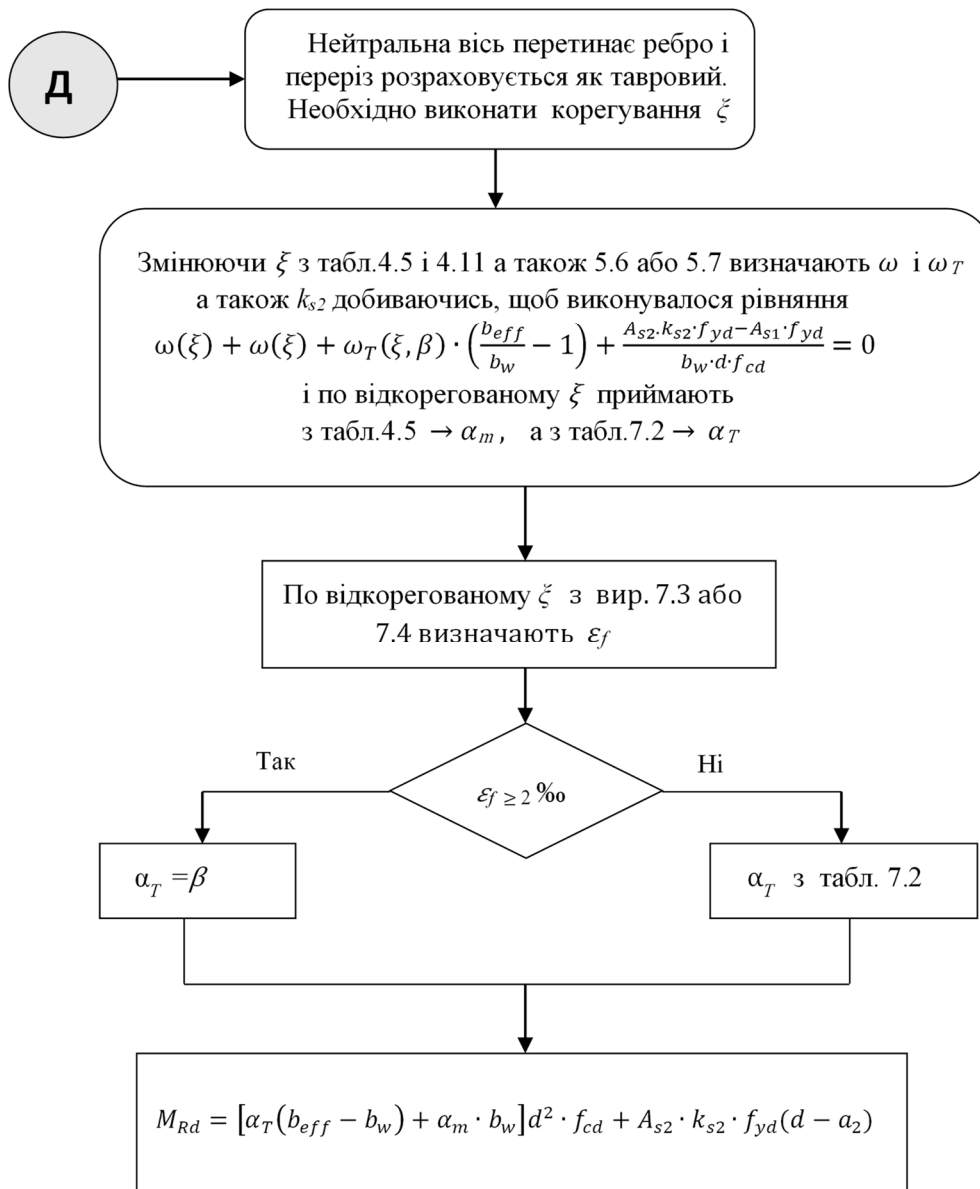


Рис. 7.7, б. Визначення несучої здатності перерізу таврового профілю армованого подвійною арматурою A_{s1} і A_{s2} , (закінчення).

7.5. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 7.

Приклад 1.

Дано: Балка таврового профілю з геометричними розмірами: $h = 450$ мм, $b_w = 250$ мм, $b_{eff} = 1000$ мм, $h_f = 60$ мм. Бетон важкий класу $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Арматура класу А500С ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа). Згинальний момент, який діє в перерізі $M_{Ed} = 150$ кН·м. $d = 450 - 40 = 410$ мм

Визначити площу розтягнутої арматури і, якщо потрібно, стиснутої арматури.

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.7.5.

Передбачаємо, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і розпочинаємо розрахунок перерізу при $b_w = b_{eff} = 1000$ мм.

$$\text{Визначаємо параметр } \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{60}{410} = 0,146$$

Знаходимо величину коефіцієнта

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{b_w \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{150 \cdot 10^6}{1000 \cdot 410^2 \cdot 16,7} = 0,053$$

З табл. 5.5 при $\alpha_m = 0,053$ знаходимо $\xi_{eff} = 0,11$, $\omega = 0,054$

що вказує на те, що переріз знаходиться в зоні деформування *Ia*.

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\xi_{eff,lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,63$$

Перевіряємо умову $\xi_{eff} = 0,11 < \beta = 0,146$, що свідчить про те, що нейтральна вісь проходить в полиці тавра і переріз може розраховуватися як прямокутний при $b_w = b_{eff} = 1000$ мм.

А так як $\xi_{eff} = 0,11 < \xi_{eff,lim} = 0,63$, то арматура A_{s2} в стиснутій зоні за розрахунком не вимагається.

Тоді необхідна кількість розтягнутої арматури A_{s1} рівняється

$$A_{s1} = \omega \cdot d \cdot b_{eff} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,054 \cdot 410 \cdot 1000 \cdot \frac{16,7}{435} = 850 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо 2Ø25 A500C ($A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$).

Приклад 2.

Дано: балка таврового профілю з геометричними розмірами, прийнятими з попереднього прикладу №1. $h = 450$ мм, $b_w = 250$ мм, $b_{eff} = 1000$ мм, $h_f = 60$ мм

Бетон важкий класу $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Арматура класу A500C ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа). Згинальний момент, який діє в перерізі $M_{Ed} = 450$ кН·м. $d = 450 - 50 = 400$ мм

Визначити площу розтягнутої арматури і, якщо потрібно, стиснутої арматури.

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.7.5.

Передбачаємо, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і розпочинаємо розрахунок перерізу при $b_w = b_{eff} = 1000$ мм.

$$\text{Визначаємо параметр } \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{60}{400} = 0,15$$

Знаходимо величину коефіцієнта

$$\alpha_m = \frac{M_{ed}}{b_w \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{450 \cdot 10^6}{1000 \cdot 400^2 \cdot 16,7} = 0,168$$

З табл. 5.5 при $\alpha_m = 0,168$ знаходимо $\zeta_{eff} = 0,238$, $\omega = 0,187$

що вказує на те, що переріз знаходиться в зоні деформування $1b$.

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони бетону

$$\zeta_{eff,lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,63$$

Перевіряємо умову $\zeta_{eff} = 0,238 > \beta = 0,15$, що свідчить про те, що нейтральна вісь проходить в ребрі тавра і переріз необхідно розраховувати як тавровий. Обчислену вище величину ζ_{eff} необхідно корегувати.

Дійсне положення нейтральної осі шукають з рівняння (7.16)

$$\alpha_m + \alpha_T \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) - \frac{M_{Ed}}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0$$

Відповідно до прикладу, що розглядається це рівняння прийме вигляд

$$\alpha_m + \alpha_T \left(\frac{1000}{250} - 1 \right) - \frac{450 \cdot 10^6}{250 \cdot 400^2 \cdot 16,7} = 0 \quad ,$$

$$\text{або } \alpha_m + 3\alpha_T - 0,674 = 0$$

Отримане рівняння вирішуємо методом пробних підстановок α_m і α_T з таблиць 5.5 і 7.2 змінюючи ζ_{eff} до тих пір поки не буде виконана умова рівняння (7.16). Результати описаної процедури наведені в таблиці 7.3.

Таблиця 7.3

№ спроб	Значення коефіцієнтів			Результат
	ξ_{eff}	α_m з таблиці 5.5	α_T з таблиці. 4.12	
1	0,238	0,168	0,136	- 0,098
2	0,26	0,188	0,138	- 0,072
3	0,28	0,200	0,139	- 0,057
4	0,32	0,225	0,139	- 0,032
5	0,36	0,248	0,143	+0,003
6	0,355	0,245	0,143	$\pm 0,000$

Таким чином, остаточно приймаємо при $\xi_{eff} = 0,355$:

- з табл. 5.5 коефіцієнт $\alpha_m = 0,245$ і $\omega = 0,287$ (зона деформування 2),
- з таблиці 7. 2 коефіцієнт $\alpha_T = 0,143$, а з табл. 7.1 коефіцієнт $\omega_T = 0,155$.

Визначаємо величину деформації на межі між полицею і ребром з виразу (7.4) для зони деформування 2.

$$\varepsilon_f = 3,5 \frac{\xi - \beta}{\xi} = 3,5 \frac{0,355 - 0,15}{0,355} = 2,02 > \frac{7}{3} \beta = 0,35$$

Так як $\varepsilon_f = 2,02 > 2\text{‰}$ шукаємо арматуру $A_{S1,1}$ з виразу:

$$A_{S1,1} = \beta d (b_{eff} - b_w) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,15 \cdot 400 (1000 - 250) \frac{16,7}{435} = 1727,6 \text{ мм}^2.$$

Так як $\omega = 0,287 < \omega_{lim} = 0,494$ (з табл. 5.5 для зони деформування 2 при арматурі класу А500С) A_{S2} в стиснутій зоні за розрахунком не вимагається.

Арматуру $A_{S1,2}$ визначаємо з виразу:

$$A_{S1,2} = \omega \cdot d \cdot b_w \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0,287 \cdot 400 \cdot 250 \frac{16,7}{435} = 1101,8 \text{ мм}^2.$$

Сумарна площа арматура розтягнутої зони рівняється

$$A_{S1} = A_{S1,1} + A_{S1,2} = 1727,6 + 1101,8 = 2829,4 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо $2\text{Ø}28 \text{ А500С} + 2\text{Ø}32 \text{ А500С}$ ($A_{Sl} = 2840 \text{ мм}^2$).

Приклад 3.

Дано: тавровий переріз з геометричними розмірами $b_w = 200$ мм, $h = 500$ мм, $b_{eff} = 600$ мм, $h_f = 140$ мм, $a = 50$ мм. Бетон важкий класу C^{16/20} ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Арматура класу А400С ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа). Площа розтягнутої поздовжньої арматури $A_{st} = 1232$ мм² (2Ø28)

Визначити: несучу здатність перерізу M_{Rd} .

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.7.6.

Передбачаємо, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і розпочинаємо розрахунок перерізу при $b_w = b_{eff} = 600$ мм. $d = 500 - 50 = 450$ мм.

Визначаємо параметр $\beta = \frac{h_f}{d} = \frac{140}{450} = 0,311$

Знаходимо величину коефіцієнта

$$\omega = \frac{A_{s1}}{b_{eff} \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1232}{600 \cdot 450} \cdot \frac{348}{10,7} = 0,148$$

З табл. 5.5 при $\omega = 0,148$ знаходимо $\zeta_{eff} = 0,20$, $\alpha_m = 0,135$

що вказує на те, що переріз знаходиться в зоні деформування Ib .

Перевіряємо умову $\zeta_{eff} = 0,20 < \beta = 0,311$, що свідчить про те, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і переріз слід розраховувати як умовно прямокутний з $b_w = b_{eff} = 600$ мм. Обчислену вище величину ζ_{eff} корегувати не потрібно.

І несучу здатність таврового перерізу визначаємо як:

$$M_{Rd} = \alpha_m \cdot d^2 \cdot b_{eff} \cdot f_{cd} = 0,133 \cdot 450^2 \cdot 600 \cdot 10,7 = \\ = 175506750 \text{ Нмм} = 175,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Приклад 4.

Дано: тавровий переріз з геометричними розмірами $b_w = 200$ мм, $h = 500$ мм, $b_{eff} = 600$ мм, $h_f = 55$ мм, $a = 50$ мм. Бетон важкий класу C^{16/20} ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Арматура класу А400С ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа). Площа розтягнутої поздовжньої арматури $A_{s1} = 2463$ мм² (4Ø28)

Визначити: несучу здатність перерізу.

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.7.6.

Передбачаємо, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і розпочинаємо розрахунок перерізу при $b_w = b_{eff} = 600$ мм. $d = 500 - 50 = 450$ мм.

Визначаємо параметр $\beta = \frac{h_f}{d} = \frac{55}{450} = 0,122$

Знаходимо величину коефіцієнта

$$\omega = \frac{A_{s1}}{b_{eff} \cdot d} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{1232}{600 \cdot 450} \cdot \frac{348}{10,7} = 0,148$$

З табл. 5.5 при $\omega = 0,148$ знаходимо $\xi_{eff} = 0,20$, $\alpha_m = 0,135$ що вказує на те, що переріз знаходиться в зоні деформування 1b.

Перевіряємо умову $\xi_{eff} = 0,20 > \beta = 0,122$, що свідчить про те, що нейтральна вісь проходить в ребрі тавра і переріз необхідно розраховувати як тавровий. Обчислену вище величину ξ_{eff} необхідно корегувати і розрахунок далі виконуємо згідно алгоритму на рис.4.5,б.

Дійсне положення нейтральної осі шукають з рівняння (7.23)

$$\omega + \omega_T \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) - \frac{A_{s1} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 0$$

Відповідно до прикладу, що розглядається це рівняння прийме вигляд

$$\omega + \omega_T \left(\frac{600}{200} - 1 \right) - \frac{1232 \cdot 348}{200 \cdot 450 \cdot 10,7} = 0 \quad ,$$

$$\text{або} \quad \omega + 2 \omega_T - 0,475 = 0$$

Отримане рівняння вирішуємо методом пробних підстановок ω і ω_T з таблиць 5.5 і 7.1 змінюючи ξ_{eff} до тих пір поки не буде виконана умова рівняння (7.23). Результати необхідних розрахунків наведені в таблиці 7.4.

Таблиця 7.4.

Визначення відносної величини стиснутої зони ξ_{eff} .

№ спроб	Значення коефіцієнтів			Результат
	ξ_{eff}	ω з таблиці 5.5	ω_T з таблиці. 7.1	
1	0,20	0,148	0,115	– 0,097
2	0,24	0,189	0,121	– 0,044
3	0,25	0,20	0,122	– 0,031
4	0,27	0,219	0,122	– 0,012
5	0,29	0,235	0,124	0,008
6	0,28	0,227	0,124	$\pm 0,000$

Таким чином, остаточно приймаємо $\xi_{eff} = 0,28$ (зона деформування 2), і

– з табл. 5.5 коефіцієнт $\alpha_m = 0,2$,

– з таблиці 7.2 коефіцієнт $\alpha_T = 0,116$.

Визначаємо величину деформації на межі між полицею і ребром з виразу (7.4) для зони деформування 2.

$$\varepsilon_f = 3,5 \frac{\xi - \beta}{\xi} = 3,5 \frac{0,28 - 0,122}{0,28} = 1,975 > \frac{7}{3} \beta = 0,25$$

Так як $\varepsilon_f = 1,975 < 2\text{‰}$ несучу здатність таврового перерізу визначаємо з виразу:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= [\alpha_T (b_{eff} - b_w) + \alpha_m \cdot b_w] d^2 \cdot f_{cd} = \\ &= [0,116 \cdot (600 - 200) + 0,2 \cdot 200] \cdot 450^2 \cdot 10,7 = 187207200 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 187,2 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Приклад 5.

Дано: балка таврового профілю з геометричними розмірами, прийнятими з попереднього прикладу №1. $h = 550$ мм, $b_w = 300$ мм, $b_{eff} = 750$ мм, $h_f = 80$ мм

Бетон важкий класу $C^{16}/_{20}$ ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Арматура класу А400С ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа).

$A_{s1} = 24,54 \text{ см}^2$ ($5\varnothing 25$ мм) $A_{s2} = 2,26 \text{ см}^2$ ($2\varnothing 12$ мм), $a_1 = 50$ мм, $a_2 = 40$ мм.

Визначити: несучу здатність таврового перерізу

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму наведеного на рис.4.6.

Передбачаємо, що нейтральна вісь знаходиться в полиці тавра і розпочинаємо розрахунок перерізу при $b_w = b_{eff} = 600$ мм. $d = 550 - 50 = 500$ мм.

$$\text{Визначаємо параметр } \beta = \frac{h_f}{d} = \frac{80}{500} = 0,16$$

Визначаємо коефіцієнт ω на першому кроці ітерації прийняв $k_{s2} = 1$

$$\omega = \frac{A_{s1} \cdot f_{yd} - A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd}}{b_{eff} \cdot d \cdot f_{cd}} = \frac{2454 \cdot 348 - 226 \cdot 1 \cdot 348}{750 \cdot 500 \cdot 10,7} = 0,193 ,$$

З табл. 5.5 по інтерполяції при $\omega = 0,193$ знаходимо $\xi_{eff} = 0,242$, відповідно переріз знаходиться в зоні деформування Ib .

По отриманому значенню $\xi_{eff} = 0,242$ і співвідношенню $a_2/d = 40/50 = 0,08$ з таблиці 5.6 визначаємо $k_{s2} = 1$, що свідчить про те, що визначена величина $\xi_{eff} = 0,242$ на цьому етапі розрахунку є вірною.

Перевіряємо умову $\xi_{eff} = 0,242 > \beta = 0,16$, що свідчить про те, що нейтральна вісь проходить в ребрі тавра і переріз необхідно розраховувати як тавровий. Обчислену вище величину ξ_{eff} необхідно корегувати і розрахунок далі виконуємо згідно алгоритму на рис.4.6,б.

Дійсне положення нейтральної осі шукають з рівняння (7.23)

$$\omega + \omega_T \left(\frac{b_{eff}}{b_w} - 1 \right) + \frac{A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} - A_{s1} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} = 0$$

Відповідно до прикладу, що розглядається це рівняння прийме вигляд

$$\omega + \omega_T \left(\frac{750}{300} - 1 \right) + \frac{226 \cdot 348 - 2454 \cdot 348}{300 \cdot 500 \cdot 10,7} = 0 ,$$

$$\text{або } \omega + 1,5 \omega_T - 0,483 = 0$$

Отримане рівняння вирішуємо методом пробних підстановок ω і ω_T з таблиць 5.5 і 7.1 змінюючи ξ_{eff} до тих пір поки не буде виконана умова рівняння (7.23). Результати необхідних розрахунків наведені в таблиці 7.5.

Таблиця 7.5.

Визначення відносної величини стиснутої зони ξ_{eff} .

№ спроб	Значення коефіцієнтів			Результат
	ξ_{eff}	ω з таблиці 5.5	ω_T з таблиці. 7.1	
1	0,242	0,193	0,155	– 0,058
2	0,26	0,212	0,158	– 0,034
3	0,28	0,227	0,160	– 0,016
4	0,31	0,251	0,160	0,008
5	0,29	0,235	0,160	– 0,008
6	0,30	0,243	0,160	$\pm 0,000$

Таким чином, остаточно приймаємо $\xi_{eff} = 0,30$ (зона деформування 2), і

– з табл. 5.5 коефіцієнт $\alpha_m = 0,213$,

– з таблиці 7.2 коефіцієнт $\alpha_T = 0,147$.

Визначаємо величину деформації на межі між полицею і ребром з виразу (7.40 для зони деформування 2.

$$\varepsilon_f = 3,5 \frac{\xi - \beta}{\xi} = 3,5 \frac{0,3 - 0,16}{0,3} = 1,63 > \frac{7}{3} \beta = 0,37$$

Так як $\varepsilon_f = 1,63 < 2\text{‰}$ несучу здатність таврового перерізу визначаємо з виразу:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= [\alpha_T (b_{eff} - b_w) + \alpha_m \cdot b_w] d^2 \cdot f_{cd} + A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd} (d - a_2) = \\ &= [0,147 \cdot (750 - 300) + 0,213 \cdot 300] \cdot 500^2 \cdot 10,7 + 226 \cdot 1 \cdot 348 \cdot \\ &(500 - 40) = 384061830 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 384 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

8. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

8.1.ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ.

До стиснутих елементів відносять колони одно - та багатоповерхових будівель, верхні пояси та елементи решітки ферм, та арок, стіни прямокутних резервуарів. Всі перераховані елементи завантажені згинальним моментом M_{Ed} та поздовжньою силою N_{Ed} , або тільки силою N_{Ed} з ексцентриситетом e_{tot} . При розрахунках стиснутих елементів за першою групою граничних станів слід розглядати ефект від впливу можливих недосконалостей у геометрії ненавантаженої

конструкції. Розраховуючи залізобетонні елементи на дію стискувального поздовжнього зусилля необхідно враховувати крім ексцентриситету e_0 отриманого з статичного розрахунку і випадковий ексцентриситет e_a , який слід приймати згідно розділу 2.5.

8.2. ВПЛИВ ГНУЧКОСТІ СТИСНУТОГО ЕЛЕМЕНТА .

При розрахунках елементів статично невизначених конструкцій розрахунковий ексцентриситет e_{tot} приймають більший з двох e_0 чи e_a , а для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет $e_{tot} = e_0 + e_a$.

Гнучкий позацентрово стиснутий елемент прогинається і збільшується його початковий ексцентриситет e_{tot} , відповідно збільшується і діючий момент, а несуча здатність перерізу зменшується. Для врахування цього явища, яке називається проявом впливів другого порядку, необхідно виконувати розрахунки стиснутих елементів по деформованій схемі з урахуванням наявності тріщин, нелінійної поведінки конструкції та повзучості.

Впливи другого порядку, згідно Єврокод 2, можна не враховувати якщо гнучкість λ є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} .

$$\lambda = l_0 / i \leq \lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C \cdot \sqrt{n} \quad (8.1)$$

де $A = 1/(1+0,2\varphi_{ef})$ (якщо коефіцієнт φ_{ef} невідомий, може використовуватись $A = 0,7$);

$\varphi_{ef} = \frac{\varphi_{(\infty, t_0)} - M_{0Eqr}}{M_{0Ed}}$ – приведений коефіцієнт повзучості;

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ – граничний коефіцієнт повзучості, який приймається в залежності від класу бетону згідно табл. 13.1;

M_{0Eqr} – момент з урахування ефектів першого порядку при сполученні навантажень для другої групи граничних станів;

M_{0Ed} – момент з урахування ефектів першого порядку при розрахунковому сполученні навантажень (граничний за несучою здатністю).

$B = \sqrt{1 + \omega}$, (якщо коефіцієнт ω невідомий, можна приймати $B = 1,1$);

$\omega = A_s \cdot f_{yd} / A_c \cdot f_{cd}$ – приведений коефіцієнт армування;

A_s - загальна площа перерізу арматури;
 $C = 1,7 - r_m$, (якщо коефіцієнт r_m невідомий, може використовуватись $C = 0,7$);
 $r_m = M_{01}/M_{02}$ - співвідношення моментів;
 M_{01}, M_{02} - моменти першого порядку на кінцях, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$;
 $n = N_{Ed} / A_c \cdot f_{cd}$ - відносна осьова сила;

Якщо моменти на кінцях M_{01} і M_{02} дають розтяг з однієї сторони, r_m необхідно приймати додатнім (тобто $C \leq 1,7$), в іншому разі – від'ємним (тобто $C > 1,7$).

r_m необхідно приймати рівним 1,0 (тобто $C = 0,7$) у наступних випадках:

- у розкріплених елементах, у яких моменти першого порядку виникають тільки або переважно від неточностей або поперечного навантаження;
- для взагалі не розкріплених елементів.

В позацентрово стиснутих елементах напруження в арматурі, розташованій в розтягнутій зоні перерізу A_{s1} , в граничному стані може змінюватися від напружень розтягу, рівних розрахунковому опору (фізичної або умовної межі текучості) f_{yd} , до нуля і далі до граничних напружень арматури при стиску. Величина і знак напруження в арматурі A_{s1} залежить від величини ексцентриситету e_{tot} поздовжньої осьової сили N_{Ed} .

Гнучкість при поздовжньому згині визначається як:

$$\lambda = l_0 / i, \quad (8.2)$$

де l_0 - приведена довжина;
 i - радіус інерції бетонного перерізу без тріщин.

Приклади приведеної довжини для окремих елементів постійного поперечного перерізу наведено на рисунку 8.1.

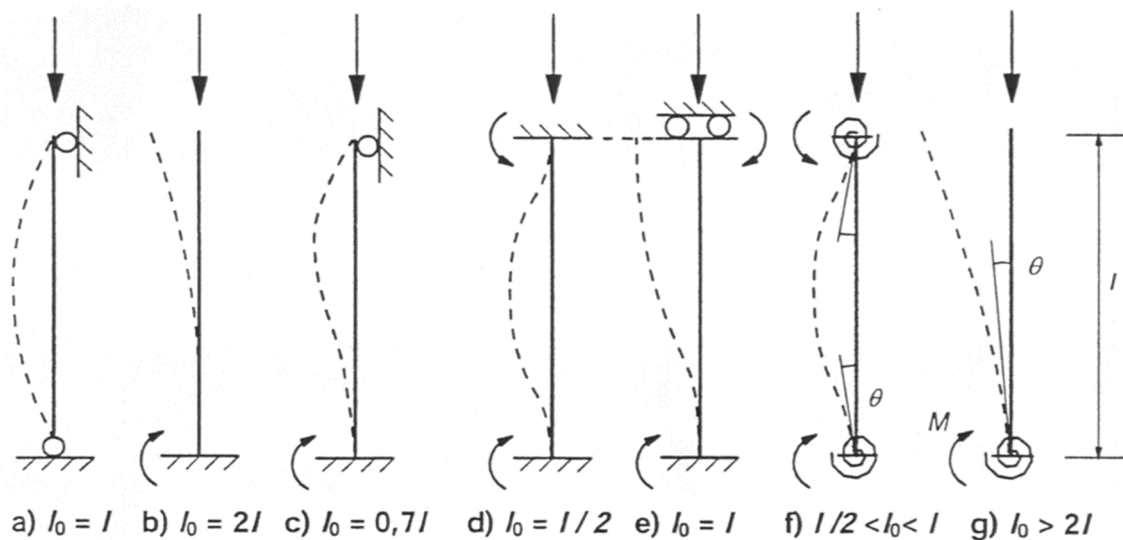


Рис. 8.1. Приклади різних форм втрати стійкості та відповідних розрахункових довжин окремих елементів

Згідно засад Єврокод 2 визначення додаткових моментів другого порядку дозволяється виконувати, крім основного, двома спрощеними способами:

- a) - метод, який опирається на номінальну кривизну;
- б) - метод, який опирається на номінальну жорсткість;

В випадку a) розрахунковий момент визначається як:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2 \quad (8.3)$$

- де M_{0Ed} - розрахунковий момент першого порядку;
 M_2 - номінальний момент другого порядку.

В випадку б) розрахунковий момент, який включає в себе момент другого порядку, може бути отриманий шляхом перетворення згинального моменту, отриманого з лінійного розрахунку, а саме:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} \{1 + \beta / [(N_b / N_{Ed}) - 1]\} \quad (8.4)$$

- де M_{0Ed} - розрахунковий момент першого порядку;
 β - коефіцієнт, який залежить від розподілу моментів першого та другого порядків;
 N_{Ed} - розрахункове значення осьового навантаження;
 N_b - критична сила, при якій переріз втрачає стійкість.

Для стиснутих елементів постійного перерізу і постійній величині поздовжньої сили в межах висоти елемента, згинальний момент можна визначати як:

$$M_{Ed} = M_{0Ed} / [1 - (N_{Ed}/N_b)] \quad (8.5)$$

Критичну силу слід визначати як:

$$N_b = \pi^2 \cdot EI / l^2_0 \quad (8.6)$$

де $E \cdot I$ - номінальна жорсткість перерізу при згині.

$$E \cdot I = K_c \cdot E_{cd} \cdot I_c + K_s \cdot E_s \cdot I_s \quad (8.7)$$

I_c, I_s - відповідно моменти інерції бетонного перерізу та арматури відносно центра ваги перерізу.

Коефіцієнти K_s та K_c враховують відповідно умови армування та вплив тріщиноутворення і повзучості. При коефіцієнті армування перерізу $\rho = A_s/A_c \geq 0,002$ ці коефіцієнти можна приймати як:

$$K_s = 1, \text{ а } K_c = k_1 \cdot k_2 / \varphi_{ef}; \quad (8.8)$$

де

$$k_1 = \sqrt{f_{ck} \frac{1}{20}} \text{ (МПа);}$$

$$k_2 = n \cdot \lambda / 170 \leq 20, \quad \varphi_{ef}, n \text{ та } \lambda \text{ наведені вище.}$$

8.3. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ СТИСКУ

В залежності від розташування стискуючої сили N_{Ed} по відношенню до центра ваги перерізу може виникати два випадки роботи стиснутого елемента:

випадок великих ексцентриситетів – коли $\xi = x/d \leq \xi_{lim}$;

випадок малих ексцентриситетів – коли $\xi > \xi_{lim}$.

Великі ексцентриситети.

При розрахунку позацентрово стиснутих елементів з великими ексцентриситетами використовують принципи розрахунків перерізів залізобетонних елементів при згині (випадки деформування 1а, 1б. 2), на які діє момент M_{Ed} , який визначають відносно центра ваги розтягнутої арматури A_{s1} . З урахуванням випадкового ексцентриситету, а також впливів другого порядку (гнучкості елемента), початкове значення

ексцентриситету, що використовується в статичних розрахунках, необхідно збільшити до значення e_{tot} , а момент M_{Ed} визначати за формулою:

$$M_{Ed} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{sd}(e_{tot} + 0,5h - a_1) \quad (8.9)$$

де e_{s1} - відстань між лінією дії сили N_{Ed} і центром ваги розтягнутої арматури A_{s1} .

У розрахунковому перерізі позацентрово стиснутого елемента в граничному стані виникає система внутрішніх сил, що врівноважують сили від зовнішніх навантажень (рис. 8.2).

В загальному випадку умови рівноваги при спільній дії згинального моменту і поздовжньої сили будуть мати такий вигляд:

$$N_c + N_{s2} - N_{s1} - N_{Ed} = 0 \quad (8.10)$$

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_c \cdot z_c + N_{s2} \cdot (d - a_2) \quad (8.11)$$

Розрахунок стиснутих перерізів при великих ексцентриситетах виконують аналогічно тому, як це було показано для згинальних елементів в розділі 6, (коли переріз знаходився тільки під дією M_{Ed}).

Малі ексцентриситети.

В випадку малих ексцентриситетів, коли $\xi > \xi_{lim}$, в перерізі може виникати розподіл деформацій характерний для зони 3 або 4. Зона деформування 3 настає тоді, коли висота стиснутої зони бетону знаходиться в межах $x_{lim} < x \leq h$, або $\xi_{lim} < \xi \leq h/d$, а зона деформування 4 – коли $x > h$, або $\xi > h/d$. Розподіл деформацій в бетоні і арматурі A_{s1} в стиснутих перерізах з малими ексцентриситетами наведено в таблиці 8.1 і на рисунках 8.3 і 8.4.

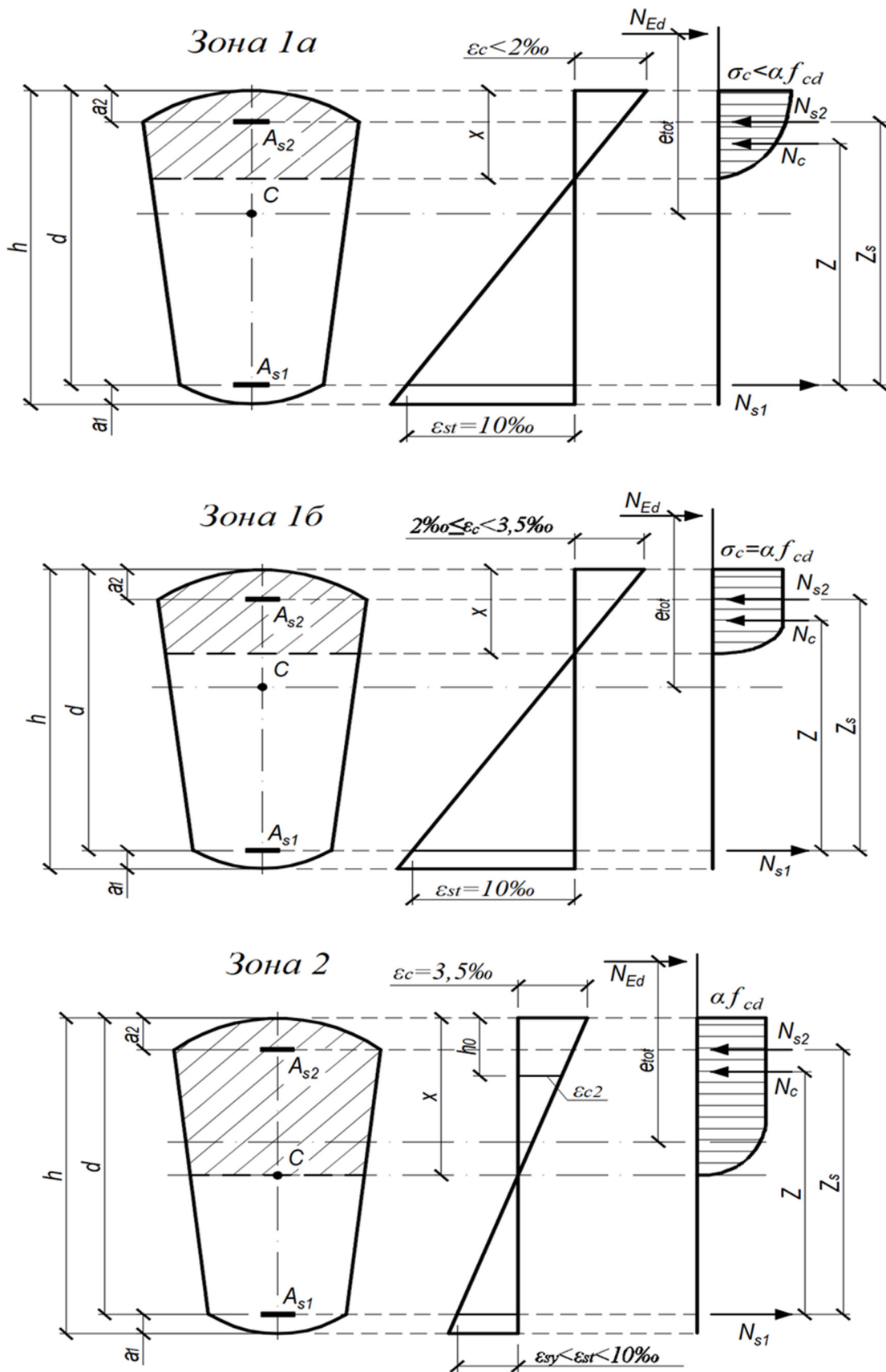


Рис. 8.2. Епюри відносних деформацій і напружень в характерних зонах деформування стиснутого перерізу згідно [14] при великих ексцентриситетах

Значення деформацій в бетоні а арматурі в перерізах з малими ексцентриситетами

Зона деформування	Діапазон стиснутої зони ξ	Деформації	
		в арматурі ϵ_{s1} (-) стиск	в бетоні ϵ_c (-) стиск
3	$\xi_{lim} < \xi \leq \beta_h$	$-0,0035(1-1/\beta_h) \leq \epsilon_{s1} \leq \epsilon_{s0}$	$\epsilon_c = 0,0035$
4	$\xi > \beta_h$	$-0,002 \leq \epsilon_{s1} - 0,0035(1-1/\beta_h)$	$0,002 \leq \epsilon_c < 0,0035$

де $\beta_h = h/d$

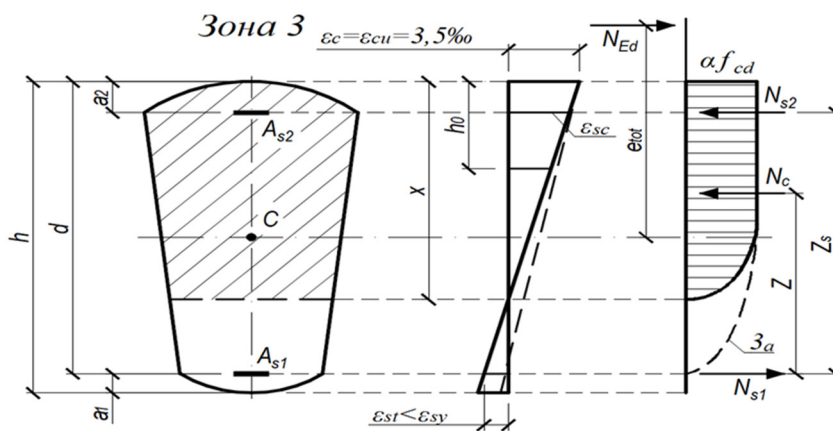


Рис. 8.3. Епюри відносних деформацій і напружень стиснутого перерізу згідно [14] при малих ексцентриситетах для зони деформування 3.

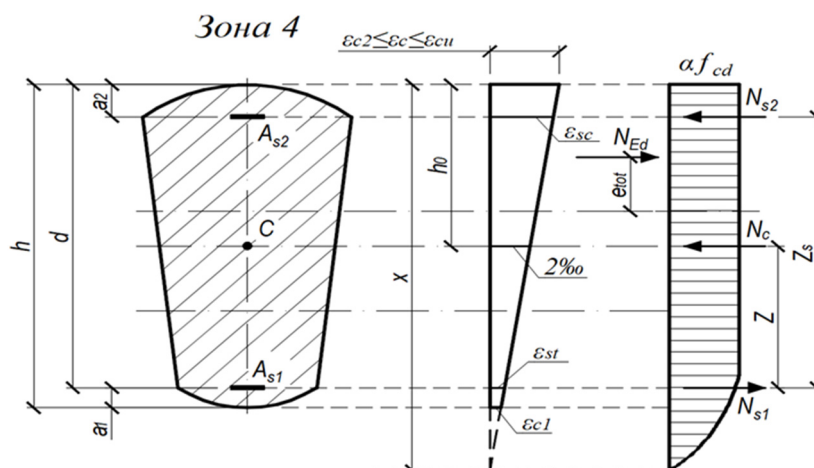


Рис. 8.4. Епюри відносних деформацій і напружень стиснутого перерізу згідно [14] при малих ексцентриситетах для зони деформування 4.

В зоні деформування 3 (рис.8.3) арматура A_{s1} може бути як розтягнута так і стиснута, це залежить від величини деформації ε_{s1} . Відповідно до отриманого знаку напруження, (+) чи (-) зусилля в цій арматурі і буде використовуватися в рівняннях рівноваги (8.10) і (8.11) Напруження в арматурі A_{s1} визначають як

$$\sigma_{s1} = k_{s1} \cdot f_{yd} \quad (8.12)$$

де $k_{s1} = \frac{0,0035(1-\xi)}{\xi} \frac{E_s}{f_{yd}}$

Умови рівноваги при малих ексцентриситетах для зони деформування 4 будуть мати такий вигляд:

$$N_c + N_{s2} + N_{s1} - N_{Ed} = 0 \quad (8.13)$$

$$N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_c \cdot z_c + N_{s2} \cdot (d - a_2) \quad (8.14)$$

Згідно умов плоского перерізу записують такі пропорції

$$\frac{\varepsilon_c}{x} = \frac{\varepsilon_{c1}}{x - h} = \frac{\varepsilon_{s1}}{x - d} = \frac{\varepsilon_{s2}}{x - a_2} = \frac{0,002}{x - \frac{a_1}{d}} \quad (8.15)$$

Через безрозмірні функції ξ і β на основі пропорцій (8.15) відносні деформації в перерізі для зони деформування 4 будуть виглядати так:

– деформація на найбільш віддаленому волокні стиснутої зони бетону

$$\varepsilon_c = 2,0 \frac{\xi}{\xi - \frac{3\beta_h}{7}} = \frac{14\xi}{7\xi - 3\beta_h} [\text{‰}] \quad (8.16)$$

– деформація на рівні арматури A_{s2} , розташованої біля більш стиснутої зони перерізу

$$\varepsilon_{s2} = \frac{14(\xi - \frac{a_2}{d})}{7\xi - 3\beta_h} [\text{‰}] \quad (8.17)$$

– деформація на рівні арматури A_{s1} , розташованої біля менш стиснутої зони перерізу

$$\varepsilon_{s1} = \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h} [\text{‰}] \quad (8.18)$$

Рівнодіюча напружень в стиснутій зоні бетону може бути обчислена як

$$N_c = N_{c1} + N_{c2} - N_{c3} \quad (8.19)$$

де: N_{c1} – рівнодіюча прямокутної частини напружень на відрізьку $3h/7$;

N_{c2} – рівнодіюча параболічної частини напружень на відрізьку $x - 3h/7$;

N_{c3} – рівнодіюча фіктивної частини напружень на відрізьку $x - h$.

Величини рівнодіючих напружень стиснутого бетону в окремих частинах перерізу визначають для прямокутної частини епюри N_{c1} як

$$N_{c1} = \frac{3}{7} \beta_h \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (8.20)$$

Рівнодіюча параболічної частини напружень визначається як

$$N_{c2} = \frac{2}{3} \left(x - \frac{3}{7} \beta_h \right) d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (8.21)$$

Рівнодіюча фіктивної частини напружень визначається як

$$N_{c3} = \frac{2}{3} \frac{(\xi - \beta_h)^2 \cdot \left(\xi - \frac{1}{7} \beta_h \right)}{\left(\xi - \frac{3}{7} \beta_h \right)^2} \cdot d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (8.22)$$

Повна рівнодіюча всіх частин в стиснутій зоні бетону з урахуванням (8.20), (8.21) і (8.22) рівняється

$$N_c = \frac{2}{3} \left[\xi + \frac{3}{14} \beta_h - \frac{(\xi - \beta_h)^2 \cdot \left(\xi - \frac{1}{7} \beta_h \right)}{\left(\xi - \frac{3}{7} \beta_h \right)^2} \right] d \cdot b \cdot f_{cd} \quad (8.23)$$

Для інженерних розрахунків позацентрово стиснутих перерізів з малими ексцентриситетами зручно використовувати допоміжні таблиці 8.2, 8.3 та 8.4. В цих таблицях наведені допоміжні коефіцієнти ω , ζ , α_m , які пов'язані між собою через параметр стиснутої зони ξ при різних значеннях β_h .

Основні розрахункові характеристики перерізу за допомогою указаних таблиць визначають як

– рівнодіючу стиску в бетоні

$$N_c = \omega \cdot d \cdot b \cdot f_{cd}$$

– плече пари внутрішніх сил N_c і N_{s1}

$$z_c = \zeta \cdot d$$

– момент внутрішніх сил в перерізі відносно центра ваги арматури A_{s1}

$$M_{Rd} = \omega \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{cd}.$$

8.3. РОЗРАХУНКИ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Для визначення армування в позацентрово стиснутих елементах використовують принципи розрахунків арматури в згинальних елементах, розглядаючи переріз стиснутого елемента під дією моменту M_{Ed1} , який розраховують відносно центра ваги арматури A_{s1}

$$M_{Ed1} = N_{Ed} \cdot e_{s1} = N_{sd}(e_{tot} + 0,5h - a_1) \quad (8.24)$$

де e_{s1} – ексцентриситет сили N_{Ed} відносно центра ваги арматури A_{s1} .

Переріз знаходиться в рівновазі під дією зовнішньої сили N_{Ed} і внутрішніх сил N_c , N_{s1} , N_{s2} .

$$N_c + N_{s2} + N_{s1} - N_{Ed} = 0 \quad (8.25)$$

Рівнодіючу силу в стиснутій арматурі визначають як при згині перерізу з подвійним армуванням

$$N_{s2} = A_{s2} \cdot \sigma_{s2} = A_{s2} \cdot k_{s2} \cdot f_{yd},$$

а рівнодіючу напружень в арматурі A_{s1} , яка може бути як розтягнута так і стиснута визначають з виразу

$$N_{s1} = A_{s1} \cdot \sigma_{s1} = A_{s1} \cdot k_{s1} \cdot f_{yd},$$

де σ_{s1} і σ_{s2} – відповідно напруження в арматурі A_{s1} і A_{s2} , які залежать від рівня деформацій в них і визначаються через коефіцієнти k_{si} :

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0}}, \quad k_{s2} = \frac{\varepsilon_{s2}}{\varepsilon_{s0}}.$$

Значення коефіцієнта k_{s2} в функції від висоти стиснутої зони бетону перерізу ζ і співвідношення a_2/d наведені в таблицях 5.6 і 5.7, складених проф. А Лапко [14]. Коефіцієнт k_{s1} для зони деформування

перерізу 3 можна визначати через відносну деформацію ε_{s1} , отриману з таблиці 5.5, а для зони деформування 4 з таблиць 8.2, 8.3 і 8.4, або аналітично

$$k_{s1} = -0,001 \frac{14(\xi - 1)}{7\xi - 3\beta_h} \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} \quad (8.26)$$

при цьому завжди слід приймати

$$-1 \leq k_{s1,2} \leq 1.$$

8.4. ПІДБІР АРМАТУРИ В СТИСНУТОМУ ПЕРЕРІЗІ.

Підбір арматури в прямокутному перерізі з геометричними розмірами $b \times h$ стиснутому силою N_{Ed} , яка прикладена з ексцентриситетом e_{tot} , розпочинають з визначення коефіцієнта α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.27)$$

Переріз може знаходитися в одній з 4 -х зон деформування (див. розділ 2). По обчисленому значенню α_m з таблиці 5.5 (зони 1, 2, 3) або з таблиць 8.2...8.4 (зона 4) встановлюють зону деформування, в якій знаходиться переріз.

Потім по α_m з вибраної таблиці визначають висоту стиснутої зони бетону в перерізі ξ . Якщо ξ , визначена з таблиці 5.5, знаходиться в зонах 1а, 1б або 2 (що свідчить про випадок великих ексцентриситетів) то стиснута арматура A_{s2} в перерізі за розрахунком не потрібна і її призначають конструктивно з умови

$$A_{s2} = A_{s2,prov} \geq A_{smin}$$

Після цього виконують корегування висоти стиснутої зони бетону, уточнюючи величину коефіцієнта α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - A_{s2} \cdot (d - a_2) \cdot k_{s2} \cdot f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad (8.28)$$

де k_{s2} – визначають з таблиці 5.6 або 5.7.

По скорегованому з (8.28) значенню α_m з таблиці 5.5, відповідно до встановленої зони деформування, визначають параметри стиснутої зони ξ і ω .

Величину арматури A_{s1} обчислюють з виразу (8.29) в якому для випадку великих ексцентриситетів $k_{s1} = 1$.

$$A_{s1} = (\omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} - N_{Ed}) \frac{1}{k_{s1}f_{yd}} \quad (8.29)$$

Якщо визначена, з самого початку розрахунків, величина ξ вказує на те, що переріз знаходиться в зонах деформування 3 або 4, то отримують випадок малих ексцентриситетів. І в подальшому підбір арматури в перерізі виконують по аналогії зі згинальними елементами з подвійним армуванням.

Для відповідного класу арматури обчислюють ξ_{lim} , потім з таблиці 5.5 при значенні $\xi = \xi_{lim}$ визначають коефіцієнти $\alpha_{m,lim}$ і ω_{lim} .

Частина моменту, який повинна сприймати стиснута арматура визначають як

$$\Delta M = M_{Ed1} - M_{Rd,lim} \rightarrow \text{або} \quad \Delta \alpha_m = \alpha_m - \alpha_{m,lim} \quad (8.30)$$

Тоді величину стиснутої арматури A_{s2} визначають як

$$A_{s2} = \frac{\Delta \alpha_m}{1 - \frac{a_2}{d}} \cdot d \cdot b \frac{f_{cd}}{k_{s2} \cdot f_{yd}} \quad \text{при} \quad k_{s2} = 1,0 \quad (8.31)$$

Призначають A_{s2} з урахуванням вимоги $A_{s2} \geq A_{smin}$, а арматуру A_{s1} обчислюють з виразу

$$A_{s1} = [\omega_{lim} dbf_{cd} + A_{s2}f_{yd} - N_{Ed}] \frac{1}{k_{s1}f_{yd}} \quad (8.32)$$

Якщо отримана арматура $A_{s2} > 0$ розрахунок закінчують.

Але якщо $A_{s2} < 0$, то це значить, що напруження в арматурі $\sigma_{s1} \neq f_{yd}$, і необхідно встановити значення $k_{s1} < 1$.

Обчислюють коефіцієнт ω з виразу (8.33), а потім з таблиці 5.5 (для зони деформування 3) або 8.2...8.3 (для зони – 4) змінюючи коефіцієнти ξ і α_m добиваються виконання рівняння (8.24). Арматуру A_{s1} визначають з виразу (8.29) прийняв $k_{s2} = 1,0$, а арматуру A_{s2} визначають з рівняння (5.33).

$$\omega = \frac{N_{Ed}}{b \cdot d \cdot f_{cd}}, \quad (8.33)$$

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \alpha_m \cdot d^2 \cdot b \cdot f_{cd}}{f_{yd}(d - a_2)} \quad (8.34)$$

Алгоритм визначення арматури в перерізі позацентрово стиснутого елемента наведено на рис. 8.8.

8.5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПОЗАЦЕНТРОВО СТИСНУТОГО ПЕРЕРІЗУ.

При визначенні несучої здатності позацентрово стиснутого перерізу залізобетонного елемента може існувати декілька випадків:

- відомий ексцентриситет , необхідно визначити несучу здатність N_{Rd} або M_{Rd} ,
- відомий момент M_{Ed} , необхідно визначити несучу здатність N_{Rd} ,
- відома поздовжня сила N_{Ed} , необхідно визначити несучу здатність M_{Rd} .

Аналітичне вирішення несучої здатності перерізів для оговорених випадків являється досить складною задачею і мало придатною для практичного використання. Для інженерного вирішення таких задач зручно використовувати табличні методи з допоміжними коефіцієнтами.

Визначення несучої здатності при заданому ексцентриситеті.
Висоту стиснутої зони x в стиснутому перерізі при відомому ексцентриситеті e_{tot} визначають з умови рівноваги моментів відносно осі прикладання поздовжньої сили N_{Ed} . В залежності від величини ексцентриситету може виникнути дві розрахункові ситуації (рис.8.3 і 8.4).

Перша, коли $e_{tot} \geq 0,5h - a_2$, тоді розрахункове рівняння матиме такий вигляд за умови, що $N_c = \omega dbf_{cd}$

$$\Delta M = M_{Ed1} - M_{Rd,lim} \rightarrow \text{або } \Delta \alpha_m = \alpha_m - \alpha_{m,lim} \quad (8.30)$$

$$\omega dbf_{cd}(e_{s1} - \zeta d) + A_{s2}k_{s2}f_{yd}e_{s2} - A_{s1}k_{s1}f_{yd}e_{s1} = 0 \quad (8.35)$$

Якщо ж $e_{tot} < 0,5h - a_2$ то несучу здатність перерізу визначають з рівняння (8.36)

$$\omega dbf_{cd}(\zeta d - e_{s1}) + A_{s2}k_{s2}f_{yd}e_{s2} - A_{s1}k_{s1}f_{yd}e_{s1} = 0 \quad (8.36)$$

Рівняння (8.35) і (8.36) вирішують методом спроб, змінюючи параметр ξ так, щоб виконувалися записані рівності. Величини необхідних параметрів ω , ζ , k_{s1} , k_{s2} визначають з відповідних допоміжних таблиць.

Несучу здатність перерізу шукають як

$$N_{Rd} = \omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} - A_{s1}k_{s1}f_{yd} \quad (8.37)$$

Алгоритм визначення несучої здатності N_{Rd} наведено на рис. 8.9.

Визначення несучої здатності M_{Rd} . Якщо задана поздовжня розрахункова сила N_{Ed} то висоту стиснутої зони бетону ξ можна визначити з рівняння (8.37) через коефіцієнт ω , прийняв значення коефіцієнтів $k_{s1} = k_{s2} = 1$.

$$\omega = \frac{N_{Ed} + A_{s1}k_{s1}f_{yd} - A_{s2}k_{s2}f_{yd}}{d b f_{cd}} \quad (8.38)$$

Несучу здатність перерізу визначають в цьому випадку як

$$M_{Rd} = \omega dbf_{cd}(\zeta d - 0,5h + a_1) + A_{s2}k_{s2}f_{yd}(0,5h - a_2) + \quad (8.39) \\ + A_{s1}k_{s1}f_{yd}(0,5h - a_1)$$

Якщо закладена умова про $k_{s1} = k_{s2} = 1$ не виконується, то висоту стиснутої зони ξ корегують. Алгоритм визначення несучої здатності M_{Rd} наведено на рис. 8.10.

При статичних розрахунках позацентрово стиснутих елементів розрахункові зусилля отримують в вигляді поздовжньої сили N_{Ed} прикладеної в центрі ваги перерізу і згинального моменту M_{Ed} . Тому доцільно перевіряти міцність поперечного перерізу, порівнявши розрахунковий момент M_{Ed} з граничним моментом M_{Rd} при діючій поздовжній силі N_{Rd} , прикладеній в центрі ваги перерізу.

Для перерізів з симетричним армуванням побудовані графіки залежності $\alpha_m = f(\alpha_n)$ для різних значень α_s [14].

$$\text{де } \alpha_m = \frac{M_{Ed}}{\omega f_{cd} b d^2}, \quad \alpha_n = \frac{N_{Ed}}{\omega f_{cd} b d}, \quad \alpha_s = \frac{f_{yd} A_{s1,2}}{\omega f_{cd} b d}.$$

Напружений стан стиснутих елементів зручно аналізувати в вигляді залежності $M_{Ed} = f(N_{Ed})$ (див. рис. 8.6). Як видно з графіків рисунку 8.7, крива взаємодії складається з двох характерних областей $A-B$ і $B-C$, які перетинаються в точці B , що відповідає граничним значенням $M_{Ed,lim}$ і $N_{Ed,lim}$, встановленим при $x = x_{lim}$. Точки, що лежать на кривій AB , відповідають випадку малих ексцентриситетів (механізм руйнування пов'язаний з вичерпанням міцності бетону на стиск). У свою чергу, точки, розташовані на ділянці кривої $B-C$, описують випадок великого ексцентриситету, коли руйнування супроводжується досягненням межі текучості в розтягнутій арматурі A_{s1} . Точки, які знаходяться усередині області, описаної кривими $A-B$ і $B-C$, відповідають таким комбінаціям сил від зовнішніх впливів N_{Ed} і M_{Ed} , при яких забезпечується несуча здатність перерізу.

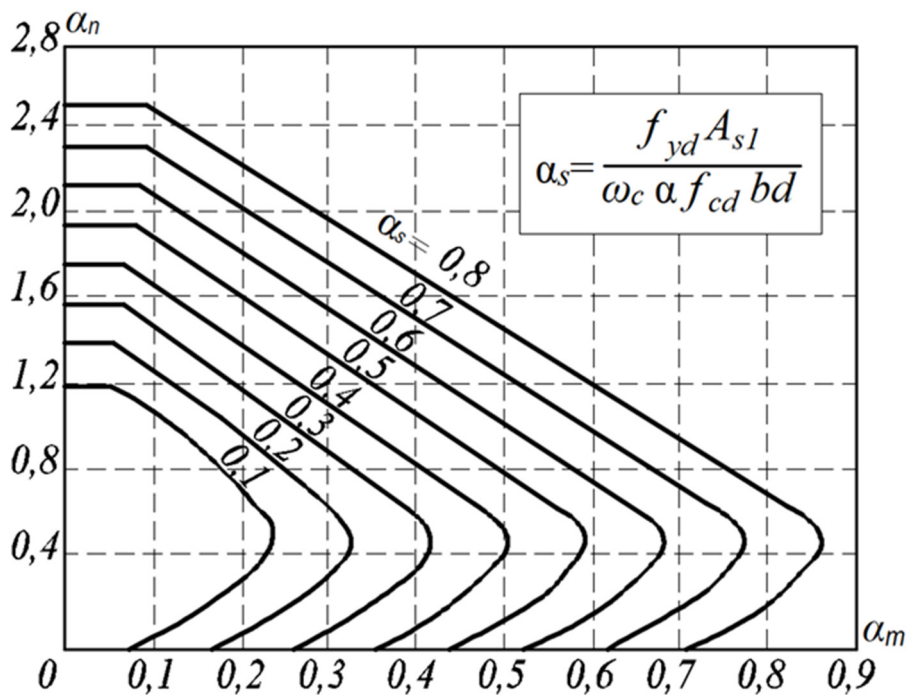
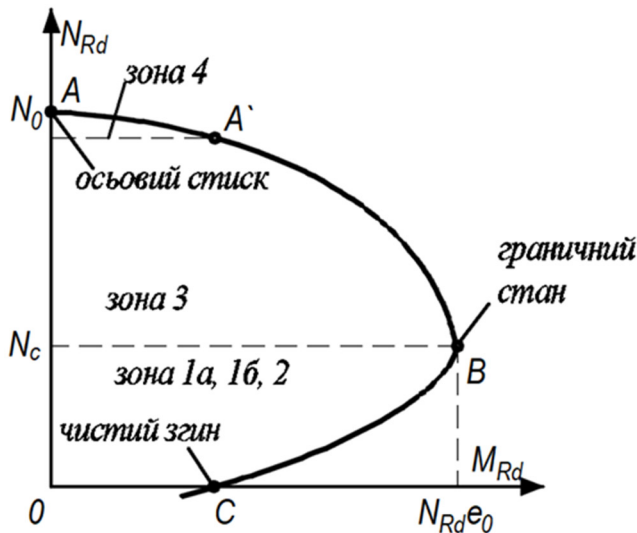


Рис. 8.6. Графіки для розрахунку позакентрово стиснутих елементів прямокутного профілю з симетричним армуванням



*A - B - малі ексцентриситети;
B - C - великі ексцентриситети,
A - A' - випадок $x > h$*

Рис. 8.7. Схематична крива взаємодії $M_{Ed} = f(N_{Ed})$ для позацентрово стиснутого перерізу згідно [14].

Таблиця 8.2

Значення коефіцієнтів для розрахунку позацентрово стиснутих елементів з малим ексцентриситетом при $x > h$ для випадку $\beta_h = 1,05$ згідно [14]

$\xi = x/d$	Коефіцієнти			Відносні деформації [%]	
	ω	ζ	α_m	в бетоні ϵ_c (+) стиск	в арматурі ϵ_{s1} (+) стиск
1,06	0,857	0,559	0,479	3,475	-0,179
1,08	0,869	0,554	0,481	3,429	-0,254
1,10	0,880	0,550	0,482	3,385	-0,308
1,12	0,890	0,543	0,483	3,343	-0,358
1,14	0,899	0,538	0,484	3,304	-0,406
1,16	0,907	0,534	0,484	3,268	-0,451
1,18	0,915	0,530	0,485	3,233	-0,493
1,20	0,922	0,527	0,486	3,200	-0,533
1,25	0,938	0,520	0,487	3,125	-0,625
1,30	0,950	0,515	0,489	3,059	-0,706
1,35	0,961	0,510	0,490	3,000	-0,778
1,40	0,970	0,506	0,491	2,947	-0,842
1,45	0,978	0,503	0,492	2,900	-0,900
1,50	0,985	0,499	0,492	2,857	-0,952
1,55	0,990	0,498	0,493	2,818	-1,000
1,60	0,996	0,495	0,493	2,783	-1,043
1,65	1,000	0,494	0,494	2,750	-1,083
1,70	1,004	0,492	0,494	2,720	-1,120
1,75	1,007	0,491	0,494	2,692	-1,154
1,80	1,010	0,490	0,495	2,667	-1,185
1,85	1,013	0,489	0,495	2,643	-1,214
1,90	1,016	0,488	0,495	2,621	-1,241
1,95	1,018	0,487	0,496	2,600	-1,267

Продовження таблиці 8.2.

2,00	1,020	0,486	0,496	2,581	-1,290
2,10	1,024	0,484	0,496	2,545	-1,330
2,20	1,026	0,483	0,496	2,514	-1,371
2,30	1,029	0,482	0,497	2,486	-1,405
2,40	1,031	0,482	0,497	2,462	-1,436
2,50	1,033	0,481	0,497	2,439	-1,463
2,60	1,034	0,481	0,497	2,419	-1,488
2,70	1,035	0,480	0,497	2,400	-1,511
2,80	1,037	0,480	0,497	2,383	-1,532
2,90	1,038	0,480	0,498	2,367	-1,551
3,00	1,039	0,479	0,498	2,353	-1,569
3,10	1,040	0,479	0,498	2,340	-1,585
3,20	1,040	0,479	0,498	2,327	-1,600
3,30	1,041	0,478	0,498	2,316	-1,614
3,40	1,042	0,478	0,498	2,305	-1,627
3,50	1,042	0,478	0,498	2,295	-1,639
3,60	1,043	0,477	0,498	2,286	-1,651
3,70	1,043	0,477	0,498	2,277	-1,662
3,80	1,044	0,477	0,498	2,269	-1,672
3,90	1,044	0,477	0,498	2,261	-1,681
4,00	1,044	0,477	0,498	2,254	-1,690
5,00	1,047	0,476	0,498	2,198	-1,756
∞	1,050	0,475	0,499	2,000	-2,000

Таблиця 8.3

Значення коефіцієнтів для розрахунку позацентрово стиснутих елементів з малим ексцентриситетом при $x > h$ для випадку $\beta_h = 1,10$

$\xi = x/d$	Коефіцієнти			Відносні деформації [%]	
	ω	ζ	α_m	в бетоні ε_c (+) стиск	в арматурі ε_{s1} (+) стиск
1,12	0,903	0,534	0,484	3,454	-0,370
1,14	0,915	0,530	0,484	3,410	-0,419
1,16	0,925	0,524	0,485	3,369	-0,465
1,18	0,935	0,520	0,486	3,331	-0,508
1,20	0,944	0,515	0,486	3,294	-0,549
1,25	0,963	0,506	0,487	3,211	-0,642
1,30	0,979	0,498	0,488	3,138	-0,724
1,35	0,993	0,492	0,489	3,073	-0,797
1,40	1,004	0,488	0,490	3,015	-0,862
1,45	1,014	0,483	0,490	2,964	-0,920
1,50	1,022	0,480	0,491	2,917	-0,972
1,55	1,029	0,477	0,491	2,874	-1,020
1,60	1,035	0,474	0,491	2,835	-1,063
1,65	1,040	0,473	0,492	2,800	-1,103
1,70	1,045	0,471	0,492	2,767	-1,140
1,75	1,049	0,496	0,492	2,737	-1,173
1,80	1,053	0,467	0,492	2,700	-1,204
1,85	1,056	0,467	0,493	2,684	-1,233
1,90	1,059	0,466	0,493	2,660	-1,260

Продовження таблиці 8.3

1,95	1,062	0,464	0,493	2,638	-1,285
2,00	1,065	0,463	0,493	2,617	-1,308
2,10	1,069	0,461	0,493	2,579	-1,351
2,20	1,072	0,460	0,493	2,545	-1,388
2,30	1,075	0,460	0,494	2,516	-1,422
2,40	1,078	0,458	0,494	2,489	-1,452
2,50	1,080	0,457	0,494	2,465	-1,479
2,60	1,082	0,456	0,494	2,443	-1,503
2,70	1,083	0,456	0,494	2,423	-1,526
2,80	1,085	0,455	0,494	2,405	-1,546
2,90	1,086	0,455	0,494	2,388	-1,565
3,00	1,087	0,454	0,494	2,373	-1,582
3,10	1,088	0,454	0,494	2,359	-1,598
3,20	1,089	0,454	0,494	2,346	-1,613
3,30	1,090	0,453	0,494	2,333	-1,626
3,40	1,090	0,453	0,494	2,322	-1,639
3,50	1,091	0,453	0,494	2,311	-1,651
3,60	1,092	0,453	0,495	2,301	-1,662
3,70	1,092	0,453	0,495	2,292	-1,673
3,80	1,093	0,453	0,495	2,283	-1,682
3,90	1,093	0,453	0,495	2,275	-1,692
4,00	1,093	0,453	0,495	2,267	-1,700
6,00	1,097	0,451	0,495	2,171	-1,809
10,00	1,099	0,450	0,495	2,099	-1,889
∞	1,100	0,450	0,495	2,000	-2,000

Таблиця 8.4

Значення коефіцієнтів для розрахунку позацентрово стиснутих елементів з малим ексцентриситетом при $x > h$ для випадку $\beta_h = 1,15$

$\xi = x/d$	Коефіцієнти			Відносні деформації [%]	
	ω	ζ	α_m	в бетоні ϵ_c (+) стиск	в арматурі ϵ_{s1} (+) стиск
1,16	0,937	0,519	0,486	3,478	-0,480
1,18	0,950	0,512	0,486	3,435	-0,524
1,20	0,961	0,506	0,486	3,394	-0,566
1,25	0,985	0,493	0,486	3,302	-0,660
1,30	1,005	0,485	0,487	3,221	-0,743
1,35	1,021	0,477	0,487	3,150	-0,817
1,40	1,035	0,470	0,487	-0,882	-0,882
1,45	1,047	0,465	0,487	3,030	-0,940
1,50	1,057	0,462	0,488	2,979	-0,993
1,55	1,065	0,458	0,488	2,932	-1,041
1,60	1,073	0,455	0,488	2,890	-1,084
1,65	1,079	0,452	0,488	2,852	-1,123
1,70	1,085	0,450	0,488	2,817	-1,160
1,75	1,090	0,448	0,488	2,784	-1,193
1,80	1,095	0,446	0,488	2,754	-1,224
1,85	1,099	0,444	0,488	2,726	-1,253

Продовження таблиці 8.4.

1,90	1,101	0,443	0,488	2,701	-1,279
1,95	1,105	0,442	0,488	2,676	-1,304
2,00	1,108	0,440	0,488	2,654	-1,327
2,10	1,113	0,438	0,488	2,613	-1,391
2,20	1,118	0,436	0,488	2,577	-1,406
2,30	1,121	0,435	0,488	2,545	-1,439
2,40	1,124	0,434	0,488	2,517	-1,468
2,50	1,127	0,433	0,488	2,491	-1,495
2,60	1,129	0,432	0,488	2,468	-1,519
2,70	1,131	0,431	0,488	2,447	-1,540
2,80	1,132	0,431	0,488	2,427	-1,560
2,90	1,134	0,431	0,489	2,409	-1,579
3,00	1,135	0,431	0,489	2,393	-1,595
3,10	1,136	0,430	0,489	2,378	-1,611
3,20	1,137	0,430	0,489	2,364	-1,625
3,30	1,138	0,430	0,489	2,351	-1,639
3,40	1,139	0,429	0,489	2,339	-1,651
3,50	1,140	0,429	0,489	2,328	-1,663
3,60	1,140	0,429	0,489	2,317	-1,674
3,70	1,141	0,429	0,489	2,298	-1,693
3,80	1,141	0,429	0,489	2,298	-1,693
3,90	1,142	0,428	0,489	2,289	-1,702
4,00	1,142	0,428	0,489	2,281	-1,711
6,00	1,147	0,426	0,489	2,179	-1,816
8,00	1,148	0,426	0,489	2,131	-1,865
10,00	1,149	0,426	0,489	2,104	-1,893
∞	1,150	0,425	0,489	2,000	-2,000

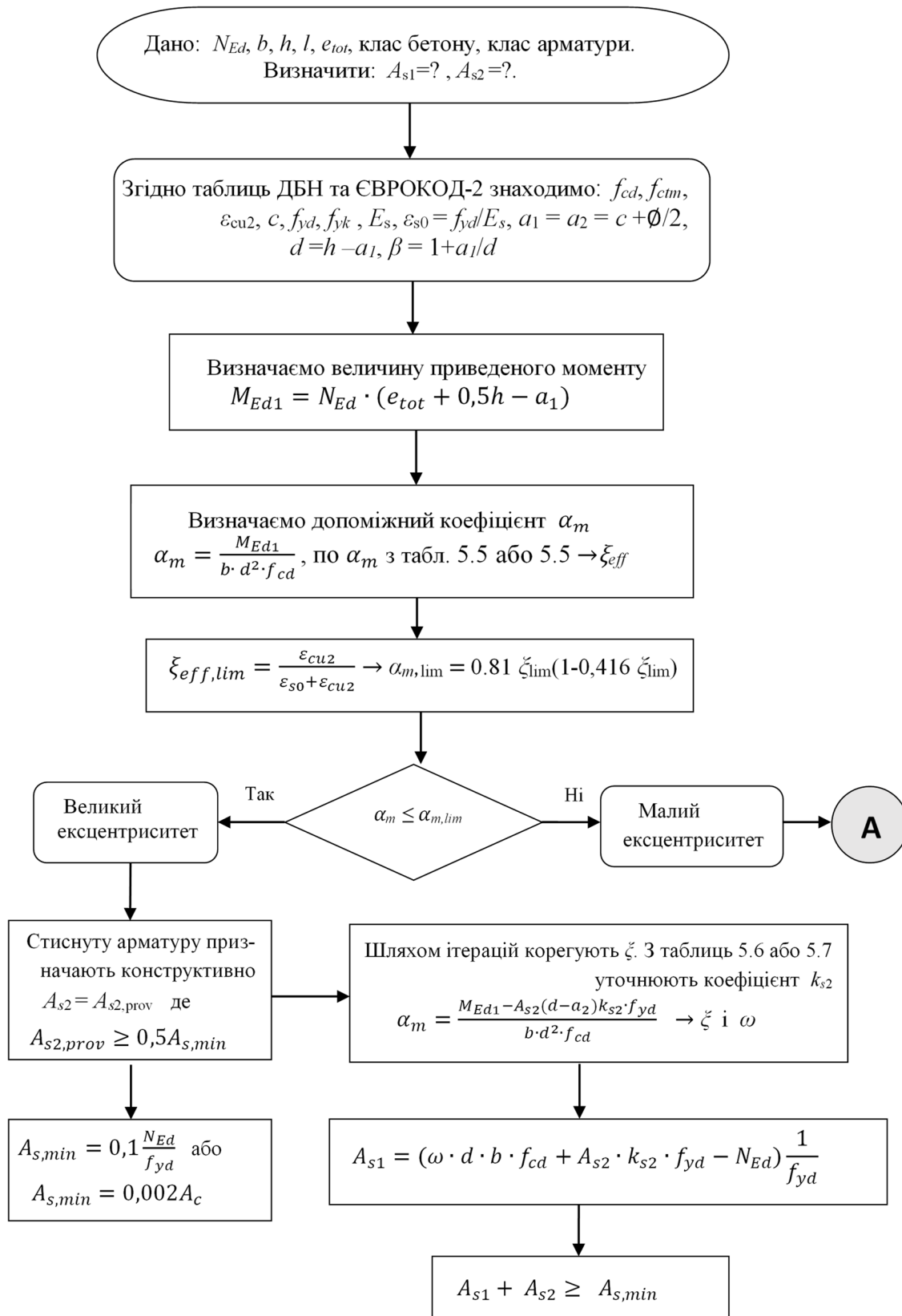


Рис. 8.8, а. Визначення необхідного армування A_{s1} і A_{s2} в стиснутих перерізах прямокутного профілю (початок).

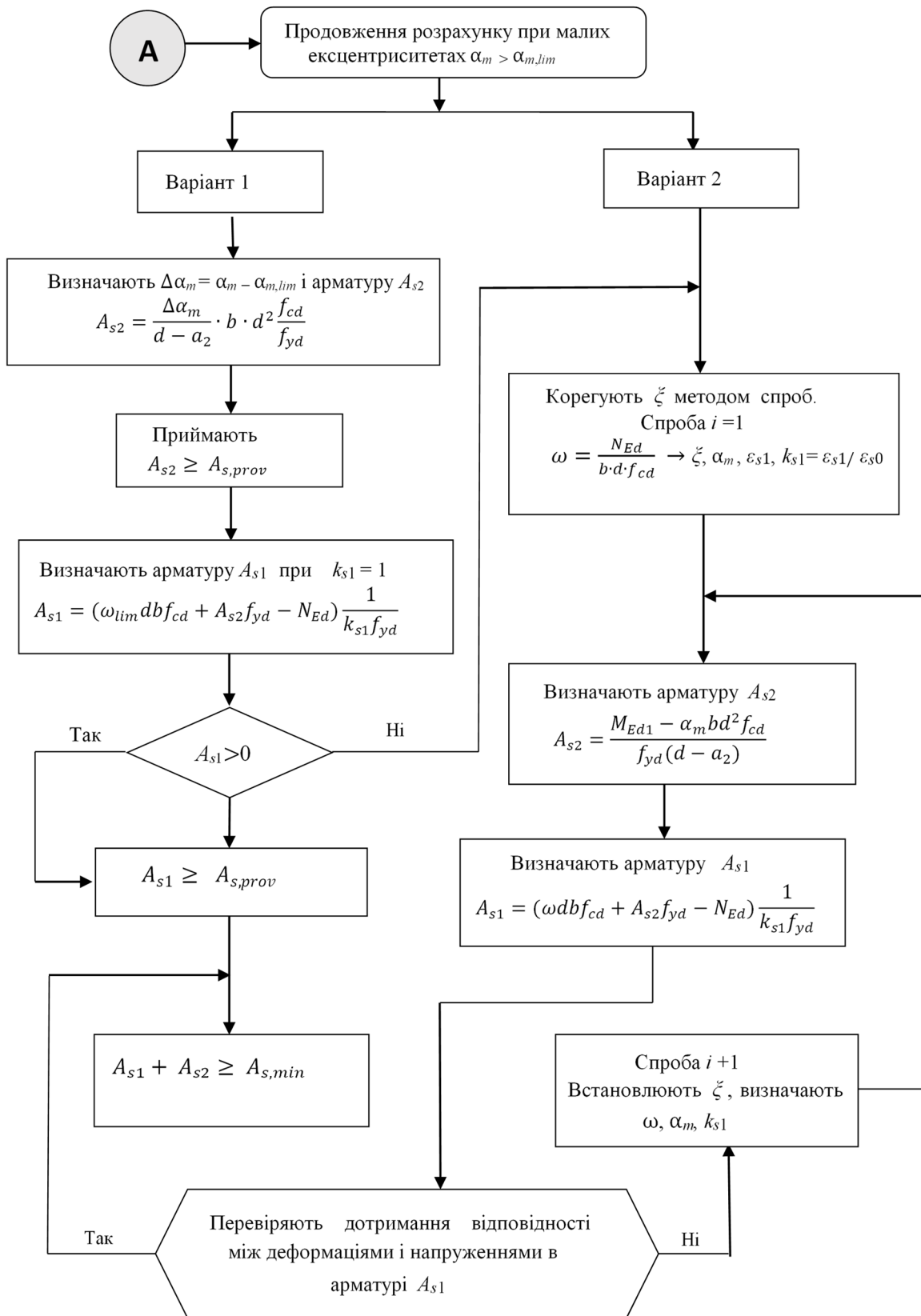


Рис. 8.8, б. Визначення необхідного армування A_{s1} і A_{s2} в стиснутих перерізах прямокутного профілю (закінчення).

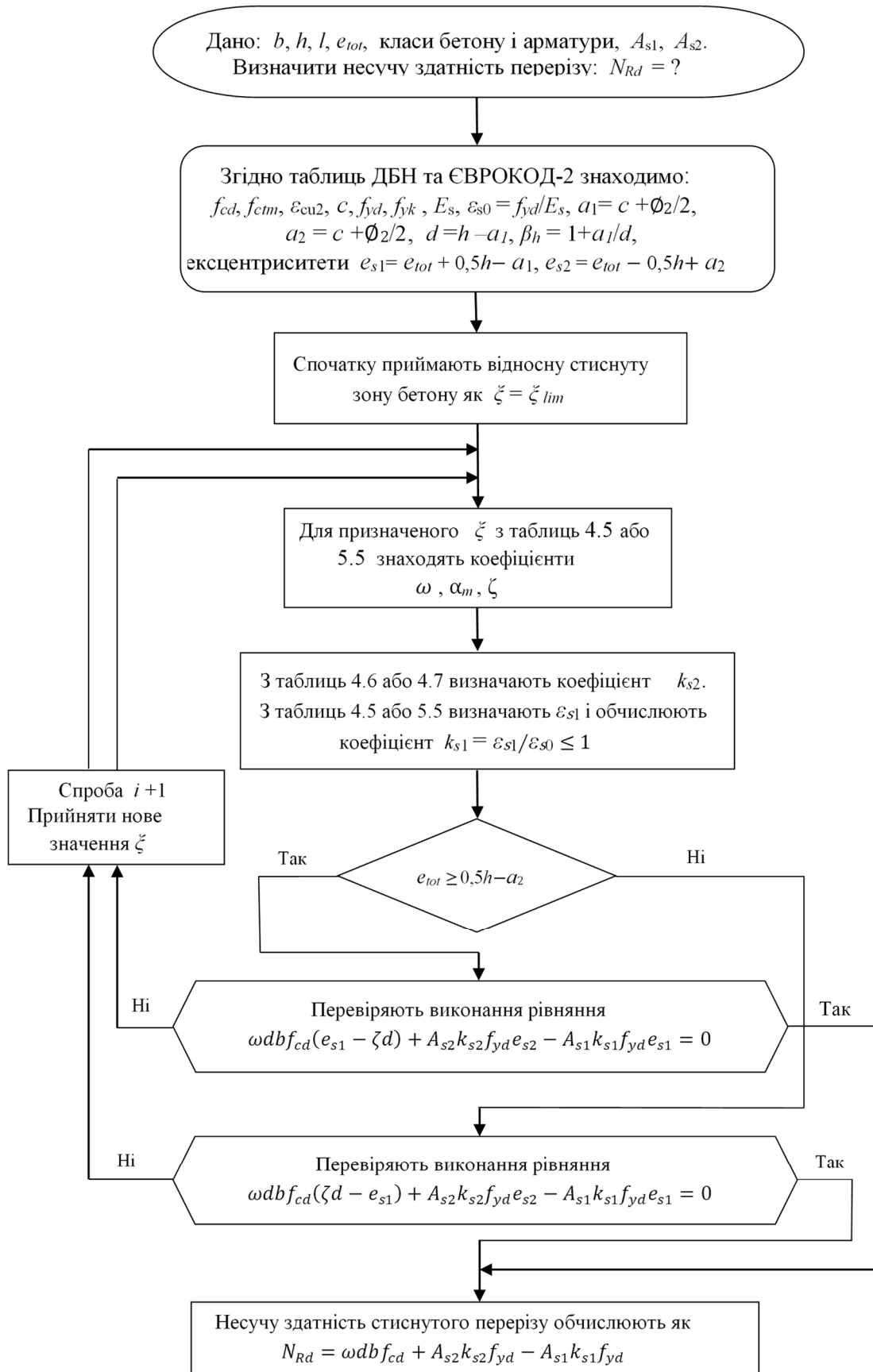


Рис. 8.9. Визначення несучої здатності стиснутого перерізу прямокутного профілю.

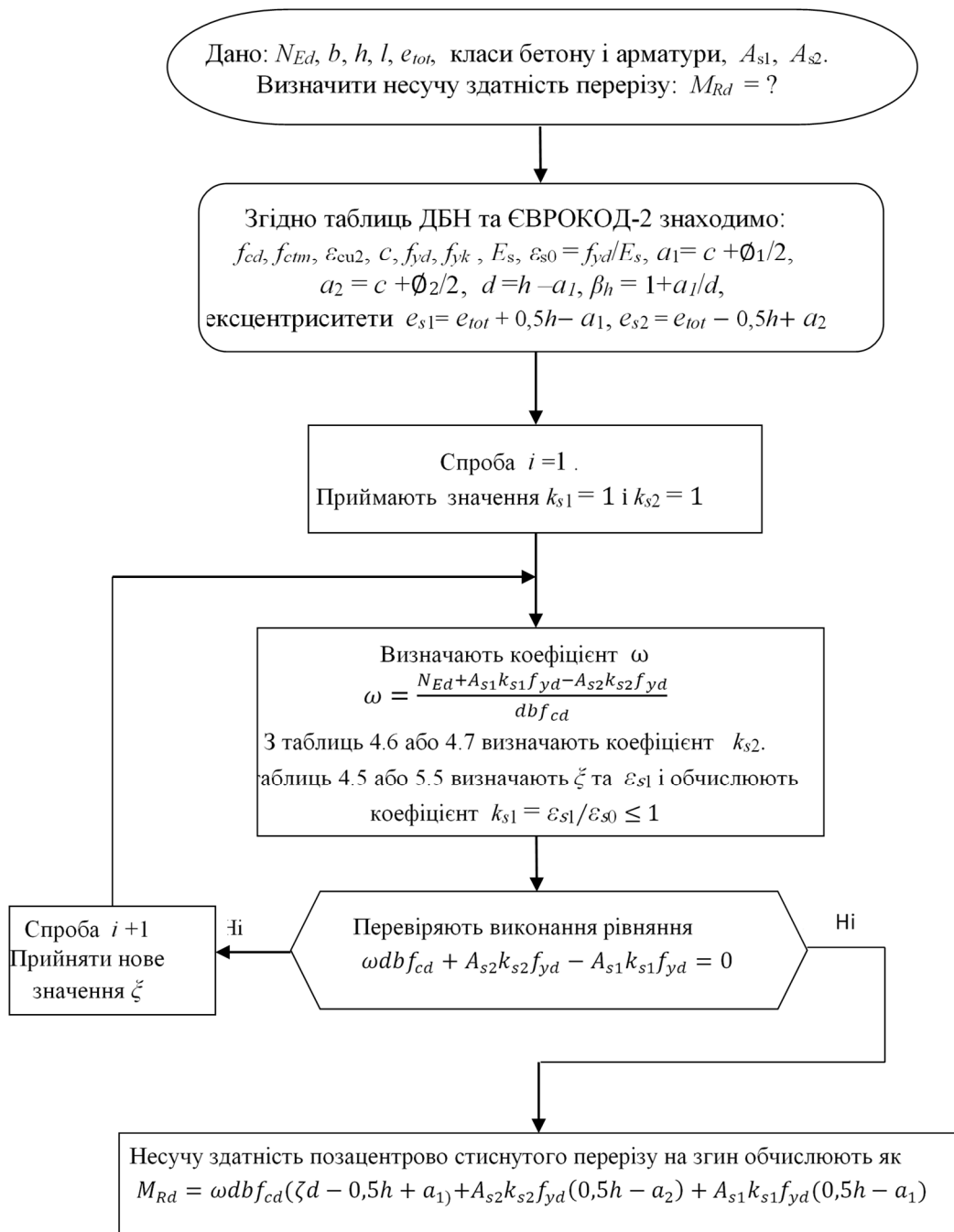


Рис. 8.10. Визначення несучої здатності позакентрово стиснутого перерізу прямокутного профілю на згин.

8.6. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 8.

Приклад 1.

Дано: колона рамного каркасу з геометричними розмірами $h = 600$ мм, $b = 400$ мм, $a_1 = a_2 = 50$ мм. Бетон важкий класу $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа,

$\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Арматура класу А500С ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа).

В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила $N_{Ed} = 1000$ кН і згинальний момент $M_{Ed} = 420$ кН·м, визначений з урахуванням випадкового ексцентриситету і впливу поздовжнього вигину.

Визначити: площу перерізу арматури.

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.8.8.

З умов задачі $e_{tot} = e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 420/1000 = 0,42$ м = 420 мм,

$$d = h - a_1 = 600 - 50 = 550 \text{ мм.}$$

Величина згинального моменту відносно центра ваги розтягнутої арматури рівняється:

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e_{tot} + 0,5h - a_1)$$

$$M_{Ed1} = 1000(0,42 + 0,5 \cdot 0,6 - 0,05) = 670 \text{ кНм.}$$

Визначаємо допоміжний коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{670 \cdot 10^6}{400 \cdot 550^2 \cdot 16,7} = 0,332$$

По $\alpha_m = 0,332$ з таблиці 5.5 визначаємо висоту стиснутої зони

$$\xi = 0,525$$

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,63, \text{ тоді}$$

$$\alpha_{m,lim} = 0,81 \xi_{lim} (1 - 0,416 \xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,63 (1 - 0,416 \cdot 0,63) = 0,377$$

Так як $\alpha_m = 0,332 < \alpha_{m,lim} = 0,377$ маємо випадок великих ексцентриситетів і стиснуту арматуру призначаємо конструктивно – 2Ø14А500С площею $A_{s2} = 308$ мм², що більше мінімальної.

$$A_{s,min} = 0,5 \cdot 0,1 N_{Ed} / f_{yd} = 0,5 \cdot 0,1 \cdot 1000000 / 435 = 115 \text{ мм}^2$$

$$A_{s,min} = 0,5 \cdot 0,02 \cdot b \cdot h = 0,5 \cdot 0,02 \cdot 400 \cdot 600 = 240 \text{ мм}^2.$$

Уточнюємо величину коефіцієнта α_m

$$\begin{aligned} \alpha_m &= \frac{M_{Ed1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{670 \cdot 10^6 - 308(550 - 50) \cdot 1 \cdot 435}{400 \cdot 550^2 \cdot 16,7} \\ &= 0,298 \end{aligned}$$

З таблиці 5.5 $\xi = 0,454$, $\omega = 0,367$, а з таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$

Площу розтягнутої арматури A_{s1} визначаємо за формулою

$$A_{s1} = (\omega db f_{cd} + A_{s2} k_{s2} f_{yd} - N_{Ed}) \frac{1}{f_{yd}},$$

$$A_{s1} = (0,367 \cdot 400 \cdot 550 \cdot 16,7 + 308 \cdot 1 \cdot 435 - 1000 \cdot 10^3) \cdot 1/435 = 1109 \text{ мм}^2.$$

Переріз армуємо 3Ø22A500C з площею $A_{s1} = 1140 \text{ мм}^2$.

Загальний процент армування перерізу

$$\rho = \frac{A_{s1} + A_{s2}}{b \cdot d} \cdot 100 = \frac{1140 + 308}{400 \cdot 550} \cdot 100 = 0,658 < 4 \text{ \%}.$$

Приклад 2.

Дано: колона рамного каркасу з геометричними розмірами $h = 400$ мм, $b = 400$ мм, $a_1 = a_2 = 40$ мм. Бетон важкий класу C^{30/35} ($f_{ck} = 30$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 20,0$ МПа). Арматура класу A500C ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа).

В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила $N_{Ed} = 1400$ кН і згинальний момент $M_{Ed} = 275$ кН·м, визначений з урахуванням випадкового ексцентриситету і впливу поздовжнього вигину.

Визначити: площу перерізу арматури.

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.8.8.

З умов задачі $e_{tot} = e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 280/1400 = 0,20$ м = 200 мм,

$$d = h - a_1 = 400 - 40 = 360 \text{ мм}.$$

Величина згинального моменту відносно центра ваги розтягнутої арматури рівняється:

$$\begin{aligned} M_{Ed1} &= N_{Ed}(e_{tot} + 0,5h - a_1) = 1400(0,2 + 0,5 \cdot 0,4 - 0,04) \\ &= 504 \text{ кНм}. \end{aligned}$$

Визначаємо допоміжний коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{504 \cdot 10^6}{400 \cdot 360^2 \cdot 20} = 0,486$$

По $\alpha_m = 0,486$ з таблиці 5.5 визначаємо висоту стиснутої зони $\xi = 1,15$.

Визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,63 \text{ тоді}$$

$$\alpha_{m,lim} = 0,81\xi_{lim}(1 - 0,416\xi_{lim}) = 0,81 \cdot 0,63(1 - 0,416 \cdot 0,63) = 0,377$$

Так як $\alpha_m = 0,486 > \alpha_{m,lim} = 0,377$ маємо випадок малих ексцентриситетів і стиснуту арматуру необхідно розраховувати.

$$\text{Визначаємо } \Delta\alpha_m = \alpha_m - \alpha_{m,lim} = 0,486 - 0,377 = 0,109$$

$$A_{s2} = \frac{\Delta\alpha_m}{d-a_2} \cdot b \cdot d^2 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,109}{360-40} 400 \cdot 360^2 \cdot \frac{20}{435} = 812 \text{ мм}^2$$

Визначаємо арматуру A_{s1} прийняв, значення коефіцієнта $k_{s1} = 1$, за формулою

$$A_{s1} = (\omega_{lim}dbf_{cd} + A_{s2}f_{yd} - N_{Ed}) \frac{1}{k_{s1}f_{yd}}$$

$$A_{s1} = (0,512 \cdot 360 \cdot 400 \cdot 20 + 812 \cdot 1 \cdot 435 - 1400 \cdot 10^3) \cdot 1/435 = 984 \text{ мм}^2.$$

Так як $A_{s1} = 984 \text{ мм}^2 > 0$ розрахунок закінчуємо.

Переріз армуємо симетричною арматурою в обох зонах перерізу по $2\text{Ø}25\text{A}500\text{C}$ з площею $A_{s1} = A_{s1} = 982 \text{ мм}^2$.

Приклад 3.

Дано: колона рамного каркасу з геометричними розмірами $h = 500$ мм, $b = 350$ мм, $a_1 = a_2 = 40$ мм. Бетон важкий класу $\text{C}^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Арматура класу $\text{A}500\text{C}$ ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа), $A_{s1} = 1256 \text{ мм}^2$ ($4\text{Ø}25$), $A_{s2} = 943 \text{ мм}^2$ ($3\text{Ø}25$). Ексцентриситет визначений з урахуванням випадкового ексцентриситету і впливу поздовжнього вигину $e_{tot} = 750$ мм.

Визначити граничну поздовжню силу N_{Rd} .

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.8.9.

З умов задачі $e_{tot} = 0,75$ м, $d = h - a_1 = 500 - 40 = 460$ мм.

Ексцентриситети поздовжньої сили відносно арматури:

$$e_{s1} = e_{tot} + 0,5 h - a_1 = 750 + 0,5 \cdot 500 - 40 = 960 \text{ мм},$$

$$e_{s2} = e_{tot} - 0,5 h + a_2 = 750 - 0,5 \cdot 500 + 40 = 540 \text{ мм}.$$

Приймаємо відносну висоту стиснутої зони бетону $\xi = \xi_{lim}$

$$\xi_{lim} = \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{s0} + \varepsilon_{cu2}} = \frac{3,5}{2,07 + 3,5} = 0,63.$$

Для призначеного $\zeta = 0,63$ з таблиці 5.5 знаходимо $\omega = 0,51$, $\alpha_m = 0,376$, $\zeta = 0,738$.

З таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$, а з таблиці 5.5 $\varepsilon_{s1} = 2,06$

Коефіцієнт $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 2,06/2,07 \cong 1$.

Так як $e_{tot} = 750 > 0,5h - a_2 = 210$ перевіряємо справедливість рівняння (5.35)

$$\omega dbf_{cd}(e_{s1} - \zeta d) + A_{s2}k_{s2}f_{yd}e_{s2} - A_{s1}k_{s1}f_{yd}e_{s1} = 0$$

$$0,51 \cdot 460 \cdot 350 \cdot (960 - 0,738 \cdot 460) + 943 \cdot 1 \cdot 435 \cdot 540 - 1256 \cdot 1 \cdot 435 \cdot 960 = -252 \cdot 10^6 \neq 0$$

Умова рівняння (5.34) не виконана тому необхідно змінювати висоту стиснутої зони ζ так як результат першої спроби від'ємний, слід приймати для другої спроби $\zeta > \zeta_{lim}$. В другій спробі призначаємо $\zeta = 0,8$. З таблиці 5.5 знаходимо $\omega = 0,648$, $\alpha_m = 0,432$, $\zeta = 0,667$. З таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$, а з таблиці 5.5 $\varepsilon_{s1} = 0,87$.

Коефіцієнт $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 0,87/2,07 = 0,42$. В другій спробі отримуємо

$$0,648 \cdot 460 \cdot 350 \cdot (960 - 0,667 \cdot 460) + 943 \cdot 435 \cdot 540 - 1256 \cdot 0,42 \cdot 435 \cdot 960 = 69,3 \cdot 10^6 \neq 0$$

Умова рівняння також не виконана, але уже з додатнім результатом, тому в наступній спробі візьмемо $\zeta < \zeta_2 = 0,75$.

В третій спробі призначаємо $\zeta = 0,75$. З таблиці 5.5 знаходимо $\omega = 0,607$, $\alpha_m = 0,418$, $\zeta = 0,688$. З таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$, а з таблиці 5.5 $\varepsilon_{s1} = 1,17$.

Коефіцієнт $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 1,17/2,07 = 0,565$. В третій спробі отримуємо

$$0,64 \cdot 460 \cdot 350 \cdot (960 - 0,671 \cdot 460) + 943 \cdot 435 \cdot 540 - 1256 \cdot 0,565 \cdot 435 \cdot 960 = -7,7 \cdot 10^6 \neq 0$$

В четвертій спробі призначаємо $\zeta = 0,76$. З таблиці 5.5 знаходимо $\omega = 0,615$, $\alpha_m = 0,421$, $\zeta = 0,684$. З таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$, а з таблиці 5.5 $\varepsilon_{s1} = 1,11$.

Коефіцієнт $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 1,11/2,07 = 0,536$. В четвертій спробі отримуємо

$$0,615 \cdot 460 \cdot 350 \cdot (960 - 0,684 \cdot 460) + 943 \cdot 435 \cdot 540 - 1256 \cdot 0,536 \cdot 435 \cdot 960 = 4,3 \cdot 10^6$$

Визначаємо для при $\zeta = 0,76$ несучу здатність перерізу з рівняння (5.36)

$$N_{Rd} = \omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} - A_{s1}k_{s1}f_{yd}$$

$$N_{Rd} = 0,615 \cdot 460 \cdot 350 \cdot 16,7 + 943 \cdot 435 - 1256 \cdot 0,536 \cdot 435 = 1809 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Остаточно приймаємо $\xi = 0,758$. Тоді $\omega = 0,613$, $\alpha_m = 0,42$, $\zeta = 0,685$.
З таблиці 5.7 $k_{s2} = 1$, а з таблиці 5.5 $\varepsilon_{s1} = 1,13$. Коефіцієнт $k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 1,13 / 2,07 = 0,546$.

$$N_{Rd} = 0,613 \cdot 460 \cdot 350 \cdot 16,7 + 943 \cdot 435 - 1256 \cdot 0,546 \cdot 435 = 1760 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Останнє уточнення змінило величину несучої здатності N_{Rd} лише на 2,7 % , тому його можна було не проводити.

Приклад 4.

Дано: колона рамного каркасу з геометричними розмірами $h = 400$ мм, $b = 400$ мм, $a_1 = a_2 = 50$ мм. Бетон важкий класу $C^{16}/_{20}$ ($f_{ck} = 16$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 10,7$ МПа). Арматура класу А400С ($f_{yk} = 400$ МПа, $f_{yd} = 348$ МПа), $A_{s1} = A_{s2} = 1571 \text{ мм}^2$ ($5\varnothing 20$). В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила $N_{Ed} = 900$ кН і згинальний момент M_{Ed} .

Визначити: граничний згинальний момент, який здатен сприйняти переріз M_{Rd} .

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.8.10.

З умов задачі $d = h - a_1 = 400 - 50 = 350$ мм.

$$\varepsilon_{s0} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{348}{210} = 1,66 \text{ ‰}.$$

На першому етапі приймаємо значення коефіцієнтів $k_{s1} = k_{s2} = 1,0$ і з рівняння (5.37) визначаємо коефіцієнт ω

$$\omega = \frac{N_{Ed} + A_{s1}k_{s1}f_{yd} - A_{s2}k_{s2}f_{yd}}{d b f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{900 \cdot 10^3 + 1571 \cdot 1,0 \cdot 348 - 1571 \cdot 1,0 \cdot 348}{350 \cdot 400 \cdot 10,7} = 0,6008$$

З таблиці 5.5 при значенні $\omega = 0,6008$ знаходимо $\xi = 0,74$, $\zeta = 0,691$, $\varepsilon_{s1} = 1,22 \text{ ‰}$ (розтяг). Визначаємо коефіцієнт k_{s1}

$$k_{s1} = \varepsilon_{s1} / \varepsilon_{s0} = 1,22 / 1,66 = 0,735.$$

Переріз знаходиться в зоні деформування 3 і коефіцієнт $k_{s2} = 1,0$.

Перевіряємо умову виконання рівняння (5.36)

$$\omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} - A_{s1}k_{s1}f_{yd} - N_{Ed} = 0$$

$$0,6008 \cdot 350 \cdot 400 \cdot 10,7 + 1571 \cdot 1,0 \cdot 348 - 1571 \cdot 0,735 \cdot 348 - 900 \cdot 10^3 = 144,9 \cdot 10^3 \neq 0$$

Умова рівняння (5.36) не виконана тому необхідно змінювати висоту стиснутої зони ξ так як результат першої спроби додатний, для другої спроби ξ зменшуємо. В другій спробі призначаємо $\xi = 0,7$. Результати розрахунків зводимо в таблицю 8.5.

Таблиця 8.5

Визначення висоти стиснутої зони ξ методом спроб

№ спроби	Коефіцієнти					Результат
	ξ	ω	ζ	k_{s1}	k_{s2}	
1	0,74	0,6008	0,691	0,735	1,0	$145 \cdot 10^3$
2	0,70	0,567	0,705	0,904	1,0	$1,9 \cdot 10^3$
3	0,69	0,558	0,713	0,946	1,0	$-34,6 \cdot 10^3$

Для вирішення задачі залишаємо значення коефіцієнтів:

$$\xi = 0,7, \quad \zeta = 0,691, \quad k_{s1} = 0,904, \quad k_{s2} = 1,0$$

Несучу здатність перерізу визначаємо з рівняння (5.38)

$$M_{Rd} = \omega dbf_{cd}(\zeta d - 0,5h + a_1) + A_{s2}k_{s2}f_{yd}(0,5h - a_2) + A_{s1}k_{s1}f_{yd}(0,5h - a_1)$$

$$M_{Rd} = 0,567 \cdot 350 \cdot 400 \cdot 10,7(0,705 \cdot 350 - 0,5 \cdot 400 + 50) + 1571 \cdot 1 \cdot 348(0,5 \cdot 400 - 50) + 1571 \cdot 0,904 \cdot 348(0,5 \cdot 400 - 50) = 238,3 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 238,3 \text{ кНм}$$

9. РОЗТЯГНУТІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ

9.1. РОЗРАХУНКОВІ ВИПАДКИ

При розрахунку розтягнутих елементів, в залежності від величини ексцентриситету e_0 поздовжньої сили розтягу N_{Ed} , можуть виникати такі випадки (рис.9.1):

– розтяг осьовий $e_0 = 0$;

- розтяг з малими ексцентриситетами, коли точка прикладання сили розтягу N_{Ed} розташована між центрами ваги арматури A_{s1} і A_{s2} в перерізі;
- розтяг з великими ексцентриситетами, коли точка прикладання сили розтягу N_{Ed} розташована за межами розташування арматури A_{s1} і A_{s2} в перерізі.

В перших двох випадках весь переріз буде розтягнутий, а так як бетон розтягнутої зони участі в роботі не приймає, то вся сила N_{Ed} передається на розтягнуту арматуру. В випадку, показаному на рисунку 6.1,с, в перерізі виникає як розтягнута, так і стиснута зона бетону.

У граничному стані при малих ексцентриситетах (рис.6.1,б) відносні деформації арматури, розташовані на найбільш розтягнутій грані перерізу, досягають граничних значень $\varepsilon_{s1} = 10$ ‰. Деформації арматури на менш розтягнутій грані слід визначити на підставі гіпотези плоских перерізів.

В випадку великих ексцентриситетів для стиснутого бетону використовується лінійно–параболічна залежність $\sigma_c \rightarrow \varepsilon_c$, а відносні деформації бетону в граничному стані досягають граничних значень $\varepsilon_{cu2} = 3,5$ ‰.

Умови рівноваги для випадку малих ексцентриситетів мають такий вигляд:

$$N_{Ed} - N_{s1} - N_{s2} = 0 ; \quad (9.1)$$

$$N_{Ed} e_{s1} - N_{s2} (d - a_1) = 0 ; \quad (9.2)$$

де: e_{s1} - ексцентриситет сили розтягу N_{Ed} відносно центра ваги найбільш розтягнутої арматури A_{s1} ;

N_{s1} і N_{s2} - відповідно зусилля в арматурі A_{s1} і A_{s2} .

Міцність позацентрово розтягнутих елементів в випадку малих ексцентриситетів згідно [1, 6, 14] перевіряють з умов:

$$N_{Ed} e_{s1} = N_{s2} (d - a_1), \quad (9.3)$$

$$N_{Ed} e_{s2} = N_{s1} (d - a_1), \quad (9.4)$$

де e_{s1} і e_{s2} – ексцентриситети сили розтягу N_{Ed} відносно центрів ваги відповідно найбільш і менш розтягнутої арматури A_{s1} і A_{s2} .

Для виявлення випадку, для якого повинен проводитися розрахунок, використовують момент $M_{Ed,1}$ сили N_{Ed} відносно центра ваги найбільш розтягнутої арматури A_{s1} :

$$M_{Ed,1} = N_{Ed}(e_0 - y_c + a_1), \quad (9.5)$$

де: e_0 —ексцентриситет поздовжньої сили розтягу N_{Ed} відносно центру ваги поперечного перерізу $e_0 = M_{Ed}/N_{Ed}$;

y_c —відстань від найбільш розтягнутої грані до центру ваги поперечного перерізу.

Знак моменту $M_{Ed,1}$ вказує на випадок розрахунку. Якщо $M_{Ed,1} > 0$, то в перерізі виникає стиснута зона і його розраховують як розтягнутого силою з великим ексцентриситетом.

Умови рівноваги для випадку великих ексцентриситетів мають наступний вигляд:

$$N_{Ed} + N_c - N_{s1} + N_{s2} = 0 ; \quad (9.6)$$

$$M_{Ed,1} - N_c \cdot z_c - N_{s2}(d - a_2) = 0 ; \quad (9.7)$$

Зусилля в арматурі A_{s2} залежить від величини відносної деформації ε_{s2} , яку визначають в залежності від значення висоти стиснутої зони бетону ξ як і в перерізах при згині, використовуючи допоміжні таблиці 5.6 або 5.7.

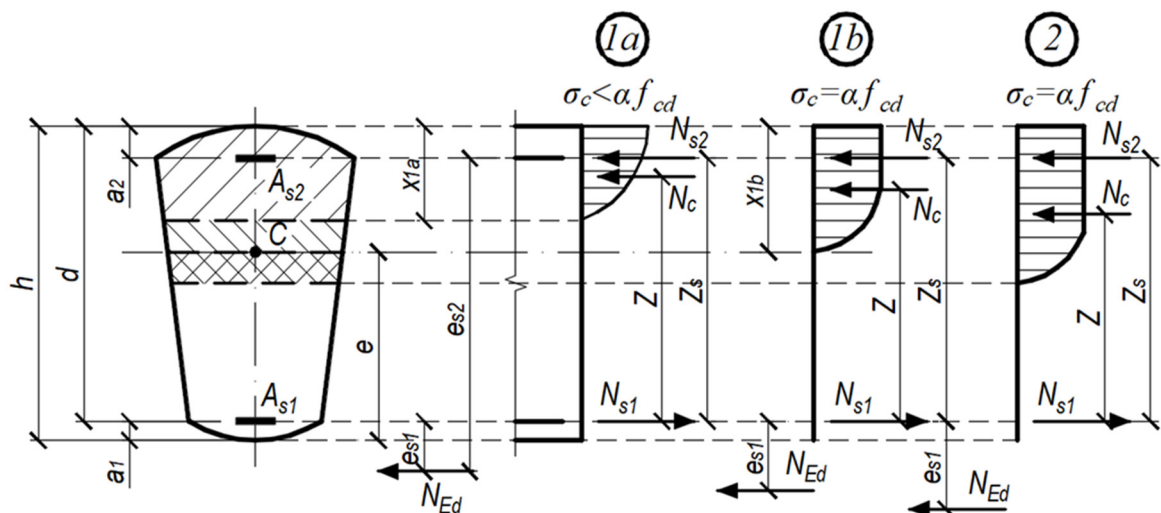


Рис. 9.1. Схема напружень та зусиль в перерізі позцентрово розтягнутого елемента з великими ексцентриситетами ($M_{Ed,1} > 0$).

9.2. ПІДБІР АРМАТУРИ В РОЗТЯГНУТИХ ПЕРЕРІЗАХ

Якщо в перерізі позацентрово розтягнутого елемента прямокутного профілю виникає випадок малих ексцентриситетів, тобто $e_0 < 0,5h - a_1$, схема розрахунку армування наведена на рисунку 6.2.

Площу арматури A_{s1} шукають записуючи суму моментів відносно менш розтягнутої арматури A_{s2} (6.7), а необхідну кількість арматури A_{s2} шукають записуючи суму моментів відносно більше розтягнутої арматури A_{s1}

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{yd}(d - a_2)} \quad (9.8)$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{yd}(d - a_2)} \quad (9.9)$$

$$\text{де: } e_{s2} = e_0 + 0,5h - a_2; \quad e_{s1} = 0,5h - a_1 - e_0 \quad (9.10)$$

При осьовому розтягу, чи близькому до осьового площу арматури визначають як

$$A_{s1} = A_{s2} = \frac{0,5N_{Ed}}{f_{yd}} \quad (9.11)$$

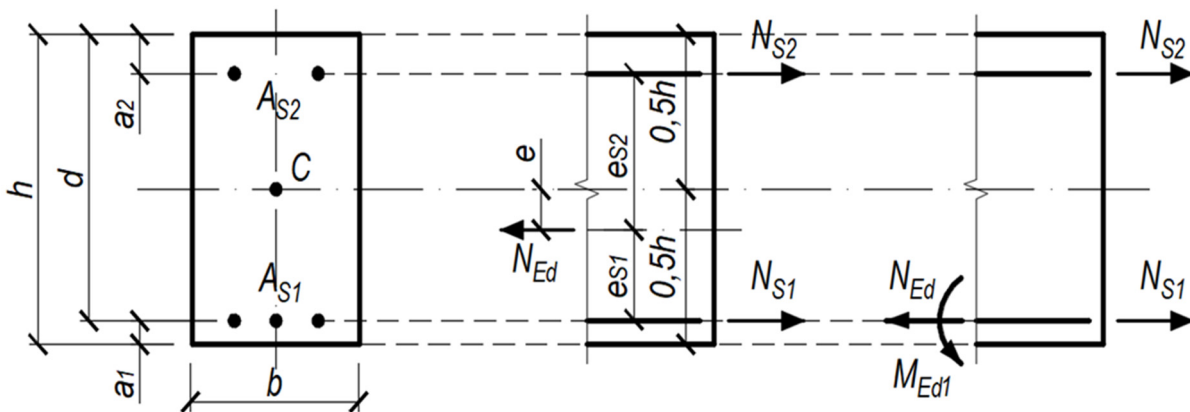


Рис. 9.2. Схема розрахунку армування позацентрово розтягнутого елемента з малими ексцентриситетами.

Якщо момент $M_{Ed,1}$ визначений з (9.5) додатній, тобто виконується умова $e_0 \geq 0,5h - a_1$ в перерізі виникає випадок великих ексцентриситетів

(рис.9.3). В перерізі появляється стиснута зона бетону, висоту якої ξ визначають, як при згині, з таблиці 5.5 за допомогою коефіцієнта α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \rightarrow \xi \quad (9.12)$$

Якщо $\xi \leq \xi_{lim}$, то арматура в стиснутій зоні A_{s2} за розрахунком не потрібна, і площу розтягнутої арматури A_{s1} визначають з виразу

$$A_{s1} = (\omega b d f_{cd} + N_{Ed}) \frac{1}{f_{yd}} \quad (9.13)$$

Якщо арматура A_{s2} з конструктивних міркувань обов'язкова в перерізі, то її призначають як $A_{s2} \geq A_{s,min}$, і корегують висоту стиснутої зони ξ , уточнюючи коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{sd1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b d^2 f_{cd}} \rightarrow \xi \text{ і } \omega \quad (9.14)$$

Коефіцієнт k_{s2} визначають з таблиці 5.6 або 5.7.

Площу розтягнутої арматури A_{s1} визначають з виразу

$$A_{s1} = (\omega b d f_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} + N_{Ed}) \frac{1}{f_{yd}} \quad (9.15)$$

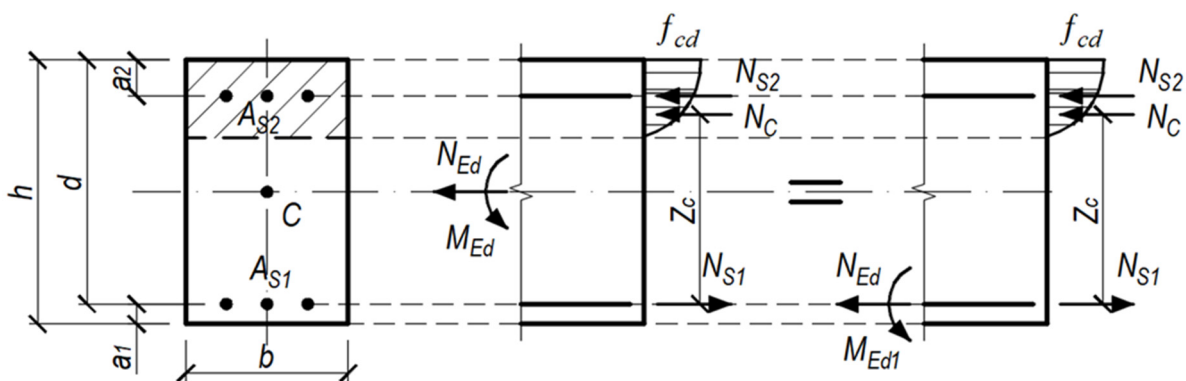


Рис. 9.3. Схема розрахунку армування позакентрово розтягнутого елемента з великими ексцентриситетами.

Якщо $\xi > \xi_{lim}$, то арматура в стиснутій зоні A_{s2} визначається за розрахунком як і при згині

$$A_{s2} = \frac{M_{Ed1} - \alpha_{m,lim} d^2 b f_{cd}}{f_{yd} (d - a_2)} \quad (9.16)$$

Площу арматури A_{s1} знаходять з рівняння (9.15) прийнявши замість ω значення ω_{lim} . Алгоритм визначення площі арматури в розтягнутих елементах прямокутного профілю наведено на рис. 9.4.

9.3. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКІВ ДО РОЗДІЛУ 9.

Приклад 1.

Дано: прямокутний переріз з геометричними розмірами $h = 400$ мм, $b = 300$ мм, $a_1 = a_2 = 40$ мм. Бетон важкий класу $C^{25}/_{30}$ ($f_{ck} = 25$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 16,7$ МПа). Арматура класу А500С ($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа).

В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила розтягу $N_{Ed} = 350$ кН і згинальний момент $M_{Ed} = 30$ кН·м.

Визначити: площу перерізу арматури A_{s1} і A_{s2} .

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис. 9.4.

З умов задачі $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 36/300 = 0,12$ м = 120 мм,

$$d = h - a_1 = 400 - 40 = 360 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову $e_0 = < 0,5h - a_1$

так як $e_0 = 120 < 0,5 \cdot 400 - 40 = 160$ мм, маємо випадок малих ексцентриситетів, тобто весь переріз розтягнутий.

Визначаємо ексцентриситети сили N_{Ed} відносно центрів ваги обох арматур:

$$e_{s1} = 0,5h - e_0 - a_1 = 0,5 \cdot 400 - 120 - 40 = 40 \text{ мм}^2,$$

$$e_{s2} = e_0 + 0,5h - a_2 = 120 + 0,5 \cdot 400 - 40 = 280 \text{ мм}^2.$$

Площу арматури A_{s1} , яка розташована біля більше розтягнутої зони перерізу визначаємо з рівняння (9.8)

$$A_{s1} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s2}}{f_{yd}(d - a_2)} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 280}{435(360 - 40)} = 704 \text{ мм}^2$$

Площу арматури A_{s2} , яка розташована біля менш розтягнутої зони перерізу визначаємо з рівняння (9.9)

$$A_{s2} = \frac{N_{Ed} \cdot e_{s1}}{f_{yd}(d - a_2)} = \frac{350 \cdot 10^3 \cdot 40}{435(360 - 40)} = 100,4 \text{ мм}^2$$

Переріз армуємо:

арматура $A_{s1} - 4\emptyset 16A500C$ з площею $A_{s1,prov} = 804 \text{ мм}^2$;

арматура $A_{s2} - 2\emptyset 12A500C$ з площею $A_{s1,prov} = 226 \text{ мм}^2$,

що більше $A_{s,min} = 0,0013bh = 0,0013 \cdot 300 \cdot 400 = 156 \text{ мм}^2$.

Приклад 2.

Дано: прямокутний переріз з геометричними розмірами $h = 300$ мм, $b = 1000$ мм, $a_1 = a_2 = 40$ мм. Бетон важкий класу $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 13,3$ МПа). Арматура класу А240С ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{yd} = 209$ МПа).

В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила розтягу $N_{Ed} = 200$ кН і згинальний момент $M_{Ed} = 100$ кН·м.

Визначити площу перерізу арматури A_{s1} і A_{s2} .

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.9.4.

З умов задачі $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 100/200 = 0,5$ м = 500 мм,

$$d = h - a_1 = 300 - 40 = 260 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову $e_0 = < 0,5h - a_1$

так як $e_0 = 500 > 0,5 \cdot 300 - 40 = 110$ мм, маємо випадок великих ексцентриситетів, тобто в перерізі мають місце розтягнута і стиснута зони.

Визначаємо ексцентриситети сили N_{Ed} відносно центрів ваги обох арматур:

$$e_{s1} = e_0 - 0,5h + a_1 = 500 - 0,5 \cdot 300 + 40 = 390 \text{ мм}^2,$$

$$e_{s2} = e_0 + 0,5h - a_2 = 500 + 0,5 \cdot 300 - 40 = 610 \text{ мм}^2.$$

З рівняння (5.6) обчислюємо заміняючий момент $M_{Ed,1}$

$$M_{Ed,1} = N_{Ed}(e_0 - 0,5h + a_1) = 200 \cdot 10^3(500 - 0,5 \cdot 300 + 40) = 78 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 78 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Обчислюємо допоміжний коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed,1}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{78 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,087 \rightarrow \xi$$

Визначена з таблиці 5.5 висота стиснутого бетону $\xi = 0,149$ свідчить, що переріз знаходиться в зоні деформування 1а, а значить стиснута арматура A_{s2} за розрахунком не вимагається і приймається конструктивно 5 $\varnothing 10$ А240С з кроком 200 мм.

$A_{s2,prov} = 393 \text{ мм}^2$, що більше $A_{s,min} = 0,0013bh = 0,0013 \cdot 300 \cdot 1000 = 390 \text{ мм}^2$.

Враховуючи, що в стиснутій зоні елемента встановлена конструктивна арматура A_{s2} , згідно алгоритму (рис. 9.4) необхідно корегувати, отриману раніше, висоту стиснутої зони бетону ξ , для чого повторно обчислюють допоміжний коефіцієнт α_m

Так як при $\xi = 0,149$ і співвідношенні $a_2/d = 40/260 = 0,154 \approx 0,16$, згідно таблиці 5.6 коефіцієнт $k_{s2} = -0,112$, знак при коефіцієнті k_{s2} від'ємний, що свідчить, що арматура A_{s2} розтягнута, і тоді

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{78 \cdot 10^6 - 393(260 - 40) \cdot (-0,112) \cdot 209}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,085$$

З таблиці 5.5 при $\alpha_m = 0,085$ коефіцієнти $\xi = 0,145$, $\omega = 0,088$, а коефіцієнт з таблиці 5.6 $k_{s2} = -0,115$. Різниця в значеннях коефіцієнта k_{s2} не перевищує 5%, тому подальше уточнення висоти стиснутої зони бетону не вимагається.

З таблиці 5.5 при $\xi = 0,145$ коефіцієнти $\omega = 0,088$ і площу арматури A_{s1} знаходимо з рівняння

$$A_{s1} = \frac{\omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} + N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,088 \cdot 260 \cdot 1000 \cdot 13,3 + 393 \cdot (-0,115) \cdot 209 + 200000}{209} = 2368 \text{ мм}^2$$

В розтягнутій зоні перерізу встановлюємо 5 $\varnothing 25A240C$ з кроком 200 мм, з площею $A_{s1,prov} = 2454 \text{ мм}^2$.

Приклад 3.

Дано: прямокутний переріз з геометричними розмірами $h = 300$ мм, $b = 1000$ мм, $a_1 = a_2 = 40$ мм. Бетон важкий класу $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = 13,3$ МПа). Арматура класу $A240C$ ($f_{yk} = 240$ МПа, $f_{yd} = 209$ МПа). В розрахунковому перерізі діє поздовжня сила розтягу $N_{Ed} = 200$ кН і згинальний момент $M_{Ed} = 150$ кН·м.

Визначити площу перерізу арматури A_{s1} і A_{s2} .

Хід розрахунку

Вирішення задачі ведемо згідно алгоритму, наведеному на рис.9.4.

З умов задачі $e_0 = M_{Ed} / N_{Ed} = 150/200 = 0,75 \text{ м} = 750 \text{ мм}$,

$$d = h - a_1 = 300 - 40 = 260 \text{ мм}.$$

Перевіряємо умову $e_0 = < 0,5h - a_1$

Так як $e_0 = 750 > 0,5 \cdot 300 - 40 = 110$ мм , маємо випадок великих ексцентриситетів, тобто в перерізі мають місце розтягнута і стиснута зони.

Визначаємо ексцентриситети сили N_{Ed} відносно центрів ваги обох арматур:

$$e_{s1} = e_0 - 0,5h + a_1 = 750 - 0,5 \cdot 300 + 40 = 640 \text{ мм}^2,$$

$$e_{s2} = e_0 + 0,5h - a_2 = 750 + 0,5 \cdot 300 - 40 = 860 \text{ мм}^2.$$

З рівняння (9.5) обчислюємо заміняючий момент $M_{Ed,1}$

$$M_{Ed1} = N_{Ed}(e_0 - 0,5h + a_1) = 200 \cdot 10^3(750 - 0,5 \cdot 300 + 40) = 128 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 128 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

Обчислюємо допоміжний коефіцієнт α_m

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed,1}}{b \cdot d^2 f_{cd}} = \frac{128 \cdot 10^6}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,143 \rightarrow \xi$$

Визначена з таблиці 5.5 висота стиснутого бетону $\xi = 0,211$ свідчить, що переріз знаходиться в зоні деформування 1б, а значить стиснута арматура A_{s2} за розрахунком не вимагається і приймається конструктивно $5\text{Ø}10\text{A}240\text{C}$ з кроком 200 мм.

$$A_{s2,prov} = 393 \text{ мм}^2, \text{ що більше } A_{s,min} = 0,0013bh = 0,0013 \cdot 300 \cdot 1000 = 390 \text{ мм}^2.$$

Враховуючи, що в стиснутій зоні елемента встановлена конструктивна арматура A_{s2} , згідно алгоритму (рис. 9.4) необхідно корегувати, отриману раніше, висоту стиснутої зони бетону ξ , для чого повторно обчислюють допоміжний коефіцієнт α_m

Так як при $\xi = 0,209$ і співвідношенні $a_2/d = 40/260 = 0,154 \approx 0,16$, згідно таблиці 5.6 коефіцієнт $k_{s2} = 0,62$, і тоді

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{128 \cdot 10^6 - 393(260 - 40)0,62 \cdot 209}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,130$$

З таблиці 5.5 при $\alpha_m = 0,130$ коефіцієнти $\xi = 0,195$, а коефіцієнт з таблиці 5.6 $k_{s2} = 0,42$. Різниця в значеннях коефіцієнта k_{s2} перевищує 5%, тому проводимо подальше уточнення висоти стиснутої зони бетону.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{128 \cdot 10^6 - 393(260 - 40) \cdot 0,42 \cdot 209}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,134$$

З таблиці 5.5 при $\alpha_m = 0,134$ коефіцієнти $\xi = 0,199$, а коефіцієнт з таблиці 5.6 $k_{s2} = 0,46$. Різниця в значеннях коефіцієнта k_{s2} також перевищує 5%, тому проводимо подальше уточнення висоти стиснутої зони бетону.

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed1} - A_{s2}(d - a_2)k_{s2}f_{yd}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{128 \cdot 10^6 - 393(260 - 40) \cdot 0,46 \cdot 209}{1000 \cdot 260^2 \cdot 13,3} = 0,133$$

З таблиці 5.5 при $\alpha_m = 0,133$ коефіцієнти $\xi = 0,198$, $\omega = 0,145$, а коефіцієнт з таблиці 5.6 $k_{s2} = 0,47$. Різниця в значеннях коефіцієнта k_{s2} не перевищує 5%, тому подальше уточнення висоти стиснутої зони бетону не вимагається.

З таблиці 5.5 при $\xi = 0,195$ коефіцієнти $\omega = 0,146$ і площу арматури A_{s1} знаходимо з рівняння

$$A_{s1} = \frac{\omega dbf_{cd} + A_{s2}k_{s2}f_{yd} + N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{0,145 \cdot 260 \cdot 1000 \cdot 13,3 + 393 \cdot 0,47 \cdot 209 + 200000}{209} = 3541 \text{ мм}^2$$

В розтягнутій зоні перерізу встановлюємо 6 $\varnothing 28A240C$ з кроком 200 мм, з площею $A_{s1,prov} = 3695 \text{ мм}^2$.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2) / Брюссель, СЕН, 2004, 225с.
2. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Основи проектування конструкцій. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 132с. – *чинний з 01.07.2013*
3. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT): Зміна 1 ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010.- Київ: ДП «Укрархбудінформ», 2014.-54 с. - *чинний з 07.01.2014.*
4. ДБН В 2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 71с. – *чинний з 01.06.2011*
5. ДБН В. 1.2.-14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.-Мінрегіонбуд України. Київ, 2018,- 30с. – *чинний з 01.01.2019.*
6. ДСТУ БВ 2.6-156:2010. Бетонні і залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Мінрегіонбуд України. Київ, 2011,- 116с. – *чинний з 01.06.2011.*
7. А. Лапко. Б.Х. Янсен. Основи проектування і алгоритми розрахунків залізобетонних конструкцій. Аркадія, Варшава, 2009, -432 с.
8. Бамбура А.М. Проектування залізобетонних конструкцій / А.М.Бамбура, І.Р.Сазонова, О.В.Дорогова, О.В.Войцехівський.- К.: Майстер книг, 2018.- 239 с.
9. Кріпак В.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами другої групи за ДБН В.2.6-98:2009.- К.:КНУБА, 2015,-71 с.
10. Журавський О.Д. Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів / Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. / К.: КНУБА, 2017, с.167.
11. Шмуклер В. С. Практичний розрахунок елементів залізобетонних конструкцій за ДБН В.2.6-98:2009 у порівнянні з розрахунками за СНиП 2.03.01-84* і EN 1992-1-1 (Eurocode 2)./ Х.: Золоті сторінки, 2015,- 205 с.
12. Бамбура А.М. Проблеми гармонізації розроблюваного національ-

ного нормативного документу «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення» з EN 1992-1-1:2004 (Єврокод 2)/Бамбура А.М., Давиденко О.І., Слюсаренко Ю.С., Гурківський О.Б., Безбожна М.С./ Міжвідомчий науково-технічний зб. Будівельні конструкції.-К.: 2007- вип.67. 19-25 с.11.

13. Кріпак В.Д. Нормативне забезпечення будівництва. Методичні вказівки до виконання практичних занять для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» спеціалізації «Промислове та цивільне будівництво» / В.Д.Кріпак, Л.В.Афанасьєва, Т.Р.Кулик. КНУБА, 2020, с.72.
14. Lapko A. Projektowanie konstrukcji zelbetowych wg Wurocodu 2 i PN-B-03264:1999.- Arkady, Warszawa, 2000.

Навчальне видання

КРІПАК Володимир Денисович

ОСНОВИ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ЄВРОПЕЙСЬКИМИ НОРМАМИ

Навчальний посібник

Редагування та коректура *В.Д.Кріпак*
Комп'ютерне верстання *В.Д.Кріпак*

Підписано до друку 25.09.2023 Формат 60x84 ¹/₁₆.
Папір офсетний. Гарнітура Таймс. Друк на різнографі.
Ум. друк. арк. 8,71. Облік.-вид. арк. 5,38.
Тираж 50 прим.

Видавець:
Київського національного університету будівництва і архітектури

03680, м. Київ, Повітрофлотський проспект, 31,

Виготовлювач:
ТОВ «Видавництво Ліра-К» Свідоцтво №3981, серія ДК.
03142, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1
Тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12
Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net