

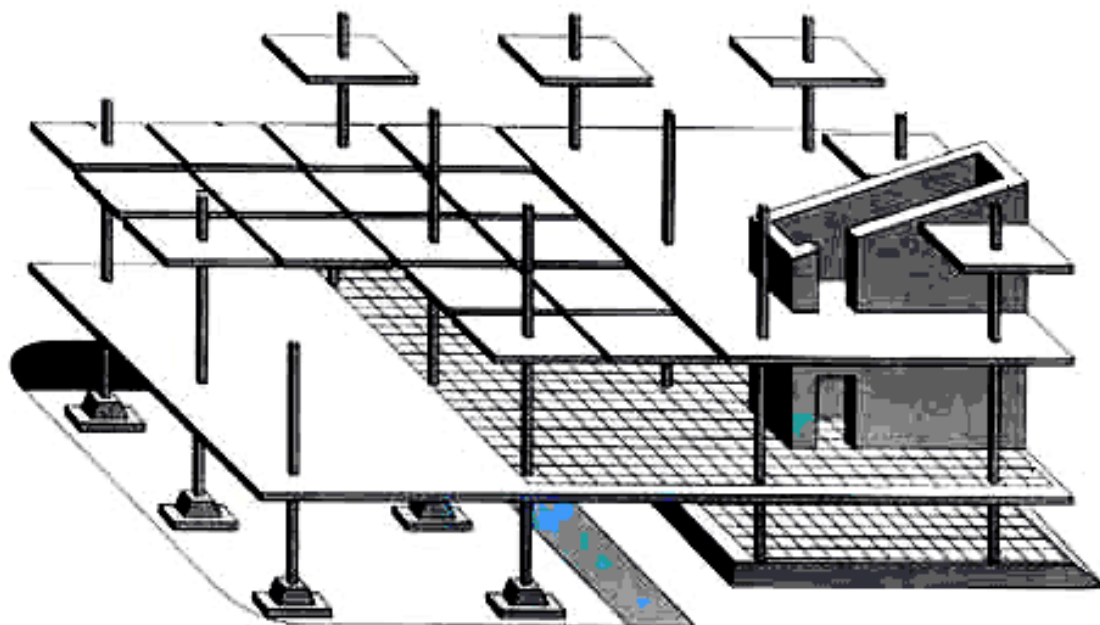
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Кафедра будівельних конструкцій

**РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКОВИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ЗА НЕЛІНІЙНОЮ ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ
(на основі ДБН В.2.6-98:2009)**

Навчальний посібник



Полтава 2023

УДК 624.012.454

ББК – 38.533Я7

Рекомендовано до друку навчально-методичною комісією ННІ архітектури, будівництва та землеустрою (протокол №1 від 28.08.2023 р.)

Рецензенти: О.В. Семко, д.т.н., професор, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії;

С.М. Микитенко, к.т.н., доцент кафедри будівельних конструкцій.

Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Гарькава. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2023. – 80 с.

© Павліков А.М., 2023 рік

© Гарькава О.В., 2023 рік

© Національний університет

імені Юрія Кондратюка, 2023 рік

ЗМІСТ

Перелік застосованих умовних позначень, символів, одиниць, скорочень, термінів.....	5
Передмова.....	6
Вступ.....	7
1 Загальні відомості про створення нелінійної деформаційної моделі.....	9
1.1 Передумови створення нелінійної деформаційної моделі.....	9
1.2 Експериментальні основи застосування діаграм фізичного стану бетону.....	10
1.3 Основні апроксимації діаграми $\sigma_c - \varepsilon_c$ фізичного стану бетону.....	14
1.4 Напрями розв'язання проблеми визначення граничних значень деформацій бетону.....	16
2 Загальні положення розрахунків.....	17
2.1 Принципи розрахунків за граничними станами першої групи.....	17
2.2 Передумови розрахунків.....	18
2.3 Залежність напруження-деформації бетону в розрахунках конструкцій.....	19
2.4 Спрощені залежності напруження-деформації бетону в розрахунках конструкцій.....	21
2.5 Розрахункова діаграма деформування арматури.....	23
3 Характеристики матеріалів.....	24
3.1 Характеристики бетону.....	24
3.2 Види арматури для залізобетонних конструкцій.....	25
3.3 Характеристики арматури.....	26
4 Розрахунок площі поздовжньої арматури в згинальних елементах бетонних і залізобетонних конструкцій.....	28
4.1 Основні залежності з розрахунку (перша задача).....	28
4.2 Умова необхідності армування стиснутої зони перерізу.....	38

4.3 Алгоритм розрахунку площі арматури у поперечному перерізі.....	39
4.4 Приклади розрахунку площі поздовжньої арматури.....	41
5 Розрахунок за міцністю нормальних перерізів згинальних елементів бетонних і залізобетонних конструкцій.....	45
5.1 Основні залежності з розрахунку міцності (друга задача).....	45
5.2 Умова забезпечення руйнування елемента за арматурою.....	53
5.3 Алгоритм розрахунку міцності нормальних перерізів.....	55
5.4 Приклади розрахунку міцності нормальних перерізів.....	57
6 Приклади розрахунків міцності згинальних елементів у нормальному перерізі з використанням параметрів $\bar{\alpha}_m, \bar{\xi}, \bar{\zeta}$ за таблицями.....	61
Література.....	69
Додаток А Таблиці значень параметрів та характеристик , що використовуються в розрахунках.....	73

**ПЕРЕЛІК ЗАСТОСОВАНИХ УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СИМВОЛІВ,
ОДИНИЦЬ, СКОРОЧЕНЬ І ТЕРМІНІВ***

$C(B)$	Клас бетону
$A_s(A_s)$	Площа поперечного перерізу арматури
$E_{cd}(E_b)$	Розрахункове значення модуля пружності бетону
$E_s(E_s)$	Розрахункове значення модуля пружності арматурної сталі
$M(M)$	Згинальний момент
$b(b)$	Ширина поперечного перерізу
$d(h_0)$	Робоча висота поперечного перерізу
$f_{cd}(R_b)$	Розрахункове значення міцності бетону на стиск
$f_{yd}(R_s)$	Розрахункове значення міцності арматури на границі текучості
$h(h)$	Висота поперечного перерізу
$x(x)$	Висота стиснутої зони перерізу
$\varepsilon_c(\varepsilon_b)$	Значення відносних деформацій стиску бетону
$\varepsilon_s(\varepsilon_s)$	Значення відносних деформацій арматури
$\rho_f(\mu_s)$	Коефіцієнт армування для поздовжньої арматури
$\varepsilon_{c1}(\varepsilon_{bR})$	Значення відносних деформацій стиску бетону при максимальних напруженнях f_c
ε_{cu}	Значення відносних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в момент, коли залізобетонний елемент чинить максимальний опір дії зовнішнього навантаження
η_u	Значення рівня відносних деформацій найбільш стиснутої фібри бетону в момент, коли залізобетонний елемент чинить максимальний опір дії зовнішнього навантаження

*В дужках наведені умовні позначення за СНиП 2.03.01-84.

ПЕРЕДМОВА

Даний посібник складено відповідно до програми спеціального курсу «Кам'яні та залізобетонні конструкції» із навчальної дисципліни «Будівельні конструкції», за якою навчаються студенти за всіма освітньо-кваліфікаційними рівнями з напрямку підготовки «Будівництво». При його написанні урахований багаторічний досвід викладання цієї дисципліни за заочною та денною формами навчання у Полтавському національному технічному університеті імені Юрія Кондратюка.

Основною метою написання посібника є сприяння впровадженню у навчальний процес нової нормативної бази з проектування залізобетонних конструкцій, регламентованої введеними у дію з 2011 року в галузь будівництва в Україні ДБН В.2.6-98:2009 та ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Викладені у посібнику пропозиції деталізують і конкретизують застосування вимог нових норм в інженерній практиці. Продемонстровано можливість реалізації в розрахунках міцності залізобетонних конструкцій методики введених норм за структурою методики відмінених норм. Особлива увага приділена висвітленню переваг використання як специфічних особливостей бетону, так і фундаментальних положень цих документів у розрахунках.

Викладений матеріал доведено до розрахункових формул, таблиць та графіків, що робить зручним використання посібника у навчальному процесі. Для засвоєння фізичного змісту формул, графіків та цифрового матеріалу в таблицях у кінці розділів наведені приклади розрахунків.

Оформлення посібника здійснено відповідно до вимог ДСТУ 3008-95, ДСТУ ГОСТ 7.1:2006 та ДСТУ 3582-97. Розмірність фізичних величин подана у Міжнародній системі одиниць (СІ)

Передмова, вступ, розділи 1, 4, 5, приклади 4.1 та 5.1 написані А.М. Павліковим; розділи 2, 3, 6, приклади 4.2, 4.3, 5.2, 5.3 та додаток А написані О.В. Гарькавою.

ВСТУП

В інженерній практиці застосування теорії розрахунків залізобетонних конструкцій у теперішній час відбуваються значні зміни. Починаючи з 2011 року, введені в дію ДБН В.2.6-98:2009 [1] та ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [2] регламентуватимуть нову нормативну базу у галузі залізобетону замість використовуваної з 1986 року за СНиП 2.03.01-84*. Головні переваги нових нормативних документів – поступове адаптування до існуючої нормативної бази Європейського союзу, відображення в них результатів новітніх технологій та досягнень як національного, так і міжнародного досвіду проектування бетонних та залізобетонних конструкцій у будівельній галузі за останні роки. Мета їх упровадження – актуалізація національної нормативної бази відповідно до сучасних завдань будівельної галузі, гармонізація з міжнародними і європейськими нормами та стандартами за системою нормативного регулювання в галузі будівництва, створення можливості враховувати в Україні міжнародний досвід проектування бетонних та залізобетонних конструкцій.

Згідно з новими нормами розрахунки за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій виконуватимуться на основі нелінійної деформаційної моделі [1, 2]. Такий підхід обумовлений тим, що застосовувана раніше методика, викладена у відмінених нормах, мала такі прогалини:

- розрахунок за міцністю елементів бетонних і залізобетонних конструкцій призводив до завищення їх несучої здатності;

- розрахункові схеми роботи залізобетонних елементів у стані руйнування значно відрізнялись від дійсних, а саме – на нейтральній лінії напруження як у бетоні, так і арматурі не дорівнювали нулю, що було наслідком застосовуваної передумови про рівномірне розподілення напружень в бетоні стиснутої зони;

- розрахунки міцності не враховували властивості бетону деформуватись за межею досягнення ним критичних значень деформацій ε_{cl} (ε_{bR});

– розрахунки міцності вимагались розмежовувати на випадки для непереармованих та переармованих елементів.

Введені в дію нормативні документи [1, 2], розроблені колективом науковців Державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», практично майже усунули відмічені недоліки. Стало це можливим завдяки використанню в розрахунках міцності елементів бетонних і залізобетонних конструкцій нелінійної діаграми деформування бетону.

Можливість упровадження в розрахунки міцності елементів бетонних і залізобетонних конструкцій нелінійної деформаційної моделі ґрунтується на результатах великої кількості експериментально-теоретичних досліджень. Серед них значна частина робіт виконана під керівництвом таких відомих учених України як А.Я. Барашиков, Є.М. Бабич, А.М. Бамбура, П.Ф. Вахненко, Б.Г. Гнідець, О.Б. Голишев, В.С. Дорофєєв, Є.В. Клименко, С.Ф. Клованич, Л.І. Стороженко, М.В. Савицький, М.С. Торяник, С.Л. Фомін, О.Л. Шагін, В.С. Шмуклер, В.Г. Щелкунов, О.Ф. Яременко, а також багатьох інших вчених.

1 Загальні відомості про створення нелінійної деформаційної моделі

1.1 Передумови створення нелінійної деформаційної моделі

У пунктах 1.31 – 1.40 нині відміненого СНиП 2.03.01-84* містилися загальні положення з розрахунку площинних та масивних конструкцій з урахуванням нелінійних властивостей залізобетону. За суттю ці положення ставили за мету активізувати науковий потенціал вчених, що працювали в галузі удосконалення теорії залізобетону, до проведення активних досліджень з упровадження в неї розрахунків з урахуванням фізичної нелінійності матеріалів, тобто, упровадження нелінійної деформаційної моделі. При цьому акцентувалась увага на необхідність урахувувати явище направлено розв'язаного ефекту дилатації. Але конкретизації щодо напрямів розв'язання поставлених у нормах задач не існувало.

Кульмінаційного загострення дана проблема набула в задачах з неодновісьовим напруженим станом бетону, оскільки за таких умов роботи бетону його фізична нелінійність проявляється на усіх етапах деформування.

На початковій стадії розвитку теорії опору залізобетону спроби врахувати нелінійність бетону здійснювались на базі класичних теорій пластичності (малих пружно-пластичних деформацій) А.А. Ільюшина і теорії Прантля-Рейса.

На сьогодні з урахуванням *ефекта дилатації* в моделюванні механізму деформування стиснутого бетону є найбільш признаною концепція представлення бетону як нелінійно деформованого матеріалу з набуттям властивостей ортотропії. Для задач, в котрих механізм прогресуючого руйнування бетону необхідно представляти оптимізаційними апроксимаціями $\sigma_c - \varepsilon_c$ шляхом урахування явища закритичного деформування бетону спадною гілкою діаграми його стану, найбільш прийнятними для використання на практиці є роботи А.В.Яшина і Е.С.Лейтеса, котрі являють собою подальший розвиток праць Г.А. Генієва. Їх теорія приваблива своєю простотою при побудові функції $\sigma_c = f(\varepsilon_c)$ в частині збереження гіпотези про ізотропність

матеріалу та функціональної залежності модуля бетону від напружено-деформованого стану з одночасним урахування ефекту дилатації.

1.2 Експериментальні основи застосування діаграм фізичного стану бетону

Серед найважливіших проблем в теорії розрахунків елементів будівельних конструкцій із залізобетону як і раніше залишається задача повного вивчення процесу нелінійної природи деформування бетону. Розв'язання її відкриває реальні можливості побудови моделі напружено-деформованого стану залізобетонного елемента, котра повно і об'єктивно буде відтворювати картину його роботи на будь-якій стадії завантаження.

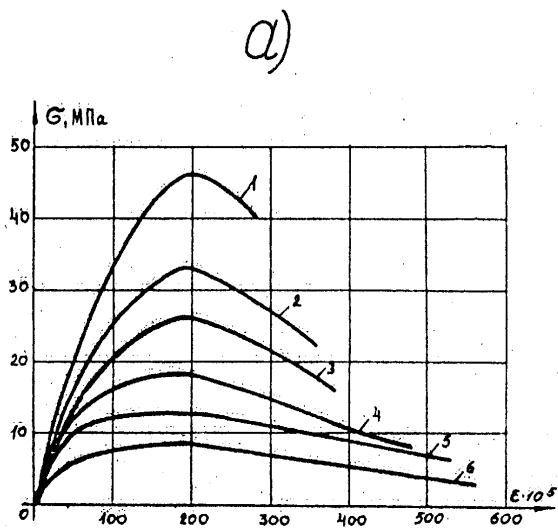
Загальна концепція методики застосування нелінійних властивостей бетону в інженерних розрахунках вперше була викладена на міжнародній нараді в 1958 році німецьким ученим Г. Рюшем. Він тоді відмітив, що вивчення роботи залізобетону слід розглядати як єдину проблему незалежно від виду силового деформування і вперше продемонстрував дані експериментів про вплив форми поперечного перерізу залізобетонного елемента на граничні фіброві деформації бетону. Представлені результати досліджень вказали на нагальну потребу зі створення діаграми залежності „деформації-напруження“ для бетону з граничними параметрами такої залежності, отриманими виключно на експериментальній основі.

Висвітлені на московській міжнародній нараді проблеми з питань подальшого розвитку теорії залізобетону довгий час всебічного вивчення та широкої підтримки в напрямі упровадження деформаційної моделі на основі діаграми стану бетону на стиск не отримали. Деформаційна модель сприймалась багатьма авторитетними вченими складною, а визначення величини граничної деформації бетону неможливим.

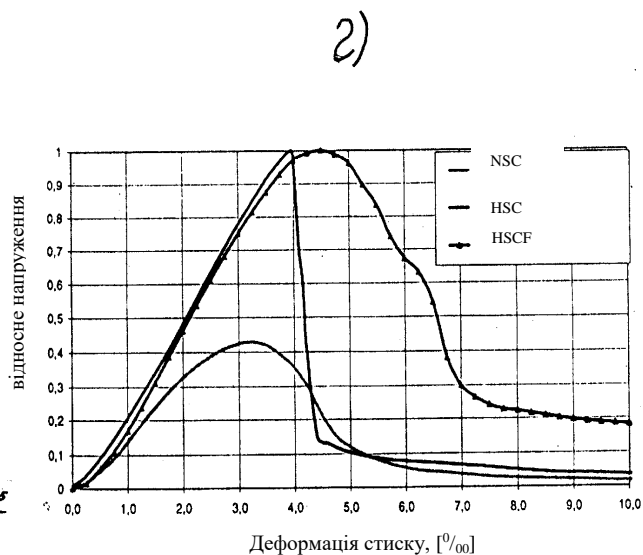
Роботи, присвячені дослідженням діаграми стану бетону почали активно появлятися тільки з 70-х років минулого століття. Вони були викладені в працях В.М. Бондаренка [14]; М.В. Смирнова та Є.І. Гамаюнова; Г.К. Рубена, Л.Р. Маїляна та М.Ю. Беккієва; В.М. Байкова, С.В. Горбатова та З.А. Дімітрова; Н.Н. Сороки, А.С. Карнаухової та О.Ф. Яременка [3]; В.Я. Бачинського, О.Б. Гурківського, А.М. Бамбури, С.С. Ватагіна, Н.В. Журавльової, І.М. Пешкової та М.С. Безбожної; П.Ф.Вахненка [4]; В.В. Дехтярьова, К.А. Гагаріна, а також багатьох інших вчених.

Одночасно з радянськими вченими над проблемою побудови діаграми фізичного стану бетону з метою застосування її у деформаційній розрахунковій моделі міцності залізобетонних елементів працювало багато вчених інших країн. Ними показано, що бетони, як і гірські породи, чавуни та інші структурно неоднорідні матеріали утворюють групу, яку можна назвати псевдопластичними матеріалами з особливими механічними властивостями. Експериментально було доведено, що в елементах із залізобетону при *неоднорідних* напружено-деформованих станах перерозподіл напружень у передграничних і граничних станах руйнування супроводжується зменшенням напружень (розміцненням) в найбільш деформованих фібрах бетону поперечного перерізу з одночасним зростанням в них деформацій [5 – 11].

Особливості роботи бетону як псевдопластичного матеріалу були виявлені при дослідженні його з використанням спеціальних навантажувальних установок і методик (рис. 1.1). Багаточисельні експерименти показали, що при однорідних напружено-деформованих станах спадну гілку діаграми фізичного стану бетону при стиску можливо зафіксувати тільки у *жорсткому режимі* навантаження, тобто, коли жорсткість завантажувальної установки (преса) перевищує жорсткість дослідного зразка. Також при цьому слід забезпечувати постійною швидкістю зростання деформацій $d\varepsilon/dt$, оскільки завищення величини $d\varepsilon/dt$ призводить до передчасного руйнування дослідних зразків у закритичних станах зі швидким обриванням спадної гілки діаграми стану бетону при стиску.



Бетони міцністю, Мпа: 1 – 47; 2 – 33; 3 – 27; 4 – 18;



NSC – бетон нормальної міцності; HSC – бетон високої

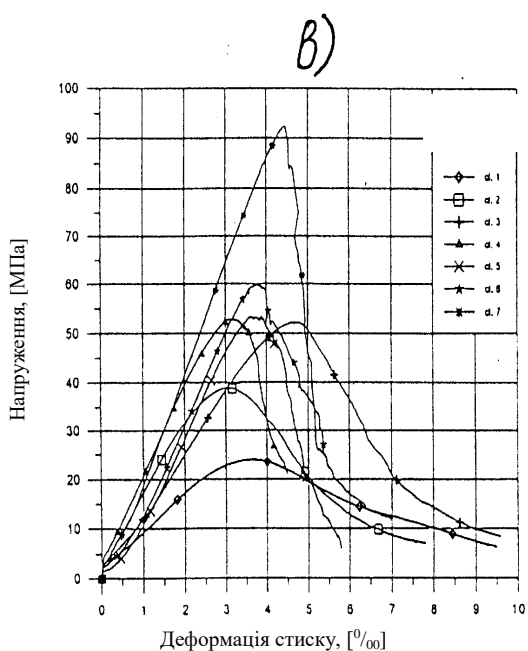
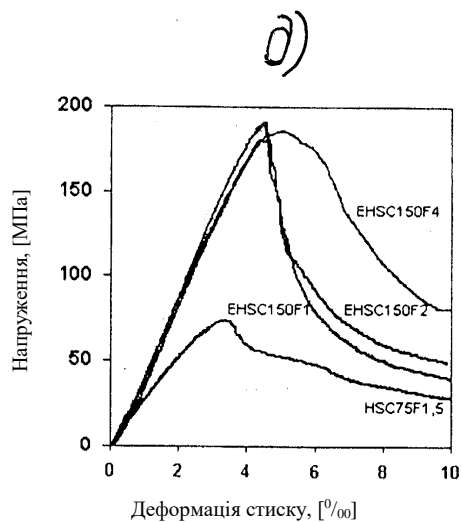
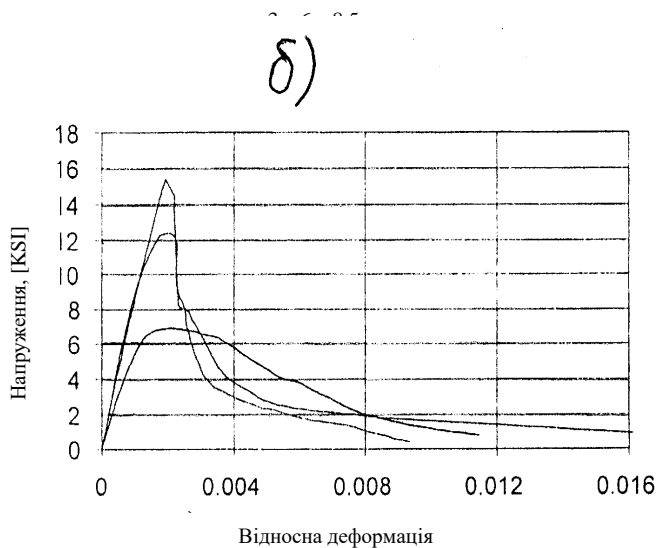


Рис. 1.1 – Експериментальні діаграми стиску бетону
а) – [8], б) – [9], в) – [10], г) – [11],
д) – [5]

До проблем з вивчення та застосування апроксимацій діаграми стану бетону в останні два десятиріччя інтерес значно підвищився. Пояснення цьому – поступовий перехід будівельних норм країн пострадянського простору до впровадження деформаційних розрахункових моделей. Дослідженню діаграм стану бетону і їх реалізації у цей період також присвячені роботи А.Я. Барашикова, Є.М. Бабича, В.І. Бабича, О.Я. Берга, О.О. Гвоздева, Ю.П. Гуці, В.С. Дорофєєва, А.С. Залєсова, О.І. Звєздова, Н.І. Карпенка, Є.В. Клименка, С.Ф. Клованича, В.В. Михайлова, В.П. Митрофанова, Т.А. Мухамедієва, В.Г. Назаренка, І.Є Прокоповича, А.М. Павлікова, Л.І. Стороженка, М.В. Савицького, К.Е. Таля, С.Л. Фоміна, В.С. Шмуклера, В.Г. Щелкунова, Є.А. Чистякова, О.Ф. Яременка, А.В. Яшина та інших.

У працях [12 – 14] цього періоду як наших вітчизняних, так і закордонних дослідників наводяться експериментальні дані, котрі дозволяють з достатньо високою точністю описувати висхідну гілку діаграми фізичного стану бетону. Але однозначного підходу з урахування впливу деструктивних процесів на хід деформування бетону в описанні спадної гілки діаграми стану бетону поки що немає. Особливо це стосується тлумачення поняття «гранична деформація» бетону ϵ_{cu} (рис. 1.2).

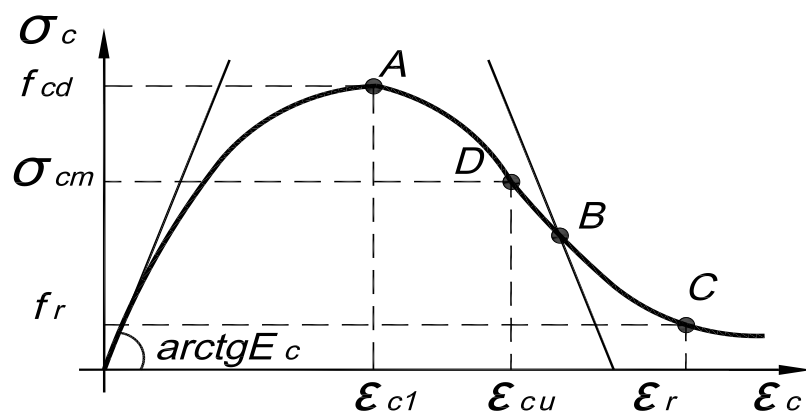


Рис. 1.2 – Модель діаграми фізичного стану бетону на стиск

Незважаючи на розбіжність в окремих поглядах, в загальному вигляді повну діаграму стиску рекомендується представляти зі спадною гілкою з максимально можливою протяжністю (рис. 1.2) [15]. Основні її параметричні

точки D (граничне значення деформації та залишкова міцність бетону) та точка A (критичні значення деформації та міцності) залишаються предметом ретельних експериментальних та теоретичних пошуків.

1.3 Основні апроксимації діаграми $\sigma_c - \varepsilon_c$ фізичного стану бетону

Серед перших дослідників, котрі запропонували конкретні функціональні залежності для описування діаграми деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ був М. Еверард, який запропонував діаграму $\sigma_c - \varepsilon_c$ у вигляді синусоїди [16]:

$$\sigma_c = f_{cd} \sin \frac{\pi \varepsilon_c}{2 \varepsilon_{c1}}. \quad (1.1)$$

Наведена залежність (1.1) суттєво завищує значення деформацій для бетонів з $f_{cd} \leq 40 \text{ МПа}$ при експлуатаційних рівнях навантажень.

Багато дослідників використовують звичайну квадратну параболу, вважаючи, що саме параболу

$$\sigma_c = a_1 \varepsilon_c + a_2 \varepsilon_c^2 \quad (1.2)$$

є достатньо надійною функцією для відображення дійсної діаграми стану бетону з незначними впливами похибок на кінцевий результат розрахунку. Але, як показує аналіз, її використання для бетонів з $f_{cd} \leq 40 \text{ МПа}$ малопродатне [17].

В останні тридцять років найпоширенішим напрямом стало застосування діаграм фізичного стану бетону у вигляді поліномів 5-го ступеню. До найвідоміших серед них відносяться залежності запропоновані В.М. Байковим, А.М. Бамбурою [12], С.В. Горбатовим, М.І. Карпенком, Т.А. Мухамедієвим і А.М. Петровим та багатьма іншими. Усі вони одностайні у використанні полінома у вигляді:

$$\sigma_c = f_{cd} \sum_{k=1}^n a_k (\varepsilon_c / \varepsilon_{c1})^k. \quad (1.3)$$

Одночасно з „суцільними“ поліномами-залежностями в практику моделювання діаграм фізичного стану бетону упроваджені „складені“ поліноми, так звані сплайн-функції [18] у вигляді:

$$\sigma_c = \begin{cases} C_1 \varepsilon_c + C_2 \varepsilon_c^2 + C_3 \varepsilon_c^3 & \text{ї} \text{ } \partial \text{ } \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c1}, \\ D_0 + D_1 \varepsilon_c + D_2 \varepsilon_c^2 & \text{ї} \text{ } \partial \text{ } \varepsilon_{c1} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu}. \end{cases} \quad (1.4)$$

Функції (1.1) – (1.4) не задовольняють багатьох вимог до моделювання діаграм стану бетону. Тому появились нові їх типи, серед яких значний інтерес представляє запропонована Л.Р. Маїляном та В.М. Бондаренком досить проста лінійно-показникова функція

$$\sigma_c = \varepsilon_c E_{cd} e^{-\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}} \quad (1.5)$$

з наступним її корегуванням за пропозицією В.М. Ромашка [17], а потім удосконаленою Є.М. Бабичем та О.Ю Крусьом [19] до вигляду:

$$\sigma_c = v_{bR} E_{cd} \varepsilon_{c1}^{1-v_{bR}} \varepsilon_c^{v_{bR}}, \quad v_{bR} = \varepsilon_{c,el} / \varepsilon_{c1}. \quad (1.6)$$

Серед існуючих апроксимацій діаграм стану бетону найкращу збіжність даних розрахунків з даними експериментів дозволяє отримувати дробово-раціональна залежність $\sigma_c - \varepsilon_c$, прийнята за основу в Євроноормах [20] у вигляді:

$$\sigma_c = f_{cm} \left(K \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} - \frac{\varepsilon_c^2}{\varepsilon_{c1}^2} \right) / \left(1 + (K - 2) \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \right), \quad (1.7)$$

де $K = 1,1 E_{cm} \varepsilon_{c1} / f_{cm} = 4 \dots 1$, $\varepsilon_c / \varepsilon_{c1} < K$.

У будівельних нормах США [21] застосовують залежність $\sigma_c = f(\varepsilon_c)$ з двох частин: для висхідної гілки параболу, відому як „діаграма Е. Хогнестеда“ у вигляді (1.7) при $K=2$, а для спадної гілки прийнята обмеженої довжини ділянка прямої. Загальний вигляд цієї діаграми стану бетону прийнято таким:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} (2\eta - \eta^2) & \text{при } 0 \leq \eta \leq 1, \\ f_{cd} \left(1 - 0,15 \frac{\eta - 1}{\eta_u - 1} \right) & \text{при } 1 \leq \eta \leq \eta_u. \end{cases} \quad (1.8)$$

1.4 Напрями розв'язання проблеми визначення граничних значень деформацій бетону

У багатьох роботах [22 – 30] доведено, що граничні фіброві деформації ε_{cu} (див. рис. 1.2) бетону на стиск у залізобетонних елементах суттєво перевищують граничні деформації ($\approx 2\%$) бетону в зразках еталонних бетонних призм при осьовому стиску. Це говорить про те, що є можливість економити арматурну сталь на основі впровадження повної діаграми стану бетону в деформаційну модель напружено-деформованого стану залізобетонних елементів при розв'язанні задач їх міцності.

На сьогодні в розв'язанні задач за міцністю залізобетонних елементів на основі деформаційного методу чітко окреслились два напрями.

Суть першого напрямку полягає у тому, що граничні значення деформації ε_{cu} у розрахунках приймається за даними експериментальних досліджень еталонних зразків бетонних призм на центральний стиск залежно тільки від класу та виду бетону [12]. Недоліком даного напрямку є те, що він ґрунтується на ототожненні двох різних за фізичною суттю величин – граничних значень деформацій бетону при центральному стиску бетонних елементів і граничних значень деформацій ε_{cu} стиснутого бетону в складі залізобетонного елемента.

Суть другого напрямку у розв'язанні задач з міцності залізобетонних елементів полягає у тому, що при застосуванні деформаційної моделі значення граничних відносних деформацій ε_{cu} визначається безпосередньо із розрахунків на основі поняття екстремального критерію міцності. Методика реалізації другого напрямку розглядається в наступних розділах.

2 Загальні положення розрахунків

У даному розділі викладені основні вимоги до розрахунків залізобетонних конструкцій у нормальних перерізах за міцністю відповідно до сучасних норм [1].

2.1 Принципи розрахунків за граничними станами першої групи

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій згідно з [1] слід виконувати на базі розрахункових ситуацій, які характеризуються розрахунковою схемою (моделлю) конструкції та відповідними до ситуації сполученнями навантажень і впливів, включаючи вплив навколишнього середовища.

Розрахункова модель та основні передумови розрахунку конструкцій повинні відображати дійсні умови їх роботи (положення у складі системи будівель і споруд, фізичну та геометричну нелінійність, характер тріщиноутворення тощо), які відповідають граничному стану, що розглядається.

Розрахункові значення навантажень та впливів слід приймати за відповідними нормативними документами залежно від граничного стану.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій, як правило, слід виконувати з використанням діаграм стану (деформування) бетону і арматури, які встановлюють зв'язок між нормальними напруженнями та відносними поздовжніми деформаціями у разі короткочасного або тривалого одноразового осьового стиску (розтягу).

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і поздовжніх сил слід виконувати на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану, що розглядається, приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних

значень відносних деформацій ε_{cu} й ε_{ud} з відповідних діаграм їх стану.

Розрахунок слід виконувати на основі рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Як умову рівноваги у розрахунках нормальних перерізів слід приймати рівняння рівноваги згинальних моментів і поздовжніх сил від зовнішніх і внутрішніх зусиль у бетоні та арматурі у нормальному перерізі, що розглядається. Лінійний розподіл поздовжніх деформацій бетону і арматури за висотою перерізу є умовою деформування нормального перерізу. Напруження в бетоні та арматурі слід визначати за відповідними діаграмами станів за сумарними деформаціями від усіх видів впливів, включаючи початкові (усадка, попереднє напруження тощо) та зовнішні.

Розрахунок несучої здатності за нормальними перерізами виконують, як правило, без урахування роботи бетону розтягнутої зони. В окремих випадках (згинальні елементи та позацентрово стиснуті бетонні конструкції, у яких не допускається утворення тріщин тощо) при відповідному обґрунтуванні розрахунок міцності за нормальними перерізами допускається виконувати з урахуванням роботи розтягнутого бетону. При цьому граничний стан визначають, виходячи з умови досягнення крайовими деформаціями розтягнутого бетону граничних значень відносних деформацій $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctk}/E_{ck}$.

2.2 Передумови розрахунків

Відповідно до [2] несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил визначають, виходячи з наступних передумов:

– за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону й арматури по довжині блока між тріщинами, якщо такі є;

– деформації у звичайній арматурі або приріст деформацій у попередньо напруженій арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;

– для розрахункового перерізу вважається справедливою гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм за [1], зображених на рисунках 2.1 та 2.2;

– зв'язок між напруженнями та деформаціями в звичайній арматурі приймається у вигляді діаграми за [1], наведеної на рисунку 2.4. При цьому, якщо $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{ud}$, то $\sigma_s = 0$ (вважається, що стався розрив арматури);

– роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при $\varepsilon_c \leq 0$ напруження $\sigma_c = 0$.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

– втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах «момент – кривизна (прогин)» або «стискальна сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри») – екстремальний критерій;

– руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ε_{cu1} , ε_{cu3} (табл. А.1) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} (табл. А.2).

Розрахунок виконується за нелінійною деформаційною методикою, сутність якої полягає у тому, що враховується приріст не зусиль (дій), а деформацій у перерізі.

2.3 Залежність напруження-деформації бетону в розрахунках конструкцій

У загальному випадку для визначення несучої здатності, кривизни, переміщень, перерозподілу зусиль у статично невизначених конструкціях

необхідно виходити з напружено-деформованого стану залізобетонних перерізів, визначеного на основі використання нелінійної діаграми напруження-деформації (рис. 2.1) відповідно до вимог [1].

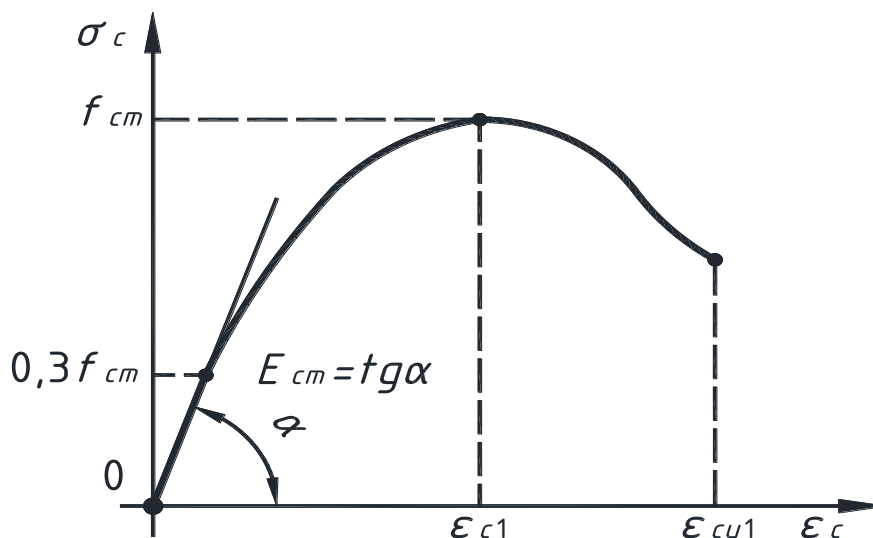


Рис. 2.1 – Діаграма напруження-деформації бетону

Залежність $\sigma_c - \epsilon_c$, показана на рисунку 2.1 (напруження стиску та деформація скорочення показані в абсолютних величинах), для короткотривалого осьового навантаження описується рівняннями типу (2.1) або (2.2):

$$\frac{\sigma_c}{f_{(ck),(cd)}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.1)$$

де $\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1}$,

ϵ_{c1} – значення відносних деформацій бетону при максимальних напруженнях: при розрахунку за граничними станами першої групи приймається $\epsilon_{c1,cd}$, за граничними станами другої групи – $\epsilon_{c1,ck}$ (табл. А.1);

$k = 1,05 E_{cd} \epsilon_{c1,cd} / f_{cd}$ і $k = 1,05 E_{ck} \epsilon_{c1,ck} / f_{ck,prism}$ відповідно при розрахунку за граничними станами першої та другої груп;

$$\sigma_c = f_{(ck),(cd)} \sum_{k=1}^5 a_k \eta^k, \quad (2.2)$$

де a_k – коефіцієнти полінома, які визначаються за таблицями додатку Д, наведеного в [1].

Вирази (2.1) і (2.2) справедливі при $0 < |\varepsilon_c| < |\varepsilon_{cu1}|$, де ε_{cu1} – номінальні граничні деформації бетону.

Можливе використання іншої залежності напруження-деформації, якщо вона належним чином представляє характер роботи бетону, що розглядається.

2.4 Спрощені залежності напруження-деформації бетону в розрахунках конструкцій

Для розрахунку залізобетонних конструкцій згідно з пунктом 3.1.6 [1] можуть бути використані спрощені діаграми залежності напруження-деформації бетону, якщо вони є еквівалентними або більш консервативними (результати розрахунків дають більший запас) ніж визначені у пункті 2.3, наприклад, дволінійна, що показана на рис. 2.2, із величинами ε_{c3} та ε_{cu3} згідно з табл. А.1.

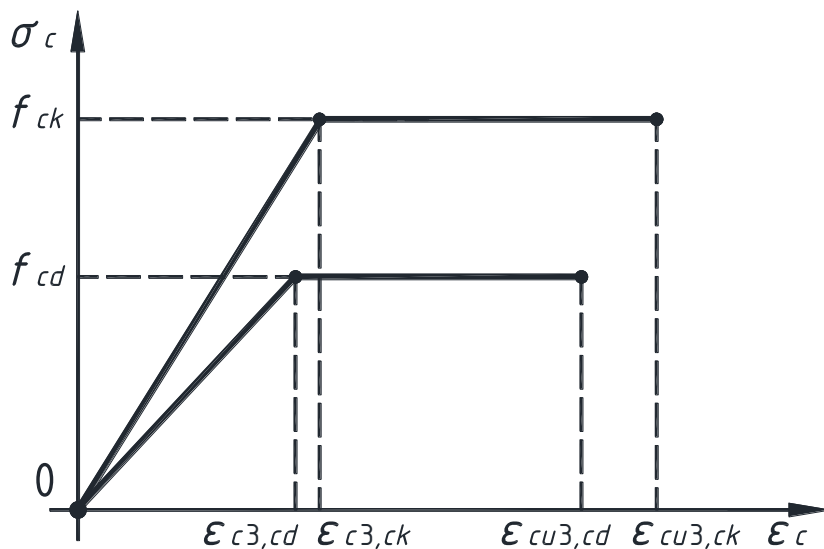


Рис. 2.2 – Дволінійна залежність напруження-деформації бетону

При використанні дволінійної діаграми (рис. 2.2) напруження стиску бетону σ_c залежно від відносних деформацій ε_c визначають за формулами:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c3}, \quad \sigma_c = E_{(ck),(cd)} \varepsilon_c; \quad (2.4)$$

$$\text{при } \varepsilon_{c3} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3}, \quad \sigma_c = f_{(ck),(cd)}, \quad (2.5)$$

де ε_{c3} – значення відносних граничних деформацій бетону на межі похилої ділянки діаграми: при розрахунку за граничними станами першої групи приймається $\varepsilon_{c3,cd}$, за граничними станами другої групи – $\varepsilon_{c3,ck}$ (табл. А.1);

ε_{cu3} – значення відносних граничних деформацій бетону: при розрахунку за граничними станами першої групи приймається $\varepsilon_{cu3,cd}$, за граничними станами другої групи – $\varepsilon_{cu3,ck}$ (табл. А.1).

Значення модуля пружності $E_{(cd),(ck)}$ та деформацій ε_{c3} призначаються:

- при короточасній дії навантаження згідно з таблицею 3.1 [1];
- при тривалій дії навантаження з урахуванням п.3.1.3.2 – 3.1.3.8 [2].

При виконанні перевірочних розрахунків прямокутних перерізів або близьких до них можна припускати рівномірний характер розподілу нормальних стискальних напружень у стиснутій зоні за рис. 2.3.

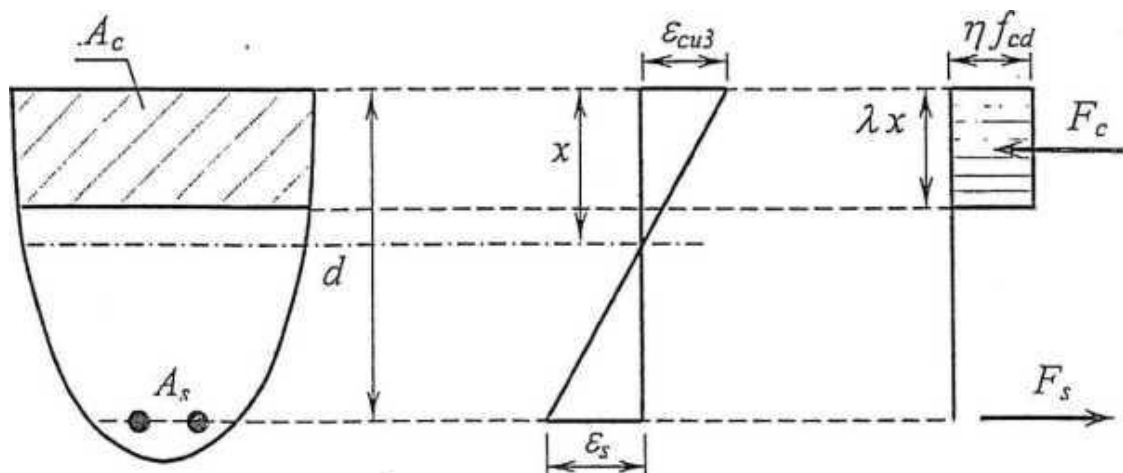


Рис. 2.3 – Рівномірний характер розподілу напружень у стиснутій зоні

Коефіцієнт $\lambda = 0,8$ визначає розрахункову висоту стиснутої зони, коефіцієнт η визначає вплив різних факторів на міцність бетону. Рекомендованою величиною є $\eta = 1,0$.

2.5 Розрахункова діаграма деформування арматури

При розрахунку залізобетонних елементів у якості розрахункової діаграми стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ε_s арматури, приймають дволінійну діаграму (рис. 2.4).

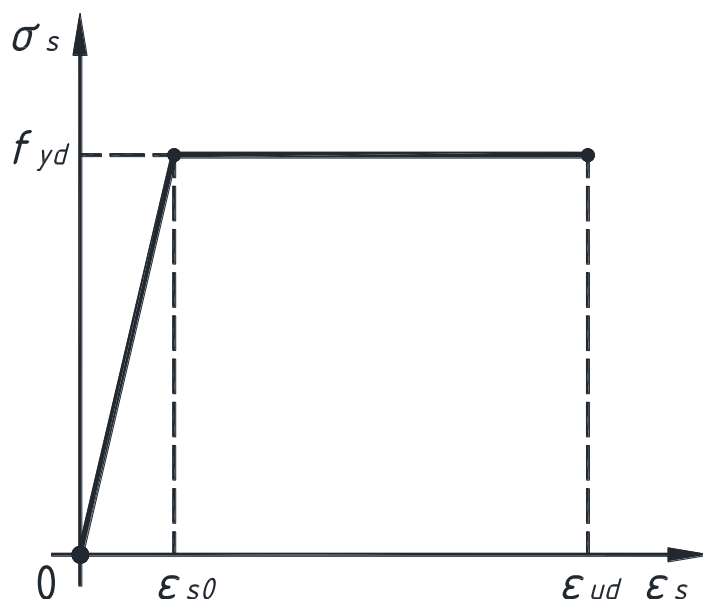


Рис. 2.4 – Діаграма стану арматури

Напруження в арматурі σ_s визначають залежно від відносних деформацій ε_s згідно з діаграмою стану арматури (рис. 2.4) за формулами:

$$\text{при } 0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s; \quad (2.6)$$

$$\text{при } \varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}, \quad \sigma_s = f_{yd}, \quad (2.7)$$

де $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ – значення відносних деформацій видовження арматури на межі похилої ділянки діаграми (табл. А.2);

f_{yd} – розрахункове значення міцності арматури на межі текучості (п. 3.3);

E_s – розрахункове значення модуля пружності арматури (табл. А.2);

ε_{ud} – значення відносних граничних деформацій видовження арматури (табл. А.2).

Діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

3 Характеристики матеріалів

3.1 Характеристики бетону

Міцність бетону на стиск визначається через класи міцності бетону C , які пов'язані з характеристичною кубиковою міцністю $f_{ck, cube}$, гарантованою з 95 % імовірністю.

Базовими міцнісними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх характеристичні значення:

- опір бетону осьовому стиску $f_{ck, prism}$;
- опір бетону осьовому розтягу $f_{ctk, 0,05}$.

Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску (призмова міцність) та осьовому розтягу приймають залежно від класу бетону на стиск C згідно з табл. 3.1 [1] (додаток А, табл. А.1).

Розрахункове значення міцності бетону на стиск визначається, як:

$$f_{cd} = a_{cc} f_{ck} / \gamma_c, \quad (3.1)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності для бетону, $\gamma_c = 1,3$ – для розрахунку за граничними станами першої групи згідно п. 2.4.1 [1];

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

Розрахункові значення опору бетону осьовому стиску та осьовому розтягу приймають залежно від класу бетону на стиск C згідно з табл. 3.1 [1] (додаток А, табл. А.1).

У необхідних випадках відповідно до п.3.1.2.5 [2] розрахункові значення міцнісних характеристик бетону перемножують на наступні коефіцієнти умов роботи γ_{ci} , які враховують особливості роботи бетону в конструкції:

γ_{c1} – коефіцієнт, який враховує тривалість впливу статичного

навантаження: $\gamma_{c1} = 1$ – при нетривалій (короткочасній) дії навантаження;
 $\gamma_{c1} = 0,9$ – при тривалій дії навантаження;

γ_{c2} – коефіцієнт, який враховує характер руйнування бетонних конструкцій, $\gamma_{c2} = 0,9$;

γ_{c3} – коефіцієнт для бетонних і залізобетонних конструкцій, які бетонуються в вертикальному положенні, при висоті шару бетонування більше 1,5 м, $\gamma_{c3} = 0,85$.

3.2 Види арматури для залізобетонних конструкцій

Для армування залізобетонних конструкцій слід використовувати арматуру, яка відповідає вимогам чинних нормативних документів.

Арматуру для залізобетонних конструкцій згідно з [1] поділяють на такі види:

– гарячекатану гладку та періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 5,5 мм до 40 мм;

– термомеханічно зміцнену періодичного профілю з постійною та змінною висотою виступів (відповідно кільцевої та серпоподібної форми) діаметром від 6 мм до 40 мм;

– холоднодеформовану періодичного профілю діаметром від 3 мм до 12 мм;

– арматурні канати діаметром від 6 мм до 15 мм.

Основним показником якості арматури, який встановлюється при проектуванні, є клас арматури за міцністю на розтяг, який позначають:

А – для гарячекатаної та термомеханічно зміцненої арматури;

В – для холоднодеформованої арматури;

К – для арматурних канатів.

Класи арматури за міцністю на розтяг А, В і К відповідають

гарантованому значенню межі текучості (з округленням) з забезпеченістю 0,95.

Крім того, у необхідних випадках до арматури пред'являють вимоги з додаткових показників якості: зварюваності, пластичності, холодостійкості тощо.

Для звичайних залізобетонних конструкцій, які проектують у відповідності з вимогами норм [1], слід передбачати арматуру:

- гладку класу А240С;
- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Ненапружену арматуру, яку встановлюють відповідно до розрахунку, слід переважно приймати періодичного профілю класів А400С і А500С, а також арматуру класу В500 у зварних сітках і каркасах. При обґрунтуванні економічної доцільності допускається використовувати арматуру більш високих класів.

У конструкціях, які експлуатують при статичному навантаженні в опалюваних будівлях, а також на відкритому повітрі та у неопалюваних будівлях при розрахунковій температурі мінус 30°С і нижче, може бути використана арматура всіх вказаних вище класів, за винятком арматури класу А240С марки сталі СтЗкп, яка застосовується при розрахунковій температурі не нижче мінус 30°С.

3.3 Характеристики арматури

Основною характеристикою міцності ненапруженої арматури є характеристичне її значення на межі фізичної текучості f_{yk} (табл. А2.), яке, як правило, наводиться в відповідних нормативних документах на арматуру. При цьому, характеристичне значення опору арматури розтягу для граничних станів першої групи необхідно приймати таким, що дорівнює найменшим значенням, що контролюються згідно з відповідними нормативними документами на арматуру.

Розрахункове значення опору арматури розтягу f_{yd} (табл. А.2) згідно з п.3.2.1.4 [2] визначається за формулою

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (3.1)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності для арматури, який приймається згідно з таблицею 2.1 [1].

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються такими, що дорівнюють розрахунковому значенню опору арматури на розтяг f_{yd} , але не більше значень, що відповідають граничному значенню деформацій стиску бетону (ε_{cu1} , ε_{cu3}), в якому знаходиться арматура, при короткочасній або тривалій дії навантаження. Для арматури класу В500 граничні значення опору стиску приймаються з коефіцієнтом умов роботи 0,9.

Холоднодеформована арматура класу В500 для забезпечення необхідної надійності конструкцій умовно віднесена до арматури, що має фізичну границю текучості.

Розрахункові значення опору поперечної арматури (хомутів і відігнутих стрижнів) f_{ywd} знижують порівняно з f_{yd} шляхом множення на коефіцієнт умов роботи 0,8, але приймають не більше 300 МПа.

Основними деформаційними характеристикам ненапруженої арматури є (табл. 3.4 [2]):

- модуль пружності арматури E_s (табл. А.2);
- відносні деформації видовження арматури ε_{s0} при досягненні напружень опору $f_{(yd),(yk)}$;
- граничні відносні деформації видовження арматури ε_{ud} (табл. А.2)

Значення модуля пружності арматури E_s приймається однаковим при розтягу і стиску.

4 Розрахунок площі поздовжньої арматури в згинальних елементах бетонних і залізобетонних конструкцій

4.1 Основні залежності з розрахунку (перша задача)

Розрахунок ґрунтується на нелінійній деформаційній моделі та понятті екстремального критерію руйнування ([2] пп.4.1.1; [62, 63, 73, 74]).

Сутність розрахунку за нелінійною деформаційною моделлю полягає в тому, що у поперечному перерізі враховується приріст не зусиль, а деформацій ([2], 4.1.1). Для даного розрахунку приріст деформацій (рисунок 4.1) розглядається у найбільш стиснутій фібрі бетону (у точці з максимальним рівнем відносних деформацій $\eta_m = \epsilon_{cm} / \epsilon_{c1}$).

Розрахунок площі арматури виконується для такого стану залізобетонного елемента, коли в його поперечному перерізі бетон найбільш стиснутої фібри досягає таких значень деформацій, що кількість арматури, установленої в даному перерізі елемента для сприйняття заданого зовнішнього моменту, буде мінімальною.

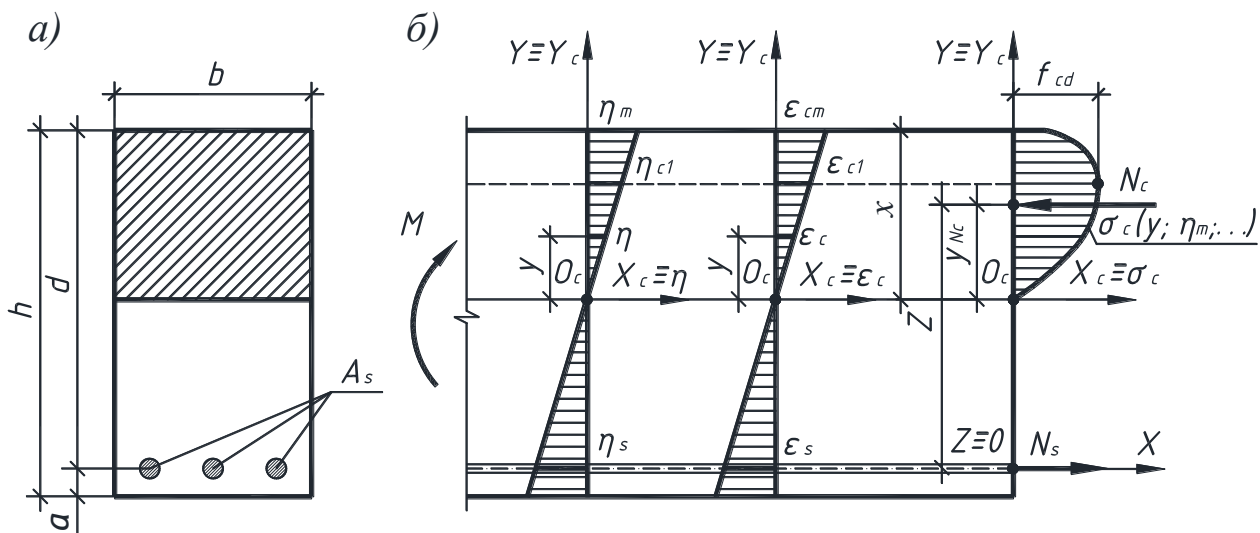


Рис. 4.1 – Розрахункова схема до визначення площі арматури A_s

Задача з розрахунку площі поздовжньої робочої арматури розглядається на прикладі одиночно армованої балки прямокутного поперечного перерізу

(рис. 4.1, а). При цьому застосовується діаграма деформування бетону на стиск, що описується залежністю (3.4) за [1].

За відомі величини прийняті значення зовнішнього моменту $M = M_u$, розміри поперечного перерізу балки $b \times h$, фізико-механічні характеристики бетону f_{cd} , E_{cd} , ε_{cl} й арматури f_{yd} , E_s . (див. перелік застосованих умовних позначень).

За невідомі величини вважаються площа поздовжньої арматури A_s , напруження в ній σ_s та граничні значення відносних деформацій в бетоні ε_{cu} (ε_{cu1}), або їх рівень η_u (η_{cu1}), при яких кількість арматури для сприймання моменту $M=M_u$ відповідатиме мінімальній площі A_s .

Для виведення розрахункових формул використані:

– рівняння рівноваги у розгорнутому вигляді

$$N_s - N_c = 0, \quad (4.1)$$

$$M - N_c (d - x + y_{Nc}) = 0, \quad (4.2)$$

в котрих N_s , N_c – рівнодійні відповідно в арматурі та бетоні; d , x , y_{Nc} – відповідно робоча висота, висота стиснутої зони поперечного перерізу, відстань від нейтральної лінії до точки прикладання зусилля N_c (рівнодійної напружень стиску в бетоні, розподілених за законом, що враховує спадну гілку діаграми стану бетону і має вигляд $\sigma_c = f(y, \eta_m, \dots)$);

– діаграма «напруження-деформації» роботи бетону на стиск за [1] у вигляді,

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}(K\eta - \eta^2)}{(1 + (K - 2)\eta)}, \quad (4.3)$$

де $K=1,05(E_{cd} \varepsilon_{cl} / f_{cd}) \approx 4 \dots 1$, $\eta = (\varepsilon_c / \varepsilon_{cl}) < K$,

f_{cd} , E_{cd} – міцність бетону при осьовому стиску та його модуль пружності;

– умова сумісності деформування бетону й арматури за таким законом:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s; \quad (4.4)$$

– діаграма «напруження-деформації» роботи арматури на розтяг (стиск) з фізичною ділянкою плинності за залежностями:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ при } 0 < \varepsilon_s \leq f_{yd} / E_s; \quad \sigma_s = f_{yd} \text{ при } \varepsilon_{ud} \geq \varepsilon_s > f_{yd} / E_s; \quad (4.5)$$

– критерій мінімальної кількості арматури в перерізі, що зазнає дії згинального моменту $M = M_u$, у вигляді умови

$$A_s(\varepsilon_{cu}) = \min A_s(\varepsilon_{cm}), \quad (4.6)$$

в якій граничне (характерне) значення відносної деформації бетону на стиск у залізобетонному елементі $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{cl}$ ($\varepsilon_{cm} / \varepsilon_{cl} = \eta_m$, $\varepsilon_{cu} / \varepsilon_{cl} = \eta_u$) задовольняє умову екстремального критерію міцності даного перерізу в балці

$$M(\varepsilon_{cu}) = M_u = \max M(\varepsilon_{cm}), \text{ або} \quad (4.7)$$

$$M(\eta_u) = M_u = \max M(\eta_m), \quad (4.8)$$

забезпечуючи цим самим у загальному випадку двоїсту сутність розв'язання задачі міцності балкового елемента в поперечному перерізі.

Із прийнятих передумов (4.1) – (4.8) випливає, що, використовуючи критерії (4.6) – (4.8), залежність для визначення невідомої величини ε_{cu} (η_u), можна отримати шляхом диференціювання рівняння (4.2), котре за суттю є неявною функцією $f(A_s, \eta_{cm}, \dots) = 0$ відносно A_s . В основу шуканої залежності покладено як критерій (4.6) мінімальної площі арматури A_s в перерізі, необхідної для сприймання моменту $M = M_u$, так і критерій (4.7) максимальної міцності $M_u = M$ цього ж перерізу з мінімальною площею арматури A_s .

Для того, щоб отримати шукану залежність для визначення невідомої величини ε_{cu1} шляхом диференціювання (4.2) як неявної функції A_s у вигляді $f(A_s, \eta_m, \dots) = 0$, необхідно спочатку складові N_s, N_c, x та y_{Nc} у рівняннях (4.1) та (4.2) функціонально виразити через A_s, ε_{cm} або через A_s, η_m . При цьому приймається до уваги, що функція-рівняння $f(A_s, \eta_m, \dots) = 0$ буде мати зручнішу форму для здійснення математичних перетворень.

У результаті виконання вище викладених умов рівняння (4.1) та рівняння (4.2) у загальному випадку набудуть такого вигляду:

$$N_s(\sigma_s, A_s, x, \eta_m, \dots) - N_c(x, \eta_m, \dots) = 0, \quad (4.9)$$

$$M_u - N_c(x, \eta_m, \dots)(d - x(\sigma_s, A_s, \eta_m, \dots)) + y_{Nc}(\sigma_s, A_s, x, \eta_m, \dots) = 0, \quad (4.10)$$

Представлена в загальному вигляді система рівнянь (4.9) та (4.10) для сформульованої задачі містить чотири невідомих A_s, σ_s, x, η_m . Для їх визначення у подальшому рівняння (4.9) та (4.10) слід розглядати сумісно з рівняннями (4.5) і (4.6) або (4.5) і (4.7, 4.8). Грунтуючись на цьому виразимо усі складові рівнянь (4.9) та (4.10) через вказані невідомі параметри.

Досягнення поставленої мети обумовлено необхідністю мати закон розподілення напружень в бетоні стиснутої зони у вигляді $\sigma_c = f(y, \eta_m, \dots)$. Отримаємо його. Для цього, використовуючи рисунок 4.1, запишемо, що

$$\sigma_c(y) = \varepsilon_c(y)E'_c(y) = 0, \quad (4.11)$$

де $E'_{cd}(y), \varepsilon_c(y)$ – січний модуль пружності та відносні деформації стиснутого бетону в точці поперечного перерізу на відстані y від нульової лінії, в якій визначається напруження $\sigma_c(y)$.

Оскільки в поперечному перерізі балки на ділянці чистого згину в будь-яких його точках маємо одновісний напружений стан, то значення січного модуля пружності бетону у цих точках $E'_{cd}(y)$ буде таким самим, як і для

центрально стиснутого бетонного елемента. Тому, для його обчислення, використавши діаграму „напруження-деформації“ бетону при стиску (4.3), можна отримати наступну залежність:

$$E'_{cd}(y) = \sigma_c(\eta) / \varepsilon_c(y), \quad (4.12)$$

у котрій, як це видно з рис. 4.1,б, $\eta = \eta_m y / x$.

Остаточно, використовуючи залежності (4.11) та (4.12) отримано, що шуканий закон розподілення напружень у бетоні стиснутої зони в системі координат $Y_c O_c X_c$ з її початком O_c на нейтральній лінії (рис1, б), матиме наступний вигляд:

$$\sigma_c(y, \eta_m, \dots) = f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y) / x [x + (K-2)\eta_m y]. \quad (4.13)$$

Особливість отриманого закону (4.13) полягає в тому, що він описує розподілення напружень в бетоні по перерізу стиснутої зони для будь-якого рівня відносних деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі, і, таким чином, для будь-якого рівня завантаження балкового елемента.

Застосовуючи (4.13) складові рівнянь (4.1) та (4.2), після виконання необхідних математичних перетворень, приведені до таких виразів:

$$N_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y)}{x(x + (K-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x \omega(\eta_m), \quad (4.14)$$

$$y_{Nc} = S_c / N_c = x \frac{\varphi(\eta_m)}{\omega(\eta_m)}, \quad (4.15)$$

$$S_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y) y}{x(x + (K-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x^2 \varphi(\eta_m), \quad (4.16)$$

В ЯКИХ

$$\left. \begin{aligned} \omega(\eta_m) &= \frac{(K-1)^2 (c - \ln c - 1)}{(K-2)^3 \eta_m} - \frac{\eta_m}{2(K-2)} \text{ при } K \neq 2, \\ \omega(\eta_m) &= \eta_m (1 - \eta_m / 3) \text{ при } K = 2, \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

є коефіцієнти повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони для вказаних значень K , а

$$\left. \begin{aligned} \varphi(\eta_m) &= \frac{(K-1)^2 \left[(c-2)^2 + 2 \ln c - 1 \right]}{2(K-2)^4 \eta_m^2} - \frac{\eta_m}{3(K-2)} \text{ при } K \neq 2, \\ \varphi(\eta_m) &= \eta_m \left(\frac{2}{3} - \frac{\eta_m}{4} \right) \text{ при } K = 2. \end{aligned} \right\} \quad (4.18)$$

Після підстановки функціонально виражених через η_m величин N_s , N_c , x та u_{Nc} у рівняння (4.9) та (4.10) отримана в неявному вигляді функція A_s від незалежної змінної величини η_m :

$$\chi(\eta_m) \cdot \frac{\sigma_s^2(\eta_m) A_s^2}{f_{cd} b} - \sigma_s(\eta_m) A_s d + M_u = 0, \quad (4.19)$$

у котрій параметр

$$\chi(\eta_m) = (\omega - \varphi) / \omega^2, \quad (4.20)$$

а коефіцієнти $\omega(\eta_m)$ і $\varphi(\eta_m)$ при введеному позначенні $c = 1 + (K-2)\eta_m$, визначаються за формулами (4.17) та (4.18). Фізичний зміст коефіцієнта χ полягає в тому, що він показує, яку частину висоти x складає уздовж цієї висоти відстань від найбільш стиснутої фібри поперечного перерізу до точки прикладання рівнодійної N_c .

Отримана в неявному вигляді функціональна залежність (4.19) A_s від змінної η_m , як показав її аналіз з урахуванням даних постановки задачі, однозначно дозволяє обчислювати мінімальне значення площі арматури $A_s = \min$ балкового елемента при заданому значенні згинального моменту $M = const = M_u$ і фіксованому значенні $\sigma_s(\eta_u) = f_{yd}$ залежно тільки від однієї змінної η_u – граничного рівня відносних деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі поперечного перерізу балки. Ураховуючи це, остаточно необхідну площу арматури $A_s = \min$ в перерізі можна визначити, дослідивши неявно задану функцію (4.19) на екстремум за (4.6) таким чином

$$\frac{dA_s}{d\eta_m} = -\frac{f'(\eta_m)}{f'(A_s)} = 0. \quad (4.21)$$

Після диференціювання рівняння (4.19) за (4.21) матимемо, що

$$\left(\frac{\omega(\eta_m) - \varphi(\eta_m)}{\omega(\eta_m)^2} \right)' A_s^2(\eta_m) = 0. \quad (4.22)$$

Рівняння (4.22), з урахування очевидної нерівності $A_s^2(\eta_m) \neq 0$, зводиться до диференціального рівняння

$$(2\varphi - \omega)\omega' - \omega\varphi' = 0, \quad (4.23)$$

котре після підстановки в нього відповідних виразів величин $\omega(\eta_m)$ і $\varphi(\eta_m)$ за (4.17) і (4.18) та їх похідних $\omega'(\eta_m)$ і $\varphi'(\eta_m)$ приводиться до трансцендентного алгебраїчного рівняння відносно $\eta_m = \eta_{u1}$:

$$\left. \begin{aligned} & a^5 \eta_u^5 - (K+b)(a+b)a^4 \eta_u^4 - 24b^2 a^3 \eta_u^3 + 12(b^2 - 2)b^2 a^2 \eta_u^2 - \\ & - 12b^4 c (\ln c)^2 + 12\eta_u a b^2 (c+1)c \ln c = 0 \text{ при } K \neq 2, \\ & \eta_u^2 - 6\eta_u + 6 = 0 \text{ при } K = 2, \end{aligned} \right\} \quad (4.24)$$

де $a=(K-2)$, $b=(K-1)$, $c=(a \eta_u + 1)$.

За фізичною суттю отримане рівняння (4.24) являє собою сукупність граничних рівнів деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі поперечного перерізу залізобетонного елемента в момент досягнення ним найбільшого опору дії моменту $M = M_u$ при мінімумі площі розтягнутої арматури. Ці рівні деформації у найбільш стиснутій фібрі бетону в згинальних ЗБЕ належать тільки спадній гілці діаграми стану бетону на центральний стиск, а тому є закритичними (рис. 4.2).

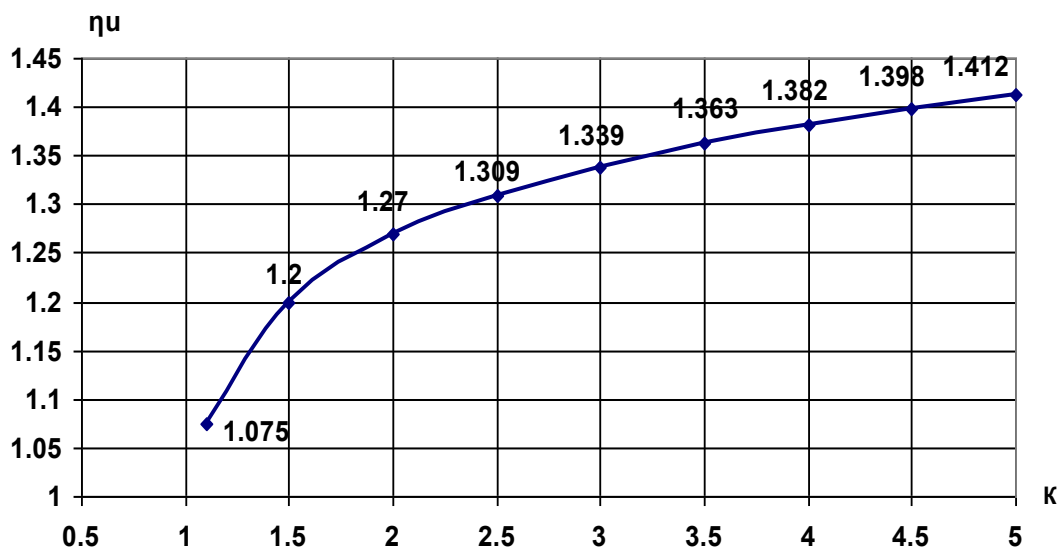


Рис. 4.2. – Графік граничних рівнів фібрових деформацій бетону в стиснутій зоні згинального залізобетонного елемента залежно від K

Рівняння (4.19), при використанні його в задачах проектування згинальних залізобетонного елемента, може служити за *оптимізаційне*, оскільки дає можливість розрахувати мінімальні значення площі арматури в розтягнутій зоні поперечного перерізу при забезпеченні в ній напружень, що досягли межі текучості f_{yd} при граничних значеннях рівня деформацій $\eta_m = \eta_u$

бетону в крайній стиснутій фібрі. Рівні цих деформацій, що наведені на графіку рисунка 4.2, не перевищуватимуть установлених нормами [1] характеристичних значень рівнів деформацій $\eta_{cu1,cd}$.

З метою надання зручності використання рівняння (4.19) в інженерних розрахунках, при умові застосування значень $\eta_m = \eta_u$ прийнятих з графіка на рисунку 4.2 або таблиці А.3, здійснено його спрощення шляхом ділення усіх складових на $f_{cd}bd^2$. При цьому введено позначення $M/f_{cd}bd^2 = \bar{\alpha}_m$. Також, використовуючи значення $\eta_m = \eta_u$ з графіка рисунка 4.2 для кожного класу бетону за коефіцієнтом K , обчислені значення коефіцієнтів ω та φ . Ці значення та значення параметрів η_u , χ , φ/ω залежно від значень параметра K , зведені у таблицю 4.1, а також таблицю А.3 додатка А.

Таблиця 4.1 – Значення параметрів ω , φ , χ_u , η_u , φ/ω залежно від значень параметра K

	K								
	1,18	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
η_u	1,075	1,200	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,768	0,792	0,811	0,825	0,838	0,849
φ	0,383	0,421	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,531	0,526	0,523	0,520	0,518	0,517
φ/ω	0,652	0,625	0,605	0,592	0,586	0,576	0,574	0,566	0,561

У результаті виконаних математичних перетворень отримано для використання в практиці проектування згинальних залізобетонних елементів рівняння для визначення в них необхідної площі поздовжньої арматури через коефіцієнт армування ρ_f у вигляді:

$$\chi(\eta_m) \cdot \frac{f_{yd}^2}{f_{cd}^2} \rho_f^2 - \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \rho_f + \bar{\alpha}_m = 0. \quad (4.25)$$

Як випливає з рівняння (4.25) в розрахунках важливе значення має знання діапазонів мінливості його характерних параметрів: ρ_f – коефіцієнта армування залізобетонного елемента поздовжньою розтягнутою арматурою та $\bar{\alpha}_m$ – відносного значення зовнішнього моменту M , котрий в граничному стані роботи залізобетонного елемента набуває значення M_u . Ці параметри можуть приймати такі граничні значення: $\mu = \mu_{min}$ і $\bar{\alpha}_m = \bar{\alpha}_{max} = \bar{\alpha}_R$. За фізичним змістом коефіцієнти $\bar{\alpha}_R$ і μ_{min} відповідають такій кількості арматури в згинальному елементі, при якій її подальше збільшення вимагає армування стиснутої зони.

Детальний аналіз рівняння (4.25) показує, що для визначення необхідної площі арматури A_s , при заданому значенні моменту від дії зовнішнього навантаження, достатньо дане рівняння розв'язати відносно ρ_f як квадратне при умові, що $\eta_m = \eta_u$. При такому підході до розв'язання поставленої задачі отримано, що для сприймання моменту M від дії зовнішнього навантаження в балкових елементах необхідно в розтягнутій зоні для забезпечення їх несучої здатності в граничному стані установити площу арматури A_s , коефіцієнт армування котрою поперечного перерізу

$$\rho_f = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right). \quad (4.26)$$

Відповідно площа поздовжньої арматури

$$A_s = \rho_f bd. \quad (4.27)$$

Розроблена методика та отримані на її основі формули визначення коефіцієнта армування поздовжньою арматурою прямокутного перерізу балкових залізобетонних елементів дозволяють ураховувати нелінійні властивості бетону. Виведені формули повністю ґрунтуються на передумовах

сучасної нормативної методики [1], що робить можливим їх використання в практиці проектування залізобетонних елементів.

4.2 Умова необхідності армування стиснутої зони перерізу

Як показує аналіз залежності (4.26), значення χ та $\bar{\alpha}_m$ для обчисленого значення η_u мають бути такими, щоб виконувалась умова

$$1 - 4\chi\bar{\alpha}_m \geq 0. \quad (4.28)$$

Із залежності (4.28) випливає, що значення $\bar{\alpha}_m$ обчислене за формулою

$$\bar{\alpha}_m = M / f_{cd} b d^2; \quad (4.29)$$

повинне бути не більшим від $1 / 4\chi$.

Крім того, значення $\bar{\alpha}_m$, обчислене за формулою (4.29), повинне задовольняти умову:

$$\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega), \quad (4.30)$$

у котрій

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / \varepsilon_{c1} \eta_u E_s} \quad (4.31)$$

Якщо умова (4.30) не задовольняється, то необхідно збільшити висоту поперечного перерізу балки h або для її виготовлення застосувати бетон

більшого класу C . При цьому слід надавати перевагу збільшенню висоти поперечного перерізу балки h . Якщо ж ні один із запропонованих заходів здійснити неможливо, то необхідно підсилити стиснуту зону арматурою. У такому випадку, застосувавши в рівнянні (4.19) додаткову умову

$$\sigma'_s = E_s \eta_u \varepsilon_{cl} (x - a') / x, \quad (4.32)$$

отримується формула (4.33) для обчислення необхідної площі арматури в стиснутій зоні.

4.3 Алгоритм розрахунку площі арматури у поперечному перерізі

Алгоритм розрахунку значення коефіцієнта армування чи необхідної площі арматури A_s в поперечному перерізі балкового елемента для сприймання моменту M наступний:

– за приміткою до формули (4.3) $K = 1,05(E_{cd} \varepsilon_{cl} / f_{cd}) \approx 4 \dots 1$, $\eta = (\varepsilon_c / \varepsilon_{cl}) < K$, підраховується значення коефіцієнта K ;

– за підрахованим значенням коефіцієнта K з таблиці А.3 вибирають необхідні для подальшого розрахунку параметри ω та χ ;

– підраховують значення коефіцієнтів $\bar{\alpha}_m$ та $\bar{\xi}_R$ за формулами (4.29) та (4.31) і перевіряють умову (4.30) $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R = \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega)$ та умову (4.28) $1 - 4\chi \bar{\alpha}_m \geq 0$, підставивши в них обчислені граничне значення відносної висоти $\bar{\xi}_R$ стиснутої зони та прийняті за таблицею А.3 значення коефіцієнта повноти епюри ω і параметра χ ;

– якщо умови (4.28) $1 - 4\chi \bar{\alpha}_m \geq 0$ та (4.29) $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$ задовольняються, то, підставивши значення коефіцієнтів $\bar{\alpha}_m$ та χ , а також розрахункові значення опорів бетону f_{cd} та арматури f_{yd} у формулу (4.26) знаходять шукане значення коефіцієнта армування ρ_f поперечного перерізу, а по ньому необхідну площу арматури за формулою (4.27) $A_s = \rho_f b d$.

– якщо умови $1 - 4\chi\bar{\alpha}_m \geq 0$ та $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$ не задовольняються, то необхідно збільшити висоту поперечного перерізу балки h або для її виготовлення застосувати бетон більшого класу C . Якщо ж такі заходи здійснити не можливо, то у стиснутій зоні бетону слід установити необхідну кількість арматури площею A'_s за додатковим розрахунком:

$$A'_s = \frac{M - M_R}{\varepsilon'_s E_s (d - a')}, \quad (4.33)$$

$$\varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_{cu1}(\xi_R - a' / d)}{\xi_R}, \quad (4.34)$$

$$M_R = \bar{\alpha}_R f_{cd} b d^2, \quad (4.35)$$

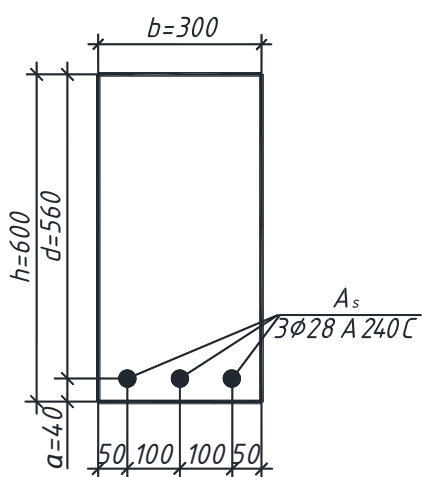
в котрих M_R – значення згинального моменту, який сприймається поперечним перерізом при $\xi = \xi_R$; a' – відстань від верхньої грані перерізу до центра ваги арматури A'_s .

4.4 Приклади розрахунку площі поздовжньої арматури

Приклад 4.1. Дано: балка прямокутного профілю з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $a = 40$ мм; бетон класу C12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа, $E_{cd} = 16,3$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,58\%$); у поперечному перерізі балка повинна сприймати згинальний момент $M = 200$ кН·м, арматура класу A240C ($f_{yd} = 229$ МПа), $E_s = 210$ ГПа.

Необхідно визначити площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у



пункті 4.3. Робоча висота перерізу

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

Визначаємо за приміткою до формули (4.3)

коефіцієнт K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,2,$$

За таблицею 4.1 або А.3 знаходимо: $\omega = 0,7996$,

$$\chi = 0,5248.$$

Рис. 4.3 – До прикладу 4.1

Обчислюємо $\bar{\alpha}_m$ та $\bar{\xi}_R$:

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,250,$$

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / \varepsilon_{c1} \eta_u E_s} = \frac{1}{1 + 229 / 0,001581 \cdot 1,3486 \cdot 210000} = 0,662.$$

Перевіряємо умови (4.30) та (4.28):

$$\bar{\alpha}_m = 0,250 < \bar{\xi}_R \omega (1 - \chi \bar{\xi}_R \omega) = 0,662 \cdot 0,7996 (1 - 0,5248 \cdot 0,662 \cdot 0,7996) = 0,382,$$

$$1 - 4 \chi \bar{\alpha}_m = 1 - 4 \cdot 0,5248 \cdot 0,25 = 0,5248 \geq 0.$$

Умови (4.30) та (4.28) виконуються.

Необхідний коефіцієнт армування складає:

$$\rho_f = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \chi \bar{\alpha}_m}}{2 \chi} \right) = \frac{8,5}{229} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,5248 \cdot 0,250}}{2 \cdot 0,5248} \right) = 0,01098.$$

Розрахункове значення площі арматури, котру необхідно установити

$$A_s = \rho_f b d = 0,01098 \cdot 300 \cdot 560 = 1846,3 \text{ мм}^2.$$

Для армування балки, яка виготовлятиметься, за таблицею А.6 приймаємо 3Ø28 ($A_s = 1847 \text{ мм}^2$, рис. 4.3).

Приклад 4.2 Дано: балка прямокутного профілю (рис. 4.4) має розміри перерізу $b = 200 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$, $a = 30 \text{ мм}$; застосовується бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$, $E_{cd} = 23 \text{ ГПа}$, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,65\%$); згинальний момент, котрий повинен сприйматись балкою $M = 135 \text{ кН}\cdot\text{м}$; арматура класу А400С ($f_{yd} = 364 \text{ МПа}$; $E_s = 210 \text{ ГПа}$).

Необхідно для армування балки підібрати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок. виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Робоча висота перерізу балки $d = h - a = 500 - 30 = 470 \text{ мм}$.

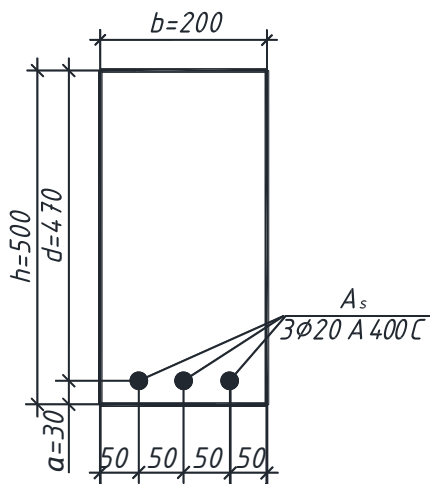


Рис. 4.4 – До прикладу 4.2

Визначаємо за приміткою до формули (4.3)

для даного бетону значення коефіцієнта K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,75.$$

За таблицею А.3 знаходимо: $\omega = 0,7795$;

$$\chi = 0,5280; \eta_u = 1,324.$$

Обчислюємо $\bar{\alpha}_m$ та $\bar{\xi}_R$:

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{135 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 200 \cdot 470^2} = 0,211,$$

$$\begin{aligned} \bar{\xi}_R &= \frac{1}{1 + f_{yd} / (\varepsilon_{c1} \eta_u E_s)} = \\ &= \frac{1}{1 + 364 / (0,00165 \cdot 1,324 \cdot 210000)} = 0,558. \end{aligned}$$

Перевіряємо умови (4.30) та (4.28): $\bar{\alpha}_m \leq \omega \bar{\xi}_R (1 - \chi \omega \bar{\xi}_R)$,

$$\bar{\alpha}_m = 0,211 < 0,7795 \cdot 0,558 (1 - 0,5280 \cdot 0,7795 \cdot 0,558) = 0,335;$$

$$\bar{\alpha}_m \leq 1/4\chi, \bar{\alpha}_m = 0,211 < 1/4\chi = 0,473.$$

Умови виконуються.

Необхідний коефіцієнт армування складає:

$$\rho_f = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4\chi\bar{\alpha}_m}}{2\chi} \right) = \frac{14,5}{364} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,528 \cdot 0,211}}{2 \cdot 0,528} \right) = 0,0096344.$$

Розрахункове значення площі арматури, котру необхідно установити

$$A_s = \rho_f b d = 0,0096344 \cdot 200 \cdot 470 = 905,6 \text{ мм}^2.$$

Для армування балки, яка виготовлятиметься, за таблицею А.6 приймаємо 3Ø20 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$, рис. 4.4)

Приклад 4.3 Дано: балка прямокутного профілю (рис. 4.5) має розміри поперечного перерізу $b = 300 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $a = 40 \text{ мм}$; застосовується важкий бетон класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5 \text{ МПа}$, $E_{cd} = 27 \text{ ГПа}$, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,72\%$); згинальний момент, що сприйматиме балка $M = 475 \text{ кН}\cdot\text{м}$; арматура класу А500С ($f_{yd} = 417 \text{ МПа}$; $E_s = 210 \text{ ГПа}$).

Необхідно для армування балки розрахувати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Для заданого перерізу балки робоча висота $d = h - a = 600 - 40 = 560 \text{ мм}$.

Визначаємо за приміткою до формули (4.3) значення коефіцієнта K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 1,72 \cdot 10^{-3}}{19,5} = 2,50.$$

За таблицею 4.1 або А.3 знаходимо: $\omega = 0,767$; $\chi = 0,530$; $\eta_u = 1,309$.

Обчислюємо $\bar{\alpha}_m$ та $\bar{\xi}_R$:

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{475 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,259,$$

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / (\varepsilon_{c1} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 417 / (0,00172 \cdot 1,309 \cdot 210000)} = 0,531.$$

Перевіряємо умови (4.30) та (4.28): $\bar{\alpha}_m \leq \omega \bar{\xi}_R (1 - \chi \omega \bar{\xi}_R)$,

$$\bar{\alpha}_m = 0,259 < 0,767 \cdot 0,531 (1 - 0,530 \cdot 0,767 \cdot 0,531) = 0,319.$$

$\bar{\alpha}_m \leq 1/4 \chi$, $\bar{\alpha}_m = 0,259 < 1/4 \chi = 0,471$. Умови виконуються.

Необхідний коефіцієнт армування

складає:

$$\rho_f = \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \chi \bar{\alpha}_m}}{2 \chi} \right) = \frac{19,5}{417} \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4 \cdot 0,530 \cdot 0,259}}{2 \cdot 0,530} \right) = 0,0144979.$$

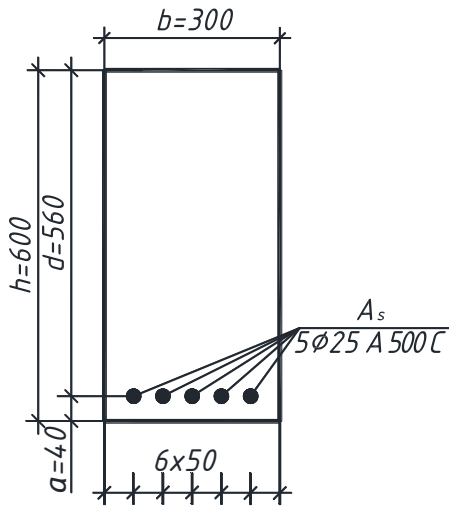


Рис. 4.5 – До прикладу 4.3

Розрахункове значення площі арматури, котру необхідно установити $A_s = \rho_f b d = 0,0144979 \cdot 300 \cdot 560 = 2435,6 \text{ мм}^2$.

Для армування балки, яка виготовлятиметься, за таблицею А.6 приймаємо 5Ø25 ($A_s = 2454 \text{ мм}^2$, рис. 4.5).

5 Розрахунок за міцністю у нормальних перерізах згинальних елементів бетонних і залізобетонних конструкцій

5.1 Основні залежності з розрахунку міцності (друга задача)

Розв'язання задачі здійснено за розрахунковою схемою, зображеною на рисунку 5.1. На схемі в зображенні криволінійної епюри розподілу напружень в бетоні стиснутої зони використана функція-апроксимація діаграми «напруження-деформації» у вигляді формули (3.4) за [1].

Задача з розрахунку міцності розглядається для балки прямокутного поперечного перерізу (рис. 5.1, а), армованого одиночною арматурою в момент досягнення бетоном на рівні найбільш стиснутої фібри таких значень деформацій, коли несуча здатність елемента буде максимальною. При цьому арматура в поперечному перерізі працюватиме з повним f_{yd} розрахунковим опором.

У поставленій задачі за відомі величини прийняті площа поздовжньої арматури A_s у поперечному перерізі, розміри поперечного перерізу балки $b \times h$, фізико-механічні характеристики бетону f_{cd} , E_{cd} , ε_{cl} й арматури f_{yd} , E_s .

Невідомими величинами вважаються максимальне значення моменту M_u , який може сприйнятись балкою, та відповідне йому значення відносних деформацій в найбільш стиснутій фібрі бетону $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cul}$ (їх рівень $\eta_m = \eta_u$), при яких балка чинитиме максимальний опір дії зовнішньому навантаженню.

Для виведення шуканої залежності $M(\eta_u) = \eta_u \cdot M(\eta_m)$ за прийнятою розрахунковою схемою (рис. 5.1, б) використані:

– рівняння рівноваги:

$$\sum X = 0; \quad N_s - N_c = 0, \quad (5.1)$$

$$\sum M_Z = 0; \quad M_u - N_c(d - x + y_{Nc}) = 0, \quad (5.2)$$

в котрих N_s , N_c – рівнодійні напружень відповідно в арматурі та бетони;
 d , x , y_{N_c} – відповідно робоча висота, висота стиснутої зони поперечного перерізу, відстань від нейтральної лінії до точки прикладання зусилля N_c (рівнодійної напружень стиску в бетони, розподілених за законом $\sigma_c = f(y, \eta_m, \dots)$, що враховує спадну гілку діаграми стану бетону);

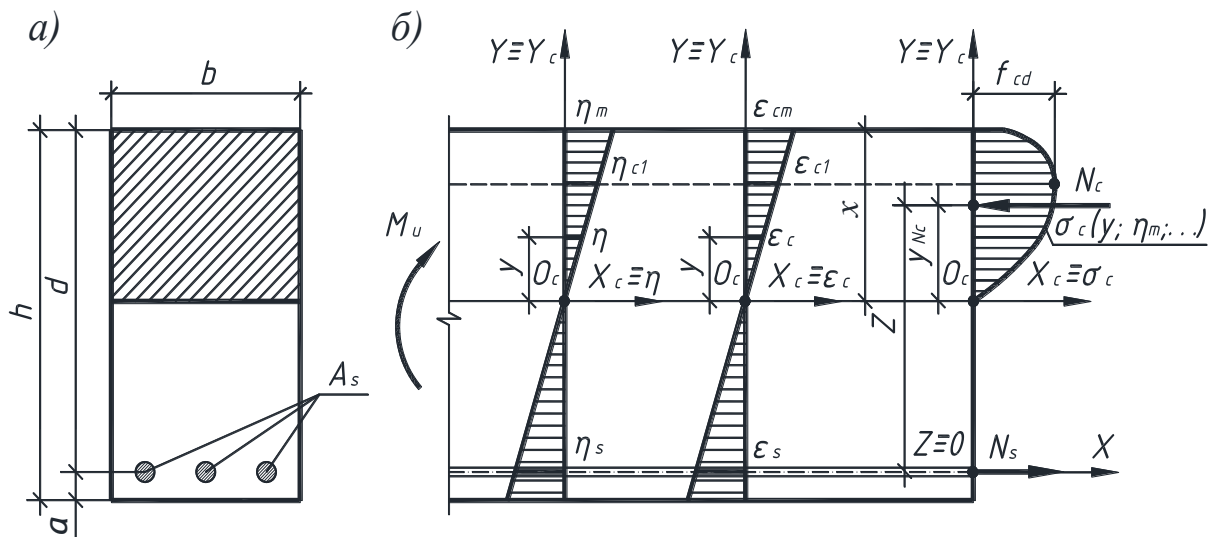


Рис.5.1 –Схема до виведення залежностей з розрахунку міцності

– діаграма «напруження-деформації» роботи бетону на центральний стиск за [1] у вигляді

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}(K\eta - \eta^2)}{(1 + (K - 2)\eta)}, \quad (5.3)$$

де $K = 1,05(E_{cd} \varepsilon_{c1} / f_{cd}) \approx 4 \dots 1$, $\eta = (\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}) < K$; f_{cd} , E_{cd} – відповідно розрахункові значення міцності бетону при осьовому стиску та його модуля пружності;

– умова сумісності деформування бетону й арматури за таким законом:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_s; \quad (5.4)$$

– діаграма «напруження-деформації» роботи арматури на розтяг (стиск) з фізичною ділянкою плинності за залежностями:

$$\sigma_s = E_s \varepsilon_s \text{ при } 0 < \varepsilon_s \leq f_{yd} / E_s; \quad \sigma_s = f_{yd} \text{ при } \varepsilon_{ud} \geq \varepsilon_s > f_{yd} / E_s; \quad (5.5)$$

– критерій максимальної міцності поперечного перерізу балкового елемента у вигляді умов:

$$M_u(\varepsilon_{cu}) = M_u = \max M(\varepsilon_{cm}), \text{ або} \quad (5.6)$$

$$M_u(\eta_u) = M_u = \max M(\eta_m), \quad (5.7)$$

в яких граничне (характерне) значення відносної деформації бетону на стиск (або її рівень) $\varepsilon_{cu} > \varepsilon_{cl}$ ($\varepsilon_{cm} / \varepsilon_{cl} = \eta_m$, $\varepsilon_{cu} / \varepsilon_{cl} = \eta_u$) задовольняє умову екстремального критерію міцності даного перерізу в балці ([1], п. 4.1.1), забезпечуючи цим самим у загальному випадку двоїстість розв'язання задачі на міцність балкового елемента в поперечному перерізі.

Із прийнятих передумов (5.1) – (5.7) випливає, що, використовуючи критерії (5.6) – (5.7), залежність для визначення невідомої величини ε_{cu} , можна отримати шляхом диференціювання функції $M_u = f(\sigma_s, x, \eta_m, \dots)$, котра за суттю є рівняння (5.2). Тобто, в основу шуканої залежності покладено критерій (5.6) – максимальної міцності поперечного перерізу із розташованою в ньому поздовжньою арматурою площею A_s .

Для того, щоб отримати шукану залежність для визначення невідомої величини ε_{cu} (або η_u) шляхом диференціювання рівняння (5.2) як функції M_u від змінної η_m у вигляді $M_u = f(\sigma_s, x, \varepsilon_m, \dots)$, необхідно спочатку складові N_s , N_c , x та y_{Nc} у рівняннях (5.1) та (5.2) функціонально виразити через σ_s , x , ε_{cm} або через σ_s , x , η_m . При цьому слід прийняти до уваги, що функція-рівняння у вигляді $M_u = f(\sigma_s, x, \eta_m, \dots)$ буде мати зручнішу форму для здійснення математичних перетворень.

У результаті виконання вище викладених умов рівняння (1) та рівняння (5.2) у загальному випадку набудуть такого вигляду:

$$N_s(\sigma_s, x, \eta_m, \dots) - N_c(x, \eta_m, \dots) = 0, \quad (5.8)$$

$$M_u = N_c(x, \eta_m, \dots) (d - x(\sigma_s, \eta_m, \dots) + y_{Nc}(\sigma_s, \eta_m, \dots)) = 0. \quad (5.9)$$

Як бачимо, в остаточному вигляді система рівнянь (5.8) та (5.9) для сформульованої задачі містить чотири невідомих: M_u , σ_s , x , η_m . Для їх визначення у подальшому рівнянням (5.8) та (5.9) слід розглядати сумісно з рівнянням (5.6) або (5.7). Ґрунтуючись на цьому виразимо усі складові рівнянь (5.8) та (5.9) через вказані невідомі параметри.

Досягнення поставленої мети обумовлено необхідністю мати закон розподілення напружень в бетоні стиснутої зони у вигляді $\sigma_c = f(y, \eta_m, \dots)$. Такий закон, що описує розподілення напружень у бетоні стиснутої зони в системі координат $Y_c O_c X_c$ з її початком O_c на нейтральній лінії (рис. 5.1, б), отримано в пункті 4.1 у наступному вигляді:

$$\sigma_c(y, \eta_m, \dots) = f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y) / x [x + (K-2)\eta_m y]. \quad (5.10)$$

Особливість закону (5.10) полягає в тому, що він описує розподілення напружень в бетоні по перерізу стиснутої зони для будь-якого рівня відносних деформацій бетону в найбільш стиснутій фібрі, і, таким чином, для будь-якого рівня завантаження балкового елемента.

Застосовуючи залежність (5.10) складові рівнянь (5.1) та (5.2), після виконання необхідних математичних дій, приведені до таких самих виразів як і в пункті 4.1:

$$N_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y)}{x (x + (K-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x \omega(\eta_m), \quad (5.11)$$

$$y_{N_c} = S_c / N_c = x \frac{\varphi(\eta_m)}{\omega(\eta_m)}, \quad (5.12)$$

$$S_c = b \int_0^x \frac{f_{cd} \eta_m y (Kx - \eta_m y) y}{x (x + (K-2)\eta_m y)} dy = f_{cd} b x^2 \varphi(\eta_m), \quad (5.13)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega(\eta_m) &= \frac{(K-1)^2 (c - \ln \tilde{n} - 1)}{(K-2)^3 \eta_m} - \frac{\eta_m}{2(K-2)} \quad \text{ï ðè } K \neq 2, \\ \omega(\eta_m) &= \eta_m (1 - \eta_m / 3) \quad \text{ï ðè } K = 2, \end{aligned} \right\} \quad (5.14)$$

$$\left. \begin{aligned} \varphi(\eta_m) &= \frac{(K-1)^2 \left[(c-2)^2 + 2 \ln c - 1 \right]}{2(K-2)^4 \eta_m^2} - \frac{\eta_m}{3(K-2)} \quad \text{ï ðè } K \neq 2, \\ \varphi(\eta_m) &= \eta_m \left(\frac{2}{3} - \frac{\eta_m}{4} \right) \quad \text{ï ðè } K = 2, \end{aligned} \right\} \quad (5.15)$$

де $\omega(\eta_m)$ – являє собою, як видно з формули (5.11), коефіцієнт повноти епюри напружень у бетоні стиснутої зони.

Формули (5.14) та (5.15) отримані при виведенні виразів (5.11) – (5.13), при цьому було зроблено позначення $c=1+(K-2)\eta_m$.

Після підстановки функціонально виражених через η_m величин N_s , N_c , x та u_{Nc} у рівняння (5.8) та (5.9), останні, включаючи в явному вигляді функцію M_u від незалежної змінної величини η_m , набувають вигляду:

$$\sigma_s A_s = f_{cd} b x \omega, \quad (5.16)$$

$$M_m - \sigma_s A_s \left(d - \chi \cdot \frac{\sigma_s A_s}{f_{cd} b} \right) = 0, \quad (5.17)$$

де M_m – значення моменту, що відповідає рівню деформацій бетону η_m в найбільш стиснутій фібрі поперечного перерізу елемента за другою схемою на рис. 5.1. б, а коефіцієнт

$$\chi(\eta_m) = (\omega - \varphi) / \omega^2, \quad (5.18)$$

показує, яку частину висоти x складає уздовж цієї висоти відстань від найбільш стиснутої фібри поперечного перерізу до точки прикладання рівнодійної N_c .

Аналізуючи рівняння рівноваги (5.16) та (5.17) разом з умовою (5.7) можна прийти до висновку, що найбільший опір дії зовнішньому навантаженню залізобетонний елемент буде чинити у тому випадку, коли в установленій в ньому арматурі напруження досягатимуть межі текучості, тобто, виконуватиметься умова $\sigma_s = f_{yd}$. Це дозволяє рівняння (5.16) та (5.17) представити так:

$$f_{yd}A_s = f_{cd}bx\omega, \quad (5.19)$$

$$M_u = f_{cd}bx(d - \chi x) = f_{cd}bd^2\xi(1 - \chi\xi) = \bar{\alpha}_m f_{cd}bd^2, \quad (5.20)$$

у котрих

$$\xi = \bar{\xi}\omega = f_{yd}A_s / f_{cd}bd, \quad (5.21)$$

$$\bar{\alpha}_m = \xi(1 - \chi\xi) = \xi\bar{\zeta}, \quad (5.22)$$

$$\bar{\zeta} = 1 - \chi\xi, \quad (5.23)$$

Для обчислення значень $\eta_m = \eta_u = \eta_{cu1}$ використано критерій (5.7), котрий характеризує такий стан залізобетонного елемента, коли його опір дії зовнішньому навантаженню досягає максимуму. Опираючись на даний критерій, для визначення значень η_u рівняння (5.20) досліджено на екстремум. за умовою $\partial M_m / \partial \eta_m = 0$. У результаті отримано диференціальне рівняння

$$\chi(\varphi(\eta_m), \omega(\eta_m))' = (2\varphi - \omega)\omega' - \omega\varphi' = 0, \quad (5.24)$$

розв'язок котрого, після підстановки в нього відповідних функціональних залежностей $\omega = f_1(\eta_u)$ і $\varphi = f_2(\eta_u)$ за (14) та (5.15) та їх похідних, має вигляд трансцендентного алгебраїчного рівняння відносно $\eta_m = \eta_u$:

$$a^5 \eta_u^5 - (K + b)(a + b)a^4 \eta_u^4 - 24b^2 a^3 \eta_u^3 + 12(b^2 - 2)b^2 a^2 \eta_u^2 - 12b^4 c (\ln c)^2 + 12\eta_u a b^2 (c + 1)c \ln c = 0, \quad (5.25)$$

де $a = (K - 2)$, $b = (K - 1)$, $c = (a \eta_u + 1)$.

Графічно розв'язки рівняння (5.25) являють собою діаграму граничних (характерних) значень рівнів фібрових деформацій (конструкційних деформацій) бетону ЗБЕ в момент досягнення ним максимального опору дії зовнішньому навантаженню (рис. 5.2). Її можна використовувати у розрахунках.

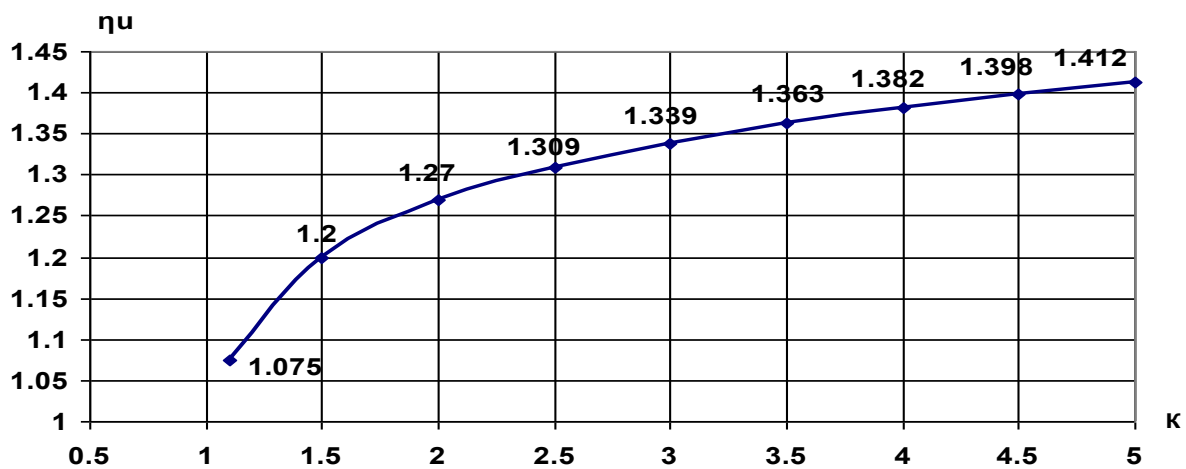


Рис. 5.2 – Графік граничних значень рівнів фібрових деформацій бетону в стиснутій зоні залізобетонного елемента залежно від параметра K

За фізичною сутністю рівняння (5.20) являє собою залежно від фізико-механічних властивостей бетону сукупність граничних рівнів фібрових відносних деформацій бетону у залізобетонному елементі в момент досягнення ним найбільшого опору дії моменту M_u при досягненні поздовжньою розтягнутою арматурою межі текучості. Ці фіброві деформації бетону є

критичними деформаціями конструкційної деформативності бетону на діаграмі стану елемента і одночасно є закритичними для діаграми стану бетону.

Оскільки в отриманих залежностях (5.21), (5.22), (5.23) значення параметрів ω , φ , χ залежать від коефіцієнта K та граничного рівня фібрових відносних деформацій бетону η_u в ЗБЕ, то для зручності їх застосування в розрахунках вони зведені у таблицю (таблиці 5.1 та А.3) залежно від значень K та значень η_u .

Таблиця 5.1 – Значення параметрів ω , φ , χ , η_u залежно від значень коефіцієнта K

	K								
	1,18	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
η_u	1,075	1,200	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,768	0,792	0,811	0,825	0,838	0,848
φ	0,383	0,421	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,531	0,526	0,523	0,520	0,518	0,517
φ/ω	0,652	0,625	0,605	0,592	0,586	0,576	0,574	0,566	0,561

З метою застосування розробленої методики в інженерних розрахунках міцності елементів залізобетонних конструкцій на основі даних таблиці 5.1 значення коефіцієнтів $\bar{\alpha}_m$, $\bar{\xi}$ та $\bar{\zeta}$ протабульовані за формулами (5.21) – (5.23) (таблиці 5.2 та А.5).

Таблиця 5.2 – Значення коефіцієнтів $\bar{\alpha}_m$, $\bar{\xi}$ та $\bar{\zeta}$ залежно від значень параметрів K та ξ

ξ	$K=1,18$			$K=2,5$			$K=3,0$		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,1	0,170	0,941	0,094	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095
0,2	0,341	0,882	0,176	0,260	0,894	0,178	0,252	0,895	0,179
0,3	0,511	0,823	0,247	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253
0,4	0,681	0,764	0,305	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316
0,5	0,852	0,704	0,352	0,651	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369

5.2 Умова забезпечення руйнування елемента за арматурою

Викладений метод розрахунку базується на тому, що руйнування залізобетонного елемента по поперечному перерізові відбувається внаслідок досягнення розтягнутою арматурою межі текучості $\sigma_s = f_{yd}$ з наступним руйнуванням бетону стиснутої зони. Тому необхідно встановити умову, котра б дозволила шляхом розрахунку визначити момент настання в перерізові такого стану.

Для отримання шуканої умови розглянемо на рисунку 5.3 епюру деформацій бетону по нормальному перерізові балкового елемента. На ній зображено, що фібровим деформаціям стиснутого бетону $\varepsilon_{cm} \leq \varepsilon_{cu1}$ відповідають деформації текучості розтягнутої арматури $\varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s$ [2] (рисунок 3.1), а також висота стиснутої зони x , котра залежить від площі арматури A_s . З представленого рисунка випливає: чим менша площа A_s тим менше значення висоти стиснутої зони x і, як наслідок, деформації арматури досягають значень межі текучості ε_{s0} раніше, ніж деформації бетону при стиску досягають граничних значень $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1}$. Традиційно даний випадок роботи залізобетонного елемента прийнято називати першим. Він характеризується тим, що збільшення площі арматури A_s в розтягнутій зоні призводить до збільшення висоти стиснутої зони x .

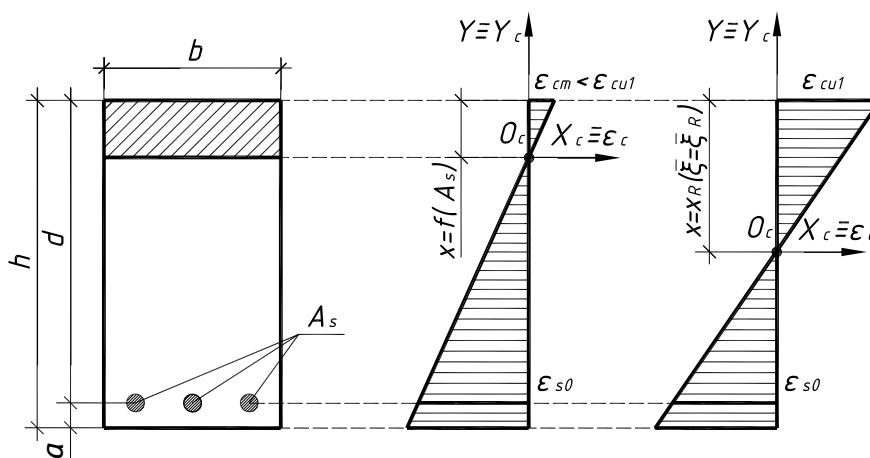


Рисунок 5.3 – Схема до визначення граничного значення відносної висоти стиснутої зони $\bar{\zeta}_R$

Збільшення висоти стиснутої зони призведе до того, що деформації у крайній фібрі бетону стиснутої зони досягнуть граничних значень $\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1}$ (рівень деформацій у цьому випадку $\eta_u = \varepsilon_{cu} / \varepsilon_{c1}$) і руйнування бетону відбудеться одночасно з досягненням арматурою межі текучості. Очевидно, що такий стан елемента є межею між випадком 1 та 2. Для такого стану висота стиснутої зони $x = x_R$, розрахункові напруження в бетоні на рівні найбільш стиснутої фібри зони $\sigma_c = f_{cd}$, а розрахункові напруження в розтягнутій арматурі $\sigma_s = f_{yd}$. На основі викладених міркувань можна отримати залежність з визначення межі між 1 та 2 випадками руйнування залізобетонного елемента.

Для отримання шуканої залежності на основі епюри деформацій для граничного випадку можна записати таке співвідношення (рис. 5.3):

$$\frac{\varepsilon_{cu1}}{x_R} = \frac{\varepsilon_{s0}}{d - x_R}, \quad (5.26)$$

з котрого, після необхідних перетворень, отримано, що граничне значення відносної висоти стиснутої зони

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + (f_{yd} / \varepsilon_{c1} \eta_u E_s)}. \quad (5.27)$$

Використовуючи формули (5.26) та (5.27) шукана залежність розмежування випадків руйнування матиме вигляд:

$$\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R. \quad (5.28)$$

Таким чином, при $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$ розрахунок елементів слід виконувати за випадком 1, тобто за викладеною вище методикою.

5.3 Алгоритм розрахунку міцності нормальних перерізів

Алгоритм розрахунку за міцністю балкових залізобетонних елементів в поперечних перерізах із заданою площею арматури A_s наступний:

– підраховується значення коефіцієнта K за приміткою до формули (5.3) та значення коефіцієнта ξ за формулою (5.21)

$$\xi = f_{yd} A_s / f_{cd} b d ; \quad (5.29)$$

– з таблиці 5.1 або таблиці А.3 вибирають значення параметрів χ та ω ;

– за формулами (5.21) – (5.23) обчислюють значення $\bar{\alpha}_m$, $\bar{\xi}$ та $\bar{\zeta}$ або їх вибирають з таблиці 5.2 чи таблиці А.5 відповідно до обчислених значень коефіцієнтів K і ξ (точніші результати, як правило, дають підрахунки за формулами (5.21) – (5.23));

– за формулою (5.28) пункту 5.2 перевіряють виконання умови $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$;

– у випадку виконання умови (5.28) пункту 5.2 при відсутності арматури A'_s розрахунок міцності нормального перерізу балкового елемента здійснюється отриманими на основі залежностей (5.19) – (5.20) формулами:

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 , \quad (5.30)$$

$$M_u = A_s f_{yd} \bar{\zeta} d ; \quad (5.31)$$

– у випадку невиконання умови (5.28) пункту 5.2 розрахунок міцності нормального перерізу балкового елемента, при наявності в ньому арматури A'_s , здійснюється за такими додатковими залежностями:

$$M_u = \sum A'_{si} \varepsilon'_{si} E_{si} (d - a'_i) + M_R , \quad (5.32)$$

$$\varepsilon'_{si} = \frac{\varepsilon_{cu1}(\xi_R - a'_i / d)}{\xi_R} \leq \varepsilon'_{s0}, \quad (5.33)$$

$$M_R = \bar{\alpha}_R f_{cd} b d^2, \quad (5.34)$$

в котрих M_R – значення згинального моменту, який сприймається поперечним перерізом при $\bar{\xi} = \bar{\xi}_R$; a'_i – відстань від верхньої грані перерізу до центра ваги i -того ряду арматурних стержнів A'_s .

5.4 Приклади розрахунку міцності нормальних перерізів

Приклад 5.1. Дано: (за даними прикладу 4 1, наведеному в пункті 4.4) балка прямокутного профілю, розміри перерізу $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, бетон класу С12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа, $E_{cd} = 16,3$ ГПа, $\varepsilon_{cl,cd} = 1,58\%$); арматура класу А240С ($f_{yd} = 229$ МПа) розташована на відстані від нижньої грані $a = 40$ мм; площа арматури $A_s = 1846,3 \text{ мм}^2$.

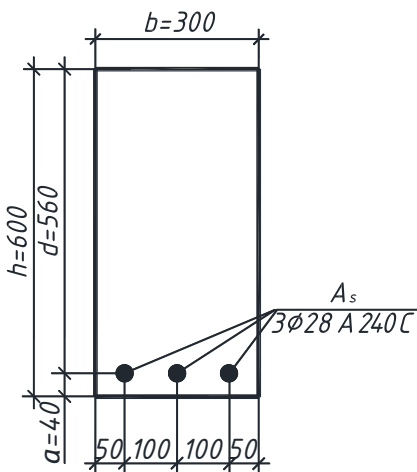


Рис. 5.4 – До прикладу 5.1

Необхідно визначити згинальний момент, який може сприймати балка.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 5.3. Робоча висота перерізу $d = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ξ (див. примітку до формули 5.3)

та формулу (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{cl,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,2;$$

$$\xi = f_{yd} A_s / f_{cd} b d = 229 \cdot 1843,4 / 8,5 \cdot 300 \cdot 560 = 0,2956.$$

З таблиці 5.1 або А.3 параметри $\chi = 0,5248$, $\omega = 0,7996$, $\eta_u = 1,3486$.

За формулами (5.21) – (5.23):

$$\bar{\xi} = \xi / \omega = 0,2956 / 0,7996 = 0,3696;$$

$$\bar{\alpha}_m = \xi(1 - \chi\xi) = 0,2956(1 - 0,5248 \cdot 0,2956) = 0,250;$$

$$\bar{\xi} = 1 - \chi\xi = 1 - 0,5248 \cdot 0,2956 = 0,8445.$$

Обчислюємо граничне відносне значення висоти стиснутої зони за формулою (5.27):

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + (f_{yd} / \varepsilon_{cl} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 229 / 0,001581 \cdot 1,3486 \cdot 210000} = 0,662.$$

Перевіряємо умову (5.28) $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$: $\bar{\xi} = 0,3696 < \bar{\xi}_R = 0,662$.

Оскільки умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$ виконується, то підраховуємо значення моменту, який може сприймати поперечний переріз балки:

за формулою (5.30) при $A'_s = 0$

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 = 0,250 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 560^2 \approx 200 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

за формулою (5.31) при $A'_s = 0$

$$M_u = A_s f_{yd} \bar{\xi} d = 1846,3 \cdot 229 \cdot 0,8445 \cdot 560 \approx 200 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Приклад 5.2. Дано: балка прямокутного профілю з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; бетон балки класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $E_{cd} = 23$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,65\%$); арматура класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа) розташована на відстані від нижньої грані перерізу $a = 70$ мм, площа арматури $A_s = 2945$ мм².

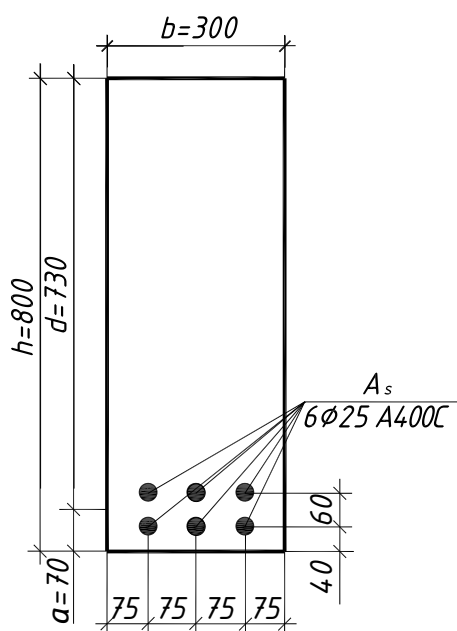


Рис. 5.5 – До прикладу 5.2

Необхідно визначити згинальний момент, який може сприймати балка.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 5.3.

Робоча висота перерізу

$$d = h - a = 800 - 70 = 730 \text{ мм}.$$

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ξ (див. примітку до формули (5.3) та формулу (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,75;$$

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d} = \frac{364 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300 \cdot 730} = 0,3376.$$

З таблиці 5.1 або А.3 знаходимо: $\omega = 0,7795$; $\chi = 0,5280$; $\eta_u = 1,324$.

За формулами (5.21) – (5.23):

$$\bar{\xi} = \xi / \omega = 0,3376 / 0,7795 = 0,4331;$$

$$\bar{\alpha}_m = \xi (1 - \chi \xi) = 0,3376 (1 - 0,5280 \cdot 0,3376) = 0,2774;$$

$$\bar{\xi} = 1 - \chi \xi = 1 - 0,5280 \cdot 0,3376 = 0,8217.$$

Обчислюємо граничне відносне значення висоти стиснутої зони за формулою (5.27):

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / (\varepsilon_{c1} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 364 / (0,00165 \cdot 1,324 \cdot 210000)} = 0,5576.$$

Перевіряємо умову (5.28) $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$: $\bar{\xi} = 0,4331 < \bar{\xi}_R = 0,5576$.

Оскільки умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$ виконується, то підраховуємо значення моменту, який може сприймати балка в нормальному перерізі:

за формулою (5.30):

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 = 0,2774 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 730^2 = 643,0 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 643,0 \text{ кНм}.$$

за формулою (5.31):

$$M_u = A_s f_{yd} \bar{\xi} d = 2945 \cdot 364 \cdot 0,8217 \cdot 730 = 643,0 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 643,0 \text{ кНм}.$$

Приклад 5.3. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 5.6) з розмірами перерізу $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; бетон балки класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5$ МПа,

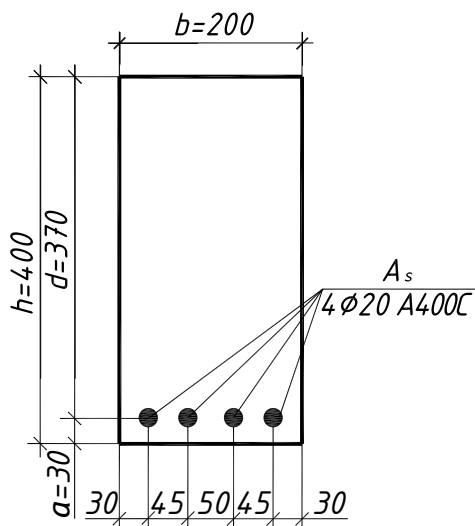


Рис. 5.6 – До прикладу 5.3

$E_{cd} = 27$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,70\%$); арматура класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа) розташована на відстані від нижньої грані перерізу $a = 30$ мм, площа арматури $A_s = 1256$ мм².

Необхідно визначити згинальний момент, який може сприймати балка.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеному у пункті 5.3.

Робоча висота перерізу

$$d = h - a = 400 - 30 = 370 \text{ мм}.$$

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ξ (див. примітку до формули (5.3) та формулу (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 1,70 \cdot 10^{-3}}{19,5} = 2,50;$$

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d} = \frac{364 \cdot 1256}{19,5 \cdot 200 \cdot 370} = 0,3168.$$

З таблиці 5.1 або А.3 знаходимо: $\omega = 0,767$; $\chi = 0,530$; $\eta_u = 1,309$.

За формулами (5.21) – (5.23):

$$\bar{\xi} = \xi / \omega = 0,3168 / 0,767 = 0,4130;$$

$$\bar{\alpha}_m = \xi (1 - \chi \xi) = 0,3168 (1 - 0,530 \cdot 0,3168) = 0,2636;$$

$$\bar{\zeta} = 1 - \chi \xi = 1 - 0,5280 \cdot 0,3376 = 0,8321.$$

Обчислюємо граничне відносне значення висоти стиснутої зони за формулою (5.27):

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + f_{yd} / (\varepsilon_{c1} \eta_u E_s)} = \frac{1}{1 + 364 / (0,00172 \cdot 1,309 \cdot 210000)} = 0,5650.$$

Перевіряємо умову (5.28) $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$: $\bar{\xi} = 0,4130 < \bar{\xi}_R = 0,5650$.

Оскільки умова $\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R$ виконується, то підраховуємо значення моменту, який може сприймати балка в нормальному перерізі:

за формулою (5.30):

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 = 0,2636 \cdot 19,5 \cdot 200 \cdot 370^2 = 140,7 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 140,7 \text{ кНм.}$$

за формулою (5.31):

$$M_u = A_s f_{yd} \bar{\zeta} d = 1256 \cdot 364 \cdot 0,8321 \cdot 370 = 140,7 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 140,7 \text{ кНм.}$$

6 Приклади розрахунків міцності згинальних елементів у нормальному перерізі з використанням параметрів $\bar{\alpha}_m$, $\bar{\xi}$, $\bar{\zeta}$ за таблицями

Відповідно до теоретичних викладок, наведених у розділах 4 та 5, було доведено, що методику розрахунку за новими нормами [1, 2] можливо структурувати аналогічно до методики розрахунку за СНиП 2.03.01-84. В даному розділі наведені приклади застосування такої структуризації.

Приклад 6.1. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.1) з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $a = 40$ мм; застосовується бетон класу С12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа, $E_{cd} = 16,3$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,58\%$); згинальний момент, котрий повинен сприйматись балкою $M = 200$ кНм; арматура класу А240С ($f_{yd} = 229$ МПа).

Необхідно для армування балки підібрати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Робоча висота перерізу балки $d = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

Визначаємо за приміткою до формули (4.3) для даного бетону коефіцієнт K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,2.$$

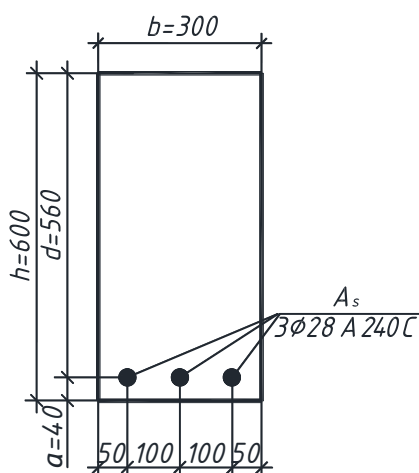


Рис. 6.1 – До прикладу 6.1

Визначаємо за формулою (4.29)

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{200 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,250.$$

За таблицею А.4 $\bar{\alpha}_R = 0,383$. Перевіряємо умову $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$: $\bar{\alpha}_m = 0,250 < \bar{\alpha}_R = 0,383$. Умова виконується.

За таблицею А.5 при $K = 3,2$ та $\bar{\alpha}_m = 0,250$ визначаємо $\bar{\zeta} = 0,845$.

Обчислюємо необхідну площу перерізу поздовжньої арматури за формулою (5.31)

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \bar{\zeta} d} = \frac{200 \cdot 10^6}{229 \cdot 0,844 \cdot 560} = 1846 \text{ мм}^2.$$

За таблицею А.6 приймаємо 3Ø28A240С ($A_s = 1847 \text{ мм}^2$).

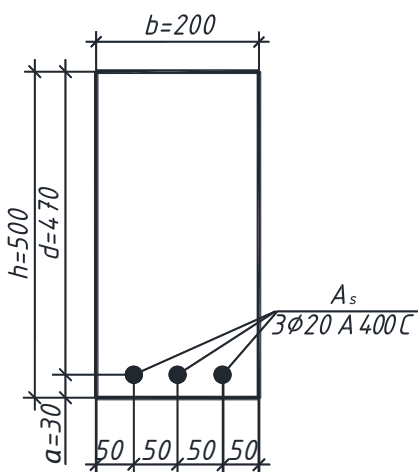
Приклад 6.2. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.2) з розмірами перерізу $b = 200 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$, $a = 30 \text{ мм}$; застосовується бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5 \text{ МПа}$, $E_{cd} = 23 \text{ ГПа}$, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,65\%$); згинальний момент, котрий повинен сприйматись балкою $M = 135 \text{ кНм}$; арматура класу А400С ($f_{yd} = 364 \text{ МПа}$).

Необхідно для армування балки підібрати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Робоча висота перерізу балки $d = h - a = 500 - 30 = 470 \text{ мм}$.

Визначаємо за приміткою до формули (4.3) для даного бетону коефіцієнт K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,75.$$



Визначаємо за формулою (4.29):

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{135 \cdot 10^6}{14,5 \cdot 200 \cdot 470^2} = 0,211.$$

За таблицею А.4 $\bar{\alpha}_R = 0,336$. Перевіряємо умову $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$: $\bar{\alpha}_m = 0,211 < \bar{\alpha}_R = 0,336$. Умова виконується.

За таблицею А.5 при $K = 2,75$ та $\bar{\alpha}_m = 0,211$

Рис. 6.2 – До прикладу 6.2 визначаємо $\bar{\zeta} = 0,872$.

За (5.31) площа поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \bar{\zeta} d} = \frac{135 \cdot 10^6}{364 \cdot 0,872 \cdot 470} = 905,0 \text{ мм}^2.$$

За таблицею А.6 приймаємо 3Ø20 ($A_s = 942 \text{ мм}^2$).

Приклад 6.3. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.3) з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $a = 40$ мм; застосовується бетон класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5$ МПа, $E_{cd} = 27$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,72\%$); згинальний момент, котрий повинен сприйматись балкою $M = 475$ кНм; арматура класу А500С ($f_{yd} = 417$ МПа).

Необхідно для армування балки підібрати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Робоча висота перерізу балки $d = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

Визначаємо за приміткою до формули (4.3) для даного бетону коефіцієнт K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 1,72 \cdot 10^{-3}}{19,5} = 2,50.$$

За формулою (4.29):

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{475 \cdot 10^6}{19,5 \cdot 300 \cdot 560^2} = 0,259.$$

За таблицею А.4 $\bar{\alpha}_R = 0,320$. Перевіряємо умову $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$: $\bar{\alpha}_m = 0,259 < \bar{\alpha}_R = 0,320$. Умова виконується.

За таблицею А.5 при $K = 2,5$ та $\bar{\alpha}_m = 0,259$ визначаємо $\bar{\zeta} = 0,836$.

За формулою (5.31) площа перерізу поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \bar{\zeta} d} = \frac{475 \cdot 10^6}{417 \cdot 0,836 \cdot 560} = 2433,1 \text{ мм}^2.$$

За таблицею А.6 приймаємо 5Ø25 ($A_s = 2454 \text{ мм}^2$).

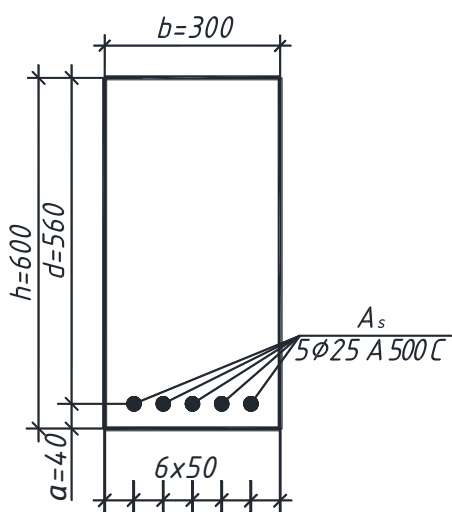


Рис. 6.3 – До прикладу 6.3

Приклад 6.4. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.4) з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 800$ мм, $a = 60$ мм; застосовується бетон класу С12/15 ($f_{cd} = 8,5$ МПа, $E_{cd} = 16,3$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,58\%$); згинальний момент, котрий повинен

сприйматись балкою $M = 780$ кНм; арматура класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа).

Необхідно для армування балки підібрати площу перерізу поздовжньої арматури.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 4.3. Робоча висота перерізу балки $d = h - a = 800 - 60 = 740$ мм.

Визначаємо за приміткою до формули (4.3) для даного бетону коефіцієнт K :

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 16,3 \cdot 10^3 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3}}{8,5} = 3,2.$$

$$\text{Визначаємо за формулою (4.29): } \bar{\alpha}_m = \frac{M}{f_{cd} b d^2} = \frac{780 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,559.$$

За таблицею А.4 $\bar{\alpha}_R = 0,339$. Перевіряємо умову $\bar{\alpha}_m \leq \bar{\alpha}_R$: $\bar{\alpha}_m = 0,559 > \bar{\alpha}_R = 0,339$.

Оскільки умова не виконується, при заданих розмірах перерізу та класі бетону необхідно встановити арматуру в стиснутій зоні. Визначаємо площу стиснутої арматури при $a' = 30$ мм.

За формулою (4.35) визначаємо

$$M_R = \bar{\alpha}_R f_{cd} b d^2 = 0,339 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 740^2 = 473,4 \text{ кНм}.$$

За формулою (4.34) визначаємо деформації в стиснутій арматурі при $\bar{\xi}_R = 0,554$ (таблиця А.4) та $\eta_u = 1,35$ (таблиця А.3):

$$\varepsilon'_s = \frac{\eta_u \varepsilon_{c1,cd} (\bar{\xi}_R - a'/d)}{\bar{\xi}_R} = \frac{1,35 \cdot 1,58 \cdot 10^{-3} (0,554 - 30/740)}{0,554} = 1,97 \cdot 10^{-3}.$$

Оскільки $\varepsilon'_s = 1,97 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{s0} = f_{yd}/E_s = 364/210 \cdot 10^3 = 1,73 \cdot 10^{-3}$, то в розрахунку приймаємо $\varepsilon'_s = \varepsilon_{s0} = 1,73 \cdot 10^{-3}$.

За формулою (4.33) визначаємо площу стиснутої арматури

$$A'_s = \frac{M - M_R}{\varepsilon'_s E_s (d - a')} = \frac{780 \cdot 10^6 - 473,4 \cdot 10^6}{1,73 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 10^3 (740 - 30)} = 1186 \text{ мм}^2.$$

За таблицею А.6 приймаємо 4Ø20А400С, $A'_s = 1256 \text{ мм}^2$.

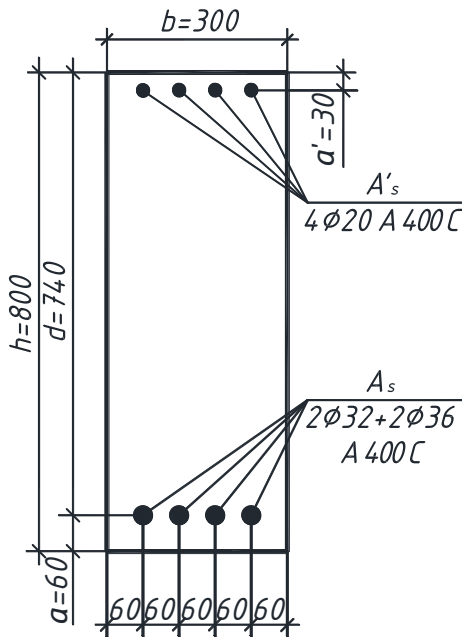


Рис. 6.4 – До прикладу 6.4

За таблицю А.4 при $K=3,2$ та $\bar{\alpha}_R=0,339$ визначаємо $\bar{\xi}_R=0,555$ та за таблицю А.3 $\omega=0,802$.

Обчислюємо необхідну кількість поздовжньої розтягнутої арматури

$$A_s = \bar{\xi}_R \omega b d \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s = 0,555 \cdot 0,802 \cdot 300 \cdot 740 \frac{8,5}{364} + 1256 = 3563 \text{ мм}^2.$$

За таблицю А.6 приймаємо $2\text{Ø}32+2\text{Ø}36\text{A}400\text{C}$, $A_s=3645 \text{ мм}^2$.

Приклад 6.5. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.5) з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; бетон класу С20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $E_{cd} = 23$ ГПа, $\varepsilon_{cl,cd} = 1,65\%$); арматура класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа) розташована на відстані від нижньої грані перерізу $a = 70$ мм, площа арматури $A_s = 2945 \text{ мм}^2$.

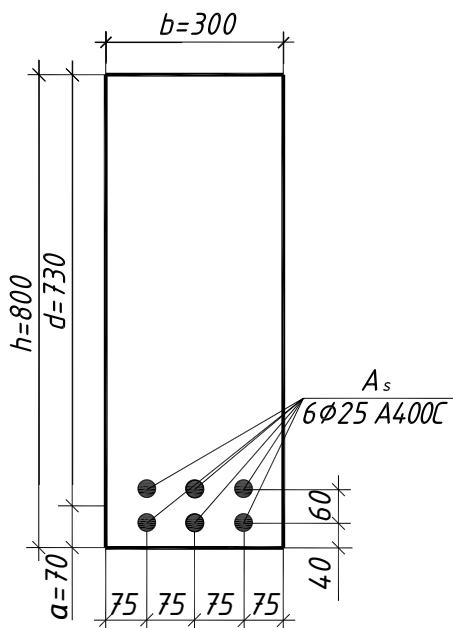


Рис. 6.5 – До прикладу 6.5

Необхідно визначити згинальний момент, який може сприйняти балка.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 5.3.

Робоча висота перерізу балки на рівні центра ваги розтягнутої арматури

$$d = h - a = 800 - 70 = 730 \text{ мм}.$$

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ζ (див. примітки до формул (5.3) та (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{cl,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,75;$$

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d} = \frac{364 \cdot 2945}{14,5 \cdot 300 \cdot 730} = 0,338.$$

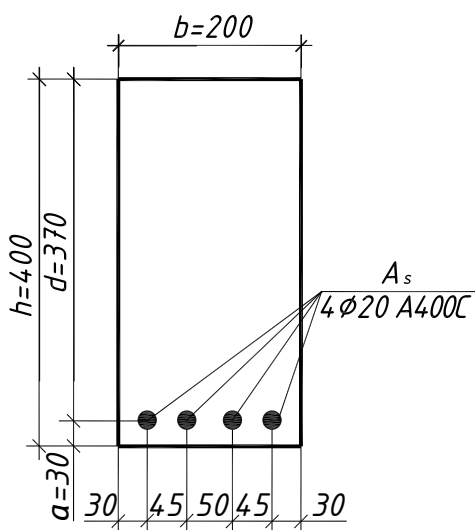
З таблиці А.5 визначаємо $\bar{\xi} = 0,434$ та $\bar{\alpha}_m = 0,277$.

З таблиці А.4 визначаємо $\bar{\xi}_R = 0,561$.

Оскільки $\bar{\xi} = 0,434 < \bar{\xi}_R = 0,561$, то підраховуємо значення моменту, який може сприйматися балкою в нормальному перерізі за формулою (5.30):

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 = 0,278 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 730^2 = 644,4 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 644,4 \text{ кНм}.$$

Приклад 6.6. Дано: балка прямокутного профілю з розмірами перерізу $b = 200$ мм, $h = 400$ мм; бетон класу С30/35 ($f_{cd} = 19,5$ МПа, $E_{cd} = 27$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,70\%$); арматура класу А400С ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа) розташована на відстані від нижньої грані перерізу $a = 30$ мм, площа арматури $A_s = 1256$ мм².



Необхідно визначити згинальний момент, який може сприйнятися балкою.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 5.3.

Робоча висота перерізу

$$d = h - a = 400 - 30 = 370 \text{ мм}.$$

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ξ (див. примітки до формул (5.3) та (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 27 \cdot 10^3 \cdot 1,70 \cdot 10^{-3}}{19,5} = 2,50;$$

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d} = \frac{364 \cdot 1256}{19,5 \cdot 200 \cdot 370} = 0,317.$$

З таблиці А.5 визначаємо $\bar{\xi} = 0,413$ та $\bar{\alpha}_m = 0,264$.

З таблиці А.4 визначаємо $\bar{\xi}_R = 0,565$.

Оскільки $\bar{\xi} = 0,413 < \bar{\xi}_R = 0,565$, то підраховуємо значення моменту, який може сприйматися балкою в нормальному перерізі за формулою (5.30):

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 = 0,264 \cdot 19,5 \cdot 200 \cdot 370^2 = 141,0 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 141,0 \text{ кНм}.$$

Приклад 6.7. Дано: балка прямокутного профілю (рис. 6.7) з розмірами перерізу $b = 300$ мм, $h = 800$ мм; бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 14,5$ МПа, $E_{cd} = 23$ ГПа, $\varepsilon_{c1,cd} = 1,65\%$); арматура класу A400C ($f_{yd} = 364$ МПа, $E_s = 210$ ГПа) розташована в стиснутій зоні на відстані від верхньої грані перерізу $a' = 30$ мм, площа арматури $A'_s = 942$ мм²; в розтягнутій зоні на відстані від нижньої грані перерізу $a = 70$ мм, площа арматури $A_s = 2945$ мм².

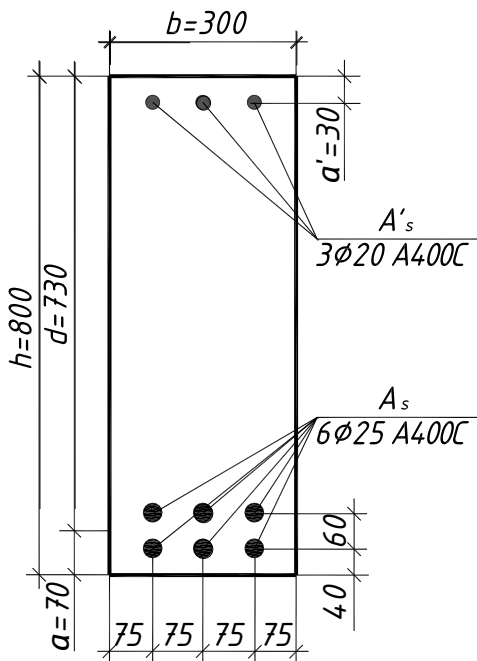


Рис. 6.7 – До прикладу 6.7

Необхідно визначити згинальний момент, який може сприйнятись балкою.

Розрахунок виконуємо відповідно до алгоритму, викладеного у пункті 5.3.

Робоча висота перерізу балки

$$d = h - a = 800 - 70 = 730 \text{ мм}.$$

Визначаємо за формулами відповідно коефіцієнти K та ξ (див. примітки до формул (5.3) та (5.29)):

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3}}{14,5} = 2,75;$$

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s - f_{yd} A'_s}{f_{cd} b d} = \frac{364 \cdot 2945 - 364 \cdot 942}{14,5 \cdot 300 \cdot 730} = 0,230.$$

З таблиці А.5 визначаємо $\bar{\xi} = 0,295$ та $\bar{\alpha}_m = 0,202$.

З таблиці А.4 визначаємо $\bar{\xi}_R = 0,561$.

Оскільки $\bar{\xi} = 0,295 < \bar{\xi}_R = 0,561$, то підраховуємо значення моменту, який може сприйматися балкою в нормальному перерізі, за формулою (5.32). Для

цього попередньо визначаємо деформації в стиснутій арматурі за формулою (5.33) при $\eta_u = 1,32$ (табл. А.3):

$$\varepsilon'_s = \frac{\eta_u \varepsilon_{c1,cd} (\xi - a' / d)}{\xi} = \frac{1,32 \cdot 1,65 \cdot 10^{-3} (0,295 - 30 / 730)}{0,295} = 1,87 \cdot 10^{-3}.$$

Оскільки $\varepsilon'_s = 1,87 \cdot 10^{-3} > \varepsilon_{s0} = f_{yd} / E_s = 364 / 210 \cdot 10^3 = 1,73 \cdot 10^{-3}$, то в розрахунку приймаємо $\varepsilon'_s = \varepsilon_{s0} = 1,73 \cdot 10^{-3}$.

Визначаємо значення згинального моменту, який може сприйматися балкою в нормальному перерізі за формулою (5.32) при умові, що

$$M_R = M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 :$$

$$M_u = \bar{\alpha}_m f_{cd} b d^2 + A'_s \varepsilon'_s E_s (d - a') = 0,202 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 730^2 + 942 \cdot 1,73 \cdot 10^{-3} \cdot 210 \cdot 10^3 (730 - 30) = 708,3 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 708,3 \text{ кНм}.$$

ЛІТЕРАТУРА

1. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. [Чинні від 2011-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство "Укрархбудінформ", 2011. – 71 с. – (Державні будівельні норми).
2. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010. [Чинний від 2011-07-01]. К.: Мінрегіонбуд України, Державне підприємство "Укрархбудінформ", 2011. – 118 с. – (Національний стандарт України).
3. Яременко О.Ф. Застосування реальних діаграм матеріалів в розрахунках залізобетонних конструкцій / О.Ф. Яременко, Н.Н. Сорока, А.С. Карнаухова // Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. статей, присвячений 100-річчю з дня народження проф. М.С. Торяника. – Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.– С. 493 – 496.
4. Вахненко П.Ф. Про особливості деформування неармованого та армованого бетону / П.Ф. Вахненко, В.М. Кондель // Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. праць. – Полтава, 1997. – С. 77 – 80.
5. Jensen J.J. Safety and Reliability of Concrete Structures. High Performance Concrete Exposed to Extreme Loading. / J.J. Jensen // 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. Proc., Vol. 1. – P. 368 – 377.
6. Tan G.A. Mechanical Properties of High-Strength Concrete and Their dependence on Moisture Conditions / G.A. Tan, A.K.H. Kwan, P.K.K. Lee // 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. Proc., Vol. 2. – P. 1322 – 1330.
7. ACI. Committee Detroit. Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete 318M-83. Detroit, Michigan, 2002.
8. BS 8110: Part 1. British Standard. Structural use of Concrete. Code of Practice for design and Construction. London: British Standard Institution, 2010. – 210 p.

9. Ansari F. Stress – Strain Response and Failure Surface of High Strength Concrete Under Generalized State of Stress. Innovations and Developments in Concrete Materias and Constructions. Proc. of Int. Conf. held at the Dundee, Scotland, UK, 9-11 Sept. 2002. – Thomas Telford, London.

10. Mazzarello O., Siviero E. The influence of dimensional parameter of Concrete Strength. 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. Proc., Vol. 2. – P. 1244 – 1253.

11. Konig G., Kutzing L. Modelling HPC with increased ductility. 5-th Int. Symp. on Utilization of HS/HP Concrete. 20-24 June 1999, Sandefjord, Norway. Proc., Vol. 2. – P. 830 – 837.

12. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: автореф. дис. на здобуття ступеня д-ра техн. наук: спец. 05.23.01 "Будівельні конструкції, будівлі та споруди"/ А.М. Бамбура; ХДТУБА. – Харків, 2006. – 39 с.

13. Бабич Є.Є. Практичний метод визначення напружено-деформованого стану і міцності стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів з використанням деформаційної моделі / Є.Є. Бабич // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій / За заг. ред. Лучка Й.Й. – Львів: Каменяр, 2007. – Вип. 7 – С. 173 – 181.

14. Weiss W.J., Guler K., Shah S.P. An Experimental Investigation to Determine the Influence of Size on the Flexural Behavior of High Strength Reinforced Concrete Beams. 5 – th Int. Symp. On Utilisazion of HS/HP Concrete 20 – 24 June 1999, Sandefjord, Norway. – Proceedings, Volume 1. – P. 709 – 718.

15. Митрофанов В.П. Про граничну деформацію стиснутої грані бетону в нормальному перерізі залізобетонних елементів В.П. Митрофанов, А.М. Павліков, Б.П. Митрофанов, О.А. Шкурупій // Галузеве машинобудування, будівництво: Зб. наук. праць ПолтНТУ. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – Вип. 14. – С.95 – 102.

16. Everard M. Ultimate strength design service – ability a unified method fun reinforced concrete bridge design. ACI Jornal. Pub. SP – 23, April, 1967. – P. 10 – 19.

17. Ромашко В.М. Деякі особливості діаграми деформування бетону / В.М. Ромашко // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць Національного університету водного господарства та природокористування. – Рівне, 2006. – Вип.14. – С.294 – 301.
18. Вахненко П.Ф. Сучасні методи розрахунку залізобетонних конструкцій на складні види деформацій / П.Ф. Вахненко. – К.: Будівельник, 1992. – 112 с.: іл.
19. Бабич Є.М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень / Є.М. Бабич, Ю.А. Крусь. – Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с.
20. EN 1992-1: (Final draft, October 2001). Eurocode 2 : Design of concrete structures – Part 1: General rules and rules for buildings. – Brussels, 2002. – 230 p.
21. ACI 318 M – 95. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. – ACI, 1996. – 369 p.
22. Павліков А.М. Використання діаграми стану бетону при визначенні площі поздовжньої арматури залізобетонних балок / А.М. Павліков // Галузеве машинобудування, будівництво: Зб. наук. праць. – Полтава: ПНТУ, 2004. – Вип. 14. – С.20 – 22.
23. Митрофанов В.П. Екстремальний критерій міцності залізобетонних елементів у деформаційній моделі / В.П. Митрофанов, А.М. Павліков // Будівельні конструкції: Зб. наук. праць. – Київ: НДІБК, 2005. – Вип. 62.– Т.1. – С.205 – 213.
24. Comite' Euro-international du beton. Code modele CEB-FIP pour les structures en beton (Version de reference)/ Bulletin d' information N 124/125 – F. – Paris, 1978.
25. V.P. Mitrofanov. Optimization strength theory of reinforced concrete bar elements and structures with practical aspects of its use / Byggningsstatiska meddelelser. Edited and published by the Danish Society for Structural Science and Engineering. – Kobenhavn, 2000. – P.73-125.

26. Бабич Є.М. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. праць.– Рівне: Вид-во РДТУ, 2001. – Вип. 6. – С.94-104.
27. Барашиков А.Я. Проблеми розвитку залізобетонних конструкцій в Україні // Будівельні конструкції – К.: Будівельник, 2003. – Вип. 59.– С. 17-21.
28. Задачі та перспективи розвитку нормативної бази у будівництві / Д.В. Барзилович, А.М. Бамбура, П.М. Козелецький, П.І. Кривошесєв, В.Г. Тарасюк // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 1. – С.3 – 9.
29. Павліков А.М. Узагальнений метод розрахунку міцності балкових залізобетонних елементів у нормальних перерізах / А.М. Павліков, О.В. Бойко // // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – К.: НДІБК, 2011. – Вип. 74. – Книга 1. – С. 254 – 261.
30. Павліков А.М. Розрахунок площі поздовжньої арматури в згинальних елементах з використанням деформаційної моделі / А.М. Павліков // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: зб. наук. праць. – ОДАБА, 2009. – Вип. 33. – С. 119 – 125.

ДОДАТОК А
ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК,
ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ

Таблиця А.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону													Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60			
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60			
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77		$f_{cm,cube} = f_{cm,cube} / (1-1,64V_c)$	
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43			
f_{cd} (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33		$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$	
f_{cm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1			
$f_{ctk,0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3		$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm} 5\% \text{вибірки}$	
$f_{ctk,0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3		$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm} 95\% \text{вибірки}$	
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40			
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37			
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34			
$\varepsilon_{c,1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02			
$\varepsilon_{c,1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91			
$\varepsilon_{cu,1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4			
$\varepsilon_{cu,1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29			
$\varepsilon_{c,3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16		$\varepsilon_{c,3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$	
$\varepsilon_{c,3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97		$\varepsilon_{c,3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$	
$\varepsilon_{cu,3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16		$\varepsilon_{cu,3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu,1,ck}$	
$\varepsilon_{cu,3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06		$\varepsilon_{cu,3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu,1,cd}$	

*) - величини $f_{ck,cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c , який дорівнює 13,5 %

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності арматури

Характеристика арматури	А240С	А400С	А500С		В500
			Ø8 – 22	Ø25 – 40	
f_{yk} (МПа)	240	400	500		500
γ_s	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20
f_{yd} (МПа)	229	364	435	417	417
E_s (МПа)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,020		0,012

Таблиця А.3 – Значення параметрів ω , φ , χ залежно від значень K та η_u

	K								
	1,18	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
η_u	1,075	1,2	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
ω	0,587	0,673	0,732	0,767	0,792	0,811	0,826	0,838	0,848
φ	0,3835	0,4214	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
χ	0,591	0,555	0,539	0,53	0,526	0,523	0,52	0,518	0,517
φ/ω	0,653	0,626	0,605	0,593	0,583	0,576	0,57	0,566	0,561
$\frac{\omega - \varphi}{\omega}$	0,347	0,374	0,395	0,407	0,417	0,424	0,43	0,434	0,439

Таблиця А.4 – Граничні значення коефіцієнтів $\bar{\xi}_R$, $\bar{\alpha}_R$

Клас розтягнутої арматури	K							
	2		2,5		3		3,5	
	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$	$\bar{\xi}_R$	$\bar{\alpha}_R$
А240С	0,690	0,368	0,674	0,375	0,666	0,381	0,661	0,386
А400С	0,583	0,329	0,565	0,334	0,556	0,338	0,551	0,342
А500С (Ø8 – 22)	0,539	0,311	0,521	0,315	0,512	0,319	0,507	0,323
А500С (Ø25 – 40)	0,550	0,315	0,532	0,320	0,522	0,324	0,517	0,327
В500	0,525	0,305	0,507	0,309	0,497	0,312	0,492	0,316

Таблиця А.5 – Значення коефіцієнтів $\bar{\xi}$, $\bar{\zeta}$, $\bar{\alpha}_m$

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,01	0,014	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,012	0,995	0,010
0,02	0,027	0,989	0,020	0,026	0,989	0,020	0,025	0,989	0,020	0,025	0,990	0,020
0,03	0,041	0,984	0,030	0,039	0,984	0,030	0,038	0,984	0,030	0,037	0,984	0,030
0,04	0,055	0,978	0,039	0,052	0,979	0,039	0,050	0,979	0,039	0,049	0,979	0,039
0,05	0,068	0,973	0,049	0,065	0,973	0,049	0,063	0,974	0,049	0,062	0,974	0,049
0,06	0,082	0,968	0,058	0,078	0,968	0,058	0,076	0,968	0,058	0,074	0,969	0,058
0,07	0,096	0,962	0,067	0,091	0,963	0,067	0,088	0,963	0,067	0,086	0,963	0,067
0,08	0,109	0,957	0,077	0,104	0,958	0,077	0,101	0,958	0,077	0,099	0,958	0,077
0,09	0,123	0,952	0,086	0,117	0,952	0,086	0,114	0,953	0,086	0,111	0,953	0,086
0,10	0,137	0,946	0,095	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095	0,123	0,948	0,095
0,11	0,150	0,941	0,103	0,143	0,942	0,104	0,139	0,942	0,104	0,136	0,943	0,104
0,12	0,164	0,935	0,112	0,156	0,936	0,112	0,151	0,937	0,112	0,148	0,937	0,112
0,13	0,178	0,930	0,121	0,169	0,931	0,121	0,164	0,932	0,121	0,160	0,932	0,121
0,14	0,191	0,925	0,129	0,182	0,926	0,130	0,177	0,926	0,130	0,173	0,927	0,130
0,15	0,205	0,919	0,138	0,195	0,920	0,138	0,189	0,921	0,138	0,185	0,922	0,138
0,16	0,219	0,914	0,146	0,208	0,915	0,146	0,202	0,916	0,147	0,197	0,916	0,147
0,17	0,232	0,908	0,154	0,222	0,910	0,155	0,215	0,911	0,155	0,210	0,911	0,155
0,18	0,246	0,903	0,163	0,235	0,904	0,163	0,227	0,905	0,163	0,222	0,906	0,163
0,19	0,260	0,898	0,171	0,248	0,899	0,171	0,240	0,900	0,171	0,234	0,901	0,171
0,20	0,273	0,892	0,178	0,261	0,894	0,179	0,252	0,895	0,179	0,247	0,895	0,179
0,21	0,287	0,887	0,186	0,274	0,889	0,187	0,265	0,890	0,187	0,259	0,890	0,187
0,22	0,301	0,881	0,194	0,287	0,883	0,194	0,278	0,884	0,195	0,271	0,885	0,195
0,23	0,314	0,876	0,202	0,300	0,878	0,202	0,290	0,879	0,202	0,284	0,880	0,202
0,24	0,328	0,871	0,209	0,313	0,873	0,209	0,303	0,874	0,210	0,296	0,875	0,210
0,25	0,342	0,865	0,216	0,326	0,867	0,217	0,316	0,869	0,217	0,308	0,869	0,217
0,26	0,355	0,860	0,224	0,339	0,862	0,224	0,328	0,863	0,224	0,321	0,864	0,225
0,27	0,369	0,855	0,231	0,352	0,857	0,231	0,341	0,858	0,232	0,333	0,859	0,232
0,28	0,382	0,849	0,238	0,365	0,851	0,238	0,353	0,853	0,239	0,345	0,854	0,239

Продовження таблиці А.5

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,29	0,396	0,844	0,245	0,378	0,846	0,245	0,366	0,847	0,246	0,358	0,848	0,246
0,3	0,410	0,838	0,252	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253	0,370	0,843	0,253
0,31	0,423	0,833	0,258	0,404	0,835	0,259	0,391	0,837	0,259	0,382	0,838	0,260
0,32	0,437	0,828	0,265	0,417	0,830	0,266	0,404	0,832	0,266	0,395	0,833	0,266
0,33	0,451	0,822	0,271	0,430	0,825	0,272	0,417	0,826	0,273	0,407	0,828	0,273
0,34	0,464	0,817	0,278	0,443	0,820	0,279	0,429	0,821	0,279	0,419	0,822	0,280
0,35	0,478	0,811	0,284	0,456	0,814	0,285	0,442	0,816	0,286	0,432	0,817	0,286
0,36	0,492	0,806	0,290	0,469	0,809	0,291	0,454	0,811	0,292	0,444	0,812	0,292
0,37	0,505	0,801	0,296	0,482	0,804	0,297	0,467	0,805	0,298	0,456	0,807	0,298
0,38	0,519	0,795	0,302	0,495	0,798	0,303	0,480	0,800	0,304	0,469	0,801	0,305
0,39	0,533	0,790	0,308	0,508	0,793	0,309	0,492	0,795	0,310	0,481	0,796	0,311
0,40	0,546	0,785	0,314	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316	0,493	0,791	0,316
0,41	0,560	0,779	0,319	0,534	0,782	0,321	0,518	0,784	0,322	0,506	0,786	0,322
0,42	0,574	0,774	0,325	0,547	0,777	0,326	0,530	0,779	0,327	0,518	0,780	0,328
0,43	0,587	0,768	0,330	0,560	0,772	0,332	0,543	0,774	0,333	0,530	0,775	0,333
0,44	0,601	0,763	0,336	0,573	0,766	0,337	0,555	0,769	0,338	0,543	0,770	0,339
0,45	0,615	0,758	0,341	0,586	0,761	0,343	0,568	0,763	0,343	0,555	0,765	0,344
0,46	0,628	0,752	0,346	0,599	0,756	0,348	0,581	0,758	0,349	0,567	0,760	0,349
0,47	0,642	0,747	0,351	0,612	0,751	0,353	0,593	0,753	0,354	0,580	0,754	0,355
0,48	0,656	0,741	0,356	0,625	0,745	0,358	0,606	0,748	0,359	0,592	0,749	0,360
0,49	0,669	0,736	0,361	0,639	0,740	0,363	0,619	0,742	0,364	0,604	0,744	0,365
0,50	0,683	0,731	0,365	0,652	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369	0,617	0,739	0,369
0,51	0,697	0,725	0,370	0,665	0,729	0,372	0,644	0,732	0,373	0,629	0,733	0,374
0,52	0,710	0,720	0,374	0,678	0,724	0,376	0,656	0,726	0,378	0,641	0,728	0,379
0,53	0,724	0,715	0,379	0,691	0,719	0,381	0,669	0,721	0,382	0,654	0,723	0,383
0,54	0,738	0,709	0,383	0,704	0,713	0,385	0,682	0,716	0,387	0,666	0,718	0,388
0,55	0,751	0,704	0,387	0,717	0,708	0,389	0,694	0,711	0,391	0,678	0,713	0,392
0,56	0,765	0,698	0,391	0,730	0,703	0,394	0,707	0,705	0,395	0,691	0,707	0,396

Продовження таблиці А.5

ξ	K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,57	0,779	0,693	0,395	0,743	0,697	0,398	0,720	0,700	0,399	0,703	0,702	0,400
0,58	0,792	0,688	0,399	0,756	0,692	0,401	0,732	0,695	0,403	0,715	0,697	0,404
0,59	0,806	0,682	0,402	0,769	0,687	0,405	0,745	0,690	0,407	0,728	0,692	0,408
0,60	0,820	0,677	0,406	0,782	0,682	0,409	0,757	0,684	0,411	0,740	0,686	0,412
0,61	0,833	0,671	0,410	0,795	0,676	0,412	0,770	0,679	0,414	0,752	0,681	0,416
0,62	0,847	0,666	0,413	0,808	0,671	0,416	0,783	0,674	0,418	0,765	0,676	0,419
0,63	0,861	0,661	0,416	0,821	0,666	0,419	0,795	0,669	0,421	0,777	0,671	0,423
0,64	0,874	0,655	0,419	0,834	0,660	0,423	0,808	0,663	0,425	0,789	0,665	0,426
0,65	0,888	0,650	0,422	0,847	0,655	0,426	0,821	0,658	0,428	0,802	0,660	0,429
0,66	0,902	0,644	0,425	0,860	0,650	0,429	0,833	0,653	0,431	0,814	0,655	0,432
0,67	0,915	0,639	0,428	0,873	0,644	0,432	0,846	0,648	0,434	0,826	0,650	0,435
0,68	0,929	0,634	0,431	0,886	0,639	0,435	0,858	0,642	0,437	0,839	0,645	0,438
0,69	0,943	0,628	0,434	0,899	0,634	0,437	0,871	0,637	0,440	0,851	0,639	0,441
0,70	0,956	0,623	0,436	0,912	0,628	0,440	0,884	0,632	0,442	0,863	0,634	0,444
0,71	0,970	0,618	0,438	0,925	0,623	0,442	0,896	0,627	0,445	0,876	0,629	0,447
0,72	0,984	0,612	0,441	0,938	0,618	0,445	0,909	0,621	0,447	0,888	0,624	0,449
0,73	0,997	0,607	0,443	0,951	0,613	0,447	0,922	0,616	0,450	0,900	0,618	0,451
0,74				0,964	0,607	0,449	0,934	0,611	0,452	0,913	0,613	0,454
0,75				0,977	0,602	0,451	0,947	0,606	0,454	0,925	0,608	0,456
0,76				0,990	0,597	0,453	0,959	0,600	0,456	0,937	0,603	0,458
0,77							0,972	0,595	0,458	0,950	0,598	0,460
0,78							0,985	0,590	0,460	0,962	0,592	0,462
0,79							0,997	0,584	0,462	0,974	0,587	0,464
0,80										0,987	0,582	0,465
0,81										0,999	0,577	0,467

Таблиця А.6 – Сортамент арматури

Номинальний діаметр стержня*, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм ² при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури, кг	Діаметр арматури класів**			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

* Номінальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

** Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для даного класу.

РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛКОВИХ
ЕЛЕМЕНТІВ ЗА НЕЛІНІЙНОЮ ДЕФОРМАЦІЙНОЮ МОДЕЛЛЮ

(на основі ДБН В.2.6-98:2009):

навчальний посібник

Комп'ютерна верстка А.М. Павліков, О.В. Гарькава

Редактор А.М. Павліков

Підписано до друку 28.08.2023 р.
Формат 60 x 84/16. Папір офсетний. Друк RISO
Ум. друк. арк. Наклад 30 прим.
Зам. № 128 від 28.08.2023 р.

Віддруковано з оригінал-макета у поліграфічному центрі
Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, 36011
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до Державного реєстру видавців, виготівників і
розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, №3130 від 06.03.2008
