

Міністерство освіти і науки України
Луцький національний технічний університет



Конструкції будівель та споруд

Методичні вказівки до практичних занять (частина II)
для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти
освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво
(G Інженерія, виробництво та будівництво)
спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування
денної форми навчання

УДК 624 (07)
К65

До друку
Голова вченої ради
факультету архітектури, будівництва та дизайну _____ О. АНДРІЙЧУК

Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій ЛНТУ
Директор бібліотеки _____ Н. ПОЛЩУК

Затверджено вченою радою факультету архітектури,
будівництва та дизайну ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Розглянуто і схвалено на засіданні кафедри будівництва
та цивільної інженерії ЛНТУ, протокол № __ від _____ 2025 р.

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії _____ О. УЖЕГОВА

Укладачі: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук, доцент, завідувач
кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

_____ С. УЖЕГОВ, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

Рецензент: _____ С. РОТКО, кандидат технічних наук, доцент кафедри
будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ;

Відповідальна за випуск: _____ О. УЖЕГОВА, кандидат технічних наук,
доцент, завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії ЛНТУ

К 65 Конструкції будівель та споруд [текст] (частина II): методичні вказівки до
практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої
освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування»
галузі знань 19 Архітектура та будівництво (Г Інженерія, виробництво та
будівництво) спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної
форми навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. –
90 с.

Методична розробка містить рекомендації до практичних занять з
обов'язкової дисципліни «Конструкції будівель та споруд». Наведено довідкову та
нормативну літературу, необхідну для виконання практичних задач.

Видання призначене для здобувачів вищої освіти спеціальності 191 (G17)
Архітектура та містобудування денної форми навчання.

© О.А. Ужегова, 2025

© С.О. Ужегов, 2025

ПЕРЕДМОВА

Кожен здобувач, котрий опановує ОП «Архітектура та містобудування», здобуває певні професійні компетентності, які ґрунтуються на знанні будівельних конструкцій.

Дисципліна «Конструкції будівель та споруд» належить до обов'язкових дисциплін підготовки здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування».

Під час вивчення дисципліни значна увага має бути присвячена навантаженням і впливам, частинам будівель та споруд, несучим металевим конструкціям, конструкціям з дерева і пластмас, кам'яним та армокам'яним конструкціям, залізобетонним конструкціям.

Методична розробка призначена як для аудиторного, так і для самостійного опрацювання матеріалу студентами, містить необхідні довідкові матеріали для виконання проєктування елементів конструкцій будівель та споруд.

1. ОСНОВИ ПРОЄКТУВАННЯ

Проектування залізобетонних конструкцій здійснюється з урахуванням вимог чинних нормативних документів.

Розрахунок елементів залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами, забезпечуючи надійність будівель та споруд протягом усього періоду експлуатації відповідно до ДБН В.1.2-14 [4].

Характеристичні значення навантажень і впливів, коефіцієнтів їх сполучення, коефіцієнтів надійності за навантаженням, коефіцієнтів надійності за відповідальністю будівель та споруд, а також поділ навантажень на постійні та змінні (тривалі та короточасні) визначають за ДБН В.1.2-2. [5, п. 2.1].

Для забезпечення вимог **безпеки** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаних із завданням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

Для забезпечення вимог **експлуатаційної придатності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій не утворювалися або надмірно не розкривалися тріщини, не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо спільної роботи елементів та інших проектних вимог).

Для забезпечення вимог **довговічності** конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб у встановлений строк експлуатації задовольняти вимоги безпеки та експлуатаційної придатності з урахуванням впливу на геометричні характеристики конструкцій та механічні властивості матеріалів різних розрахункових впливів (тривала дія навантаження, несприятливі кліматичні та технологічні умови, зміна температури та вологості, змінне заморозування та відтавання, агресивні впливи тощо).

При проектуванні надійність бетонних і залізобетонних конструкцій встановлюють згідно з напівімовірнісним методом розрахунку шляхом використання **розрахункових** значень

навантажень і впливів, **розрахункових** характеристик бетону і арматури, які визначають за допомогою відповідних коефіцієнтів надійності до характеристичних значень цих величин з урахуванням рівня відповідальності будівель та споруд.

Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій виконують за граничними станами першої та другої груп. Перша група містить у собі граничні стани, настання яких призводить до повної непридатності конструкції для експлуатації. Друга група містить у собі граничні стани, настання яких ускладнює нормальну експлуатацію конструкцій або призводить до скорочення встановленого строку служби.

Граничні стани визначають межу між допустимими і недопустимими (позаграничними) станами конструкцій.

Як основний метод розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій слід використовувати метод перерізів (нормальних та похилих) з урахуванням властивостей матеріалів.

Зусилля, напруження, деформації від зовнішніх навантажень та впливів навколишнього середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях та в системах будівель та споруд визначають за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

У статично невизначених конструкціях необхідно враховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів утворення тріщин.

Розрахунки за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів необхідно, як правило, виконувати для всіх стадій: виготовлення, транспортування, зведення та експлуатації; при цьому розрахункові схеми повинні відповідати реальній роботі конструкцій та прийнятим конструктивним рішенням.

При проектуванні елементів збірних залізобетонних конструкцій на вплив зусиль, які виникають при їх підйомі, транспортуванні і монтажі, навантаження від всіх елементів слід приймати з коефіцієнтом динамічності, який дорівнює [2, п. 1.8]:

1,60 – при транспортуванні;

1,40 – при підйомі та монтажі. У цьому випадку враховується коефіцієнт надійності за навантаженням. (При певному обґрунтуванні допускається приймати значення коефіцієнтів динамічності $\geq 1,25$.)

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.1] за граничними станами першої групи містить у собі:

- розрахунок за вичерпанням несучої здатності (за міцністю) в результаті можливих видів руйнування (крихке, в'язке або руйнування від втоми або іншого характеру), включаючи руйнування при спільній дії зовнішніх навантажень та несприятливому впливі навколишнього середовища (періодичному або постійному впливі агресивного середовища, наперемінного заморожування та відтавання, дії пожежі тощо);
- розрахунок за витривалістю як для руйнування, яке має характер втоми при багаторазовому або малоцикловому навантаженні;
- розрахунок за стійкістю форми (для гнучких тонкостінних і подібних конструкцій) та положення (у разі перекидання, ковзання, спливання тощо).

Основною метою проектування конструкцій, яке включає їх розрахунок, є недопущення в процесі її експлуатації настання будь-якого граничного стану, тобто забезпечити необхідну надійність і придатність конструкції до експлуатації.

Розрахунок залізобетонних конструкцій за несучою здатністю при дії згинального моменту і поздовжніх сил виконують на основі розрахункової моделі нормального перерізу з використанням деформаційного методу. За критерій появи граничного стану приймають досягнення деформаціями стиснутого бетону або розтягнутої арматури у перерізі граничних значень відносних деформацій ε_{cu} та ε_{su} . Розрахунок виконують на основі рівнянь рівноваги зовнішніх та внутрішніх зусиль у нормальному перерізі, умов деформування нормального перерізу, діаграм стану бетону і арматури.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій [1, п. 2.2.2] за граничними станами другої групи виконують:

- за утворенням тріщин;
- за розкриттям тріщин;
- за деформаціями (прогинами, кутами повороту, переміщеннями, коливаннями).

Гранично допустима ширина розкриття тріщин не повинна перевищувати:

- **0,5 мм** – для конструкцій, що експлуатуються в умовах, захищених від кліматичних впливів;
- **0,4 мм** – для конструкцій, які зазнають кліматичних впливів;
- **0,3 мм** – для конструкцій, які експлуатуються в агресивних середовищах;

- **0,2 мм** – для конструкцій з арматурою з підвищеною чутливістю до корозії.

При розрахунку за граничними станами застосовують коефіцієнти надійності для матеріалів γ_c (для бетону стиснутої зони), γ_{ct} (для бетону, котрий працює на розтяг), γ_s (для арматури) (табл. 1.1) [1, табл. 2.1].

Таблиця 1.1 – Коефіцієнти надійності матеріалів для граничних станів

Вид матеріалу	Перша група ^{*)}			Друга група	
	γ_c	γ_{ct} ^{**)}	γ_s	$\gamma_c \cdot \gamma_{ct}$	γ_s
Бетон конструкційний важкий та легкий	1,3	1,5/1,3	–	1,0	–
Стрижнева арматура класів: A 240С ^{***)} , A-I	–	–	1,05	–	1,0
A400С, A-III діаметром від 6 мм до 40 мм	–	–	1,10	–	1,0
A500С діаметром, мм: – від 8 до 22;	–	–	1,15	–	1,0
– від 25 до 32	–	–	1,20	–	1,0
A600, A600С, A600К, A800, A800К, A800СК, A1000	–	–	1,2	–	1,0
Дротяна арматура класів: – дрiт В, В _p ;	–	–	1,25	–	1,0
– В500	–	–	1,20	–	1,0
Арматурні канати К-7 та К-15 (К1400 та К1500)	–	–	1,2	–	1,0

^{*)} Для розрахунку за першою групою граничних станів під час аварійних навантажень та розрахунку на прогресуюче обвалення приймають такі коефіцієнти надійності матеріалів: $\gamma_c = 1,00$, $\gamma_{ct} = 1,00$, $\gamma_s = 1,00$.
^{**)} У чисельнику приведені коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd, 0, 0, 05}$; у знаменнику – коефіцієнти надійності γ_{ct} при призначенні $f_{ctd, 0, 95}$.
^{***)} Арматурний прокат класів А 240С, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000 приймають згідно з ДСТУ 3760.
 Сталь гарячекатану для армування залізобетонних конструкцій класу А-III(А400) приймають згідно з ГОСТ 5781.
 Сталь для армування бетону класу В500 приймають згідно з ДСТУ EN 10080.

Несучу здатність залізобетонних елементів без попереднього натягу арматури на дію згинальних моментів визначають, враховуючи такі передумови:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, який відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині ділянки між можливими тріщинами;
- деформації арматури і бетону, що її оточує, однакові і при розтягу, і при стиску;
- для розрахункового перерізу справедлива гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по висоті (гіпотеза плоских перерізів);

- зв'язок між напруженнями і деформаціями у стиснутому бетоні виражають криволінійною залежністю (рис. 1.1), де f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск; ϵ_{c1} – відносні деформації бетону стиску при максимальних напруженнях f_{cd} ; ϵ_{cu1} – відносні граничні деформації стиску бетону);

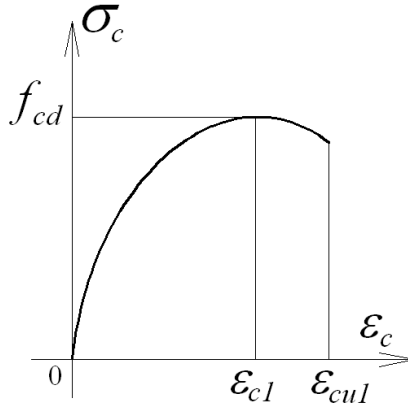


Рисунок 1.1 – Розрахункова діаграма деформування бетону

- зв'язок між напруженнями і деформаціями в арматурі виражають білінійною залежністю (рис. 1.2);

- роботу бетону розтягнутої зони не враховують.

Критерієм вичерпання несучої здатності перерізу є:

- втрата рівноваги між внутрішніми зусиллями та зовнішніми навантаженнями;

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень ϵ_{cu1} (рис. 1.1) або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} (рис. 1.2).

Найхарактернішим випадком руйнування згинальних елементів є випадок, коли деформації в арматурі досягають значень, які спричиняють текучість арматури, у розтягнутому бетоні нормальних перерізів розвиваються нормальні тріщини, їх ширина та їх кількість зростає, внаслідок чого деформації в крайній стиснутій зоні бетону досягають граничних значень і відбувається роздроблення стиснутого бетону – настає руйнування балки по нормальному перерізу.

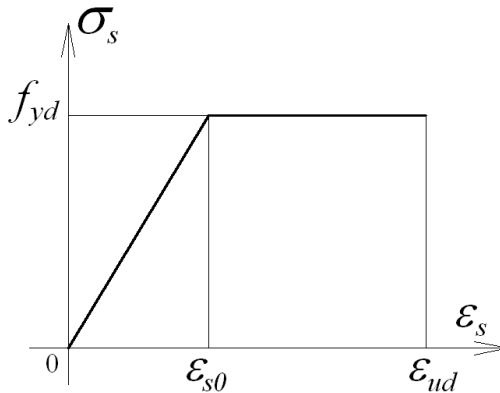


Рисунок 1.2 – Розрахункова (ідеалізована) діаграма механічного стану арматури

2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. БЕТОН

Для виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій використовують важкий конструкційний бетон з середньою густиною від 2000 кг/м^3 до 2500 кг/м^3 включно.

Для бетонних та залізобетонних конструкцій застосовують бетони таких класів та марок [2, п. 3.1]:

- класів бетону за міцністю на стиск: C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60;
- марок бетону за морозостійкістю: F50; F75; F100; F150; F200; при певному обґрунтуванні F300; F400; F500;
- марок бетону за водонепроникністю W2; W4; W6; при певному обґрунтуванні W8; W10; W12.

Вік бетону, який відповідає його класу за міцністю на стиск, призначають при проектуванні, виходячи з можливих реальних строків завантаження конструкцій проектними навантаженнями. За відсутності таких даних клас бетону призначається у віці 28 діб.

Для залізобетонних конструкцій рекомендують застосовувати бетон класу за міцністю на стиск не нижче C12/15.

Клас бетону, у якому розміщена попередньо напружена арматура без анкерів: для арматури класів A600; A800; Bp1400;

Vp1500 – не нижче C16/20; для арматури класів A1000; Vp1200; Vp1300; K1400; K1500 – не нижче C25/30.

Передаточну міцність бетону f_{cp} на час його обтиснення призначають $\geq C12/15$ та $\geq 50\%$ прийнятого класу бетону.

3. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ. АРМАТУРА

Арматура – це сталеві стержні, сталевий дріт, пучки, канати, які встановлюють у бетоні за розрахунком або за конструктивними міркуваннями.

Основне призначення арматури в залізобетонних конструкціях – сприймати розтягувальні напруження, а також підсилювати бетон стиснутої зони, підвищуючи цим міцність і надійність конструкцій.

За призначенням арматура буває робоча, конструктивна (розподільча) і монтажна.

Поздовжня і поперечна робоча арматура призначена для сприйняття внутрішніх розтягувальних, а часом і стискувальних зусиль. Площу її перерізу визначають за розрахунком. Робоча арматура може бути напружена або без попереднього натягу.

Конструктивна арматура забезпечує безперервне армування конструкцій і сприймає зусилля, не враховані розрахунком, такі як усадочні, температурні напруження. Вона також перерозподіляє зосереджені або ударні навантаження на ненавантажені ділянки конструкцій.

Монтажна арматура дає можливість створювати з робочих та конструктивних стержнів плоский або об'ємний арматурний каркас і забезпечує проектне положення робочої арматури. Конструктивна арматура теж може виконувати роль монтажної.

За способом виготовлення арматура буває гарячекатаною, холоднотягнутою, термічно зміцненою.

За видом поверхні арматуру виготовляють гладенькою або періодичного профілю. Ребра, рифи, вм'ятини на поверхні арматури покращують її зчеплення з бетоном.

Арматуру для залізобетонних конструкцій поділяють на такі види [1, п. 3.2]:

- 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 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, К відповідають гарантованому значенню межі текучості (з округленням) із забезпеченістю 0,95.

Для звичайних ненапружених конструкцій застосовують арматуру [2, п. 3.2]:

- гладку класу А240С;

- періодичного профілю класів А400С, А500С, В500.

Міцнісні та деформативні характеристики арматури цих класів ([2], табл. 3.4) наведено у додатку 2.

Літера «С» у позначеннях класу арматури означає здатність її добре зварюватися. Літера «К» у позначеннях класу арматури означає підвищену її корозійну стійкість.

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій застосовують:

гарячекатану і термічно зміцнену стержневу арматуру періодичного профілю класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000;

холоднодеформовану періодичного профілю класів Вр1200, Вр1300, Вр1400, Вр1500 (аналог Вр-II);

канати з 7 і 19 дротів класів К1400, К1500 (К-7, К-19).

4. РОЗРАХУНОК ЗА МІЦНІСТЮ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГІНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Розрахунок нормальних перерізів згинальних елементів здійснюють для визначення площі перерізу робочої арматури за умови, що відомі всі інші параметри – клас бетону, клас арматури, розміри перерізу, згинальний момент (або розрахункова схема згинального елемента, включаючи зовнішнє навантаження). Результатом розрахунку стане A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої поздовжньої арматури, а за необхідності (при $x > x_R$) й A'_s – площа поперечного перерізу поздовжньої арматури у стиснутій зоні перерізу (таке армування називають подвійним). При подвійному армуванні (рис. 4.1, б) всі зусилля у стиснутій частині перерізу сприймає бетон разом з арматурою S' .

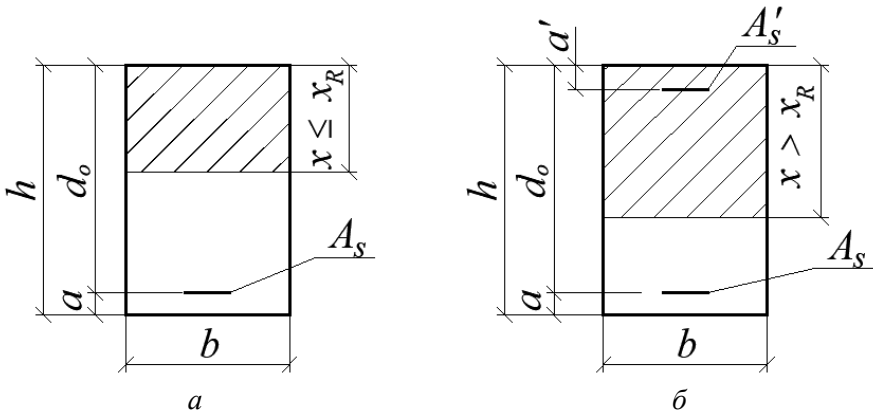


Рисунок 4.1 – Випадки армування нормальних перерізів згинальних елементів: *a* – з одиничною арматурою; *б* – з подвійною арматурою

Якщо арматура S' з площею поперечного перерізу A'_s за розрахунком не потрібна і ставиться за конструктивними міркуваннями (за мінімальним відсотком армування), то таке армування називають одиничним (рис. 4.1, *a*). У цьому випадку всі зусилля у стиснутій зоні перерізу повинен сприймати бетон.

Часто доводиться визначати несучу здатність (перевіряти міцність) згинальних елементів за умови, коли відомі абсолютно усі параметри перерізів – тоді виконують так званий перевіірочний розрахунок.

4.1. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з одиничним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, що діє в перерізі з одиничним армуванням (рис. 4.2), врівноважується моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури:

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

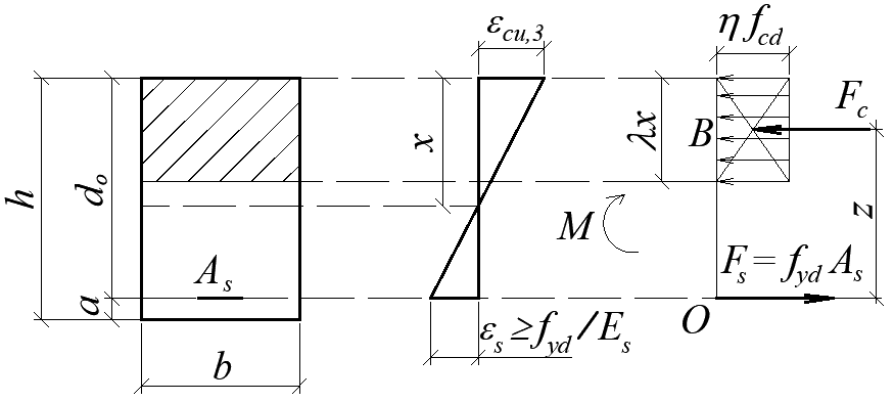


Рисунок 4.2 – Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з одиничним армуванням

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, а коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$M = b \cdot 0,8 \cdot \xi d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi (1 - 0,4 \xi).$$

Якщо позначити вираз $0,8 \xi (1 - 0,4 \xi) = \alpha_m$, то

$$M = b d_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_m, \text{ звідки } \alpha_m = \frac{M}{b d_0^2 f_{cd}}.$$

Площу розтягнутої арматури визначають з умови рівноваги моменту від зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки B , де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу:

$$M = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

Оскільки $x = \xi d_0$, $\lambda = 0,8$, то

$$M = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \cdot \xi d_0) = A_s f_{yd} (1 - 0,4\xi) d_0 = A_s f_{yd} \zeta d_0.$$

Тут позначено $\zeta = 1 - 0,4\xi$.

Площу арматури знаходять з виразу: $A_s = \frac{M}{f_{yd} \zeta d_0}$.

Коефіцієнти α_m та ζ зв'язані між собою через відносну висоту стиснутої зони бетону. Отже, при відомій величині одного з цих коефіцієнтів, можна легко визначити два інших коефіцієнти (дод.4).

Обмеження для площі поперечного перерізу розтягнутої арматури [2, п.8.2.1]:

$$\rho_{max} = \frac{A_s}{bd_0} 100 \leq 4\%; \quad A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} bd_0; \quad \rho_{s,min} = 0,13\%.$$

Алгоритм 1

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (дод.1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd})$
3	За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ .
4	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 5. Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2, з п.5)
5	Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Якщо $\zeta > 0,95$, то прийняти $\zeta = 0,95$ і продовжити з п. 6.
6	$A_s = M / (f_{yd} d_0 \zeta)$
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$
8	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати

	розрахунок з п.1.
9	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013bd_0$.

Приклад 1

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 200 \times 450$ мм; клас бетону С16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент у перерізі $M = 100$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 100$ кНм; $b = 200$ мм; $h = 450$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd}) = 100 \cdot 10^6 / (200 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,272$;
3	За обчисленим в п.2 значенням α_m визначають (за дод. 4) відповідні значення ξ та ζ . $\xi = 0,405$; $\zeta = 0,838$.
4	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 5. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, бо $\xi = 0,405 < \xi_R = 0,65$.
5	Якщо $\zeta < 0,95$, то продовжити з п. 6. Умова виконується, оскільки $\zeta = 0,838 < 0,95$.
6	$A_s = M / (f_{yd} d_0 \zeta) = 100 \cdot 10^6 / (365 \cdot 400 \cdot 0,838) = 817,3$ мм ² . За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: 2Ø12 + 2Ø20А400С, $A_s = 226,1 + 628,0 = 854,1$ мм ² .
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) 100 < 4\%$. $\rho = 854,1 / (200 \cdot 400) 100 = 1,07\%$
8	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. Умова виконується, робоча арматура підібрана вірно.
9	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування

$$A'_s = 0,0013bd_0 = 0,0013 \cdot 200 \cdot 400 = 104 \text{ мм}^2.$$

За сортаментом (додаток 3) підбирають армування:

$$2\text{Ø}8\text{A}240\text{C}, A'_s = 100,5 \text{ мм}^2.$$

(Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої арматури у балці прямокутного профілю розмірами перерізу $b \times h$. Задано клас бетону, клас арматури. Розрахунковий згинальний момент у перерізі M .

Передостання цифра шифру	M , кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b , мм	h , мм
0	50	0	C12/15	A240C	200	400
1	55	1	C16/20	A400C	210	410
2	60	2	C20/25	A500C	220	420
3	65	3	C25/30	A500	230	430
4	70	4	C12/15	A240C	240	440
5	75	5	C16/20	A400C	250	450
6	50	6	C20/25	A500C	260	440
7	55	7	C25/30	A500	270	450
8	60	8	C16/20	A240C	280	440
9	65	9	C20/25	A400C	290	450

4.2. Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з подвійним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Про необхідність встановлення робочої арматури у стиснутій частині перерізу можна впевнитись з виконання нерівності $\xi > \xi_R$ або $x > x_R$.

У стиснутій зоні бетон сприймає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$.

Зусилля, які сприймає арматура стиснутої зони: $F'_s = f'_{yd} A'_s$.

В розтягнутій зоні працює лише арматура, зусилля в якій становлять: $F_s = f_{yd} A_s$.

Розрахунковий момент M від зовнішніх навантажень, який виникає в перерізі з одиничним армуванням (рис. 4.2), було

врівноважено моментом внутрішніх зусиль, визначеним відносно центру ваги арматури за формулою (п. 4.1):

$$M = F_c \cdot z = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

За цією ж формулою визначають граничний момент M_R за умови, що $x = x_R$:

$$M_R = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R).$$

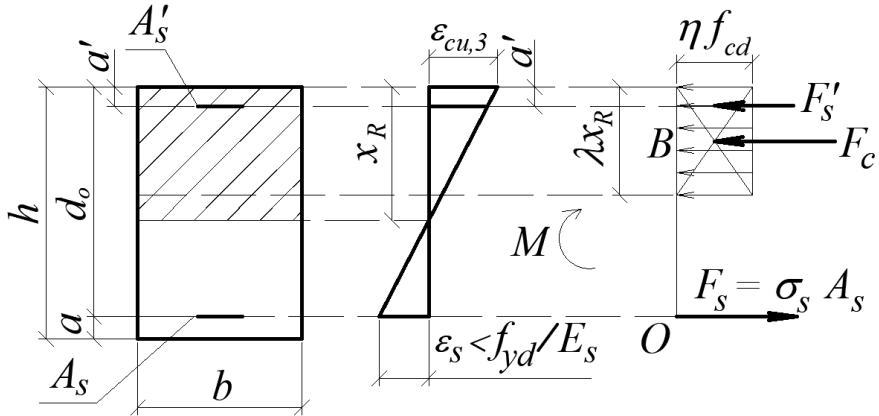


Рисунок 4.3 – Розподіл деформацій, напружень та зусиль у нормальному перерізі з подвійним армуванням

Зважаючи на те, що $x = \xi \cdot d_0$, $x_R = \xi_R \cdot d_0$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то

$$\begin{aligned} M_R &= b \cdot 0,8 \cdot \xi_R d_0 \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) = \\ &= b d_0^2 f_{cd} \cdot 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R). \end{aligned}$$

Якщо позначити вираз $0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) = \alpha_R$, то

$$M_R = b d_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R.$$

Несучу здатність перерізу з подвійним армуванням визначають за формулою:

$$M = M_R + F'_s (d_0 - a') = M_R + f'_{yd} A'_s (d_0 - a').$$

Звідки площа перерізу арматури стиснутої зони становить:

$$A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')} = \frac{M - \alpha_R f_{cd} b d_0^2}{f'_{yd} (d_0 - a')}.$$

Площу поперечного перерізу розтягнутої арматури знаходять з умови рівноваги усіх внутрішніх сил у перерізі (рис.4.3):

$$F_s = F_C + F'_s.$$

Якщо підставити значення зусиль, то отримаємо:

$$A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} + A'_s f'_{yd}.$$

З урахуванням $x_R = \xi_R \cdot d_0$, $\lambda = 0,8$, $\eta = 1$, отримаємо:

$$A_s f_{yd} = 0,8 \xi_R b d_0 f_{cd} + A'_s f'_{yd},$$

звідки

$$A_s = 0,8 \xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}}.$$

На основі викладених теоретичних міркувань складено алгоритм для розрахунку площі арматури для згинального елемента прямокутного перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2).

Алгоритм 2

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах прямокутного профілю з подвійним армуванням за умовою міцності нормальних перерізів

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури S , f_{yd} , МПа (дод.2); клас арматури S' , f'_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (дод.5); α_R (дод.5); a' , мм	
1	$d_0 = h - a$
2	$\alpha_m = M / (b d_0^2 f_{cd})$
3	Якщо $\alpha_m \leq \alpha_R$, то виконати розрахунок перерізу з одиничним армуванням (обчислення продовжити з п. 5, алгоритм 1). Якщо $\alpha_m > \alpha_R$, проектують переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4)

4	$M_R = bd_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R$
5	Площа стиснутої арматури $A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')}$
6	Площа розтягнутої арматури $A_s = 0,8 \xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}}$
7	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$. Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати розрахунок з п.1

Приклад 2

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 200 \times 450$ мм; клас бетону С 16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент у перерізі $M = 160$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 160$ кНм; $b = 200$ мм; $h = 450$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод.5); $\alpha_R = 0,385$ (дод.5); $a' = 40$ мм (припущення у першому наближенні)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;
2	$\alpha_m = M / (bd_0^2 f_{cd}) = 160 \cdot 10^6 / (200 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,435$;
3	Умова $\alpha_m \leq \alpha_R$ не виконується, бо $\alpha_m = 0,435 > \alpha_R = 0,385$, отже, проєктують переріз із подвійним армуванням.
4	$M_R = bd_0^2 f_{cd} \cdot \alpha_R =$ $= 200 \cdot 400^2 \cdot 11,5 \cdot 0,385 = 141680000 \text{ Н}\cdot\text{мм} = 141,68 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
5	Площа стиснутої арматури $A'_s = \frac{M - M_R}{f'_{yd} (d_0 - a')} = \frac{(160 - 141,68) 10^6}{365 (400 - 40)} = 139,42 \text{ мм}^2$.

6	<p>Площа розтягнутої арматури $A_s = 0,8\xi_R b d_0 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} + A'_s \frac{f'_{yd}}{f_{yd}} =$</p> $= 0,8 \cdot 0,65 \cdot 200 \cdot 400 \frac{11,5}{365} + 139,42 \frac{365}{365} = 1450,1 \text{ мм}^2.$
7	<p>$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (b d_0) \times 100 < 4\% .$ $\rho = 1450,1 / (200 \cdot 400) 100\% = 1,8\% .$ Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\% ,$ конструюють переріз. Умова виконується. За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: 3Ø25A400C, $A_s = 1471,9 \text{ мм}^2 > 1450,1 \text{ мм}^2;$ 3Ø8A400C, $A'_s = 150,7 \text{ мм}^2 > 139,42 \text{ мм}^2.$ (Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h$. Задано клас бетону, клас арматури. Розрахунковий згинальний момент у перерізі М.

Передостання цифра шифру	М, кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b , мм	h , мм
0	150	0	C16/20	A400C	210	410
1	155	1	C20/25	A240C	220	420
2	160	2	C25/30	A400C	230	430
3	165	3	C12/15	A500C	240	440
4	170	4	C16/20	A500	250	450
5	175	5	C20/25	A400C	260	440
6	180	6	C25/30	A500C	270	450
7	185	7	C16/20	A500	280	440
8	190	8	C20/25	A400C	290	450
9	195	9	C12/15	A240C	200	400

4.3. Розрахунок згинальних елементів таврового профілю

При розрахунку згинальних елементів на міцність досить часто доводиться дійсний складний переріз (коробчастий, з круглими порожнинами, з овальними порожнинами, П-подібний тощо) зводити

до спрощеного еквівалентного розрахункового, який найчастіше має форму тавра з полицею у стиснутій зоні або двотавра.

Розрахунковий тавровий профіль мають також елементи монолітного ребристого балкового перекриття: головні та другорядні балки, що працюють спільно з плитою, яка на них опирається і монолітно зв'язана.

Відстань між балками-ребрами може бути досить значна, тому не вся ширина стиснутої полиці тавра може включатися у роботу, а лише її робоча частина (рис.4.4), яку називають ефективною b_{eff} .

У таврових балках робоча ширина полиці [1, п. 5.3.2.1], яка враховується у розрахунках, залежить від розмірів стінки і полиці, виду навантаження, прольоту, умов опирання, поперечної арматури. Робочу ширину полиці необхідно враховувати на відстані l_0 між точками балки з нульовими моментами, які можна приблизно визначити за рис. 4.5.

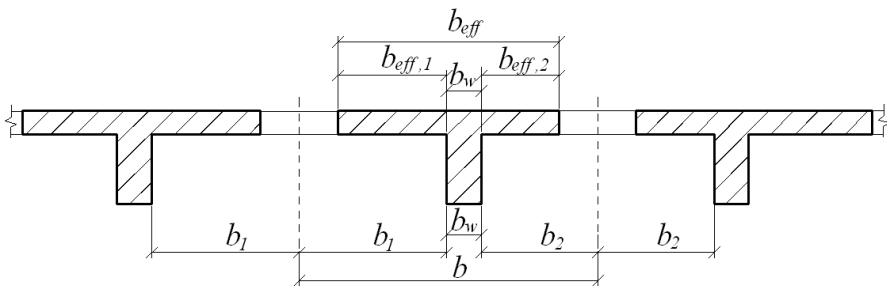


Рисунок 4.4 – Характеристики робочої ширини полиці

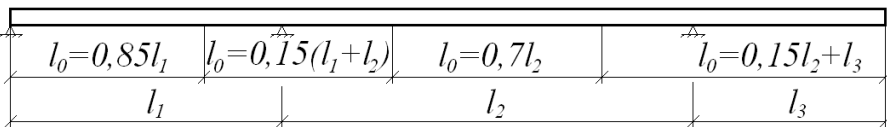


Рисунок 4.5 – До визначення відстані l_0

Робочу ширину полиці b_{eff} балки таврового профілю визначають за формулою:

$$b_{eff} = \sum b_{eff, i} + b_w ,$$

за таких умов: $l_3 \leq 0,5l_2$; $l_1 : l_2 : l_3 = 0,6 \dots 1,5$,

де $b_{eff, i} = 0,2 b_i + 0,1 l_0 \leq 0,2 l_0$; $b_{eff, i} \leq b_i$.

Кожного разу, розпочинаючи розрахунок нормальних перерізів таврових профілів, визначають, де проходить нейтральна вісь: у полиці тавра, чи у ребрі (рис. 4.6).

Кожного разу, розпочинаючи розрахунок нормальних перерізів таврових профілів, визначають, де проходить нейтральна вісь: у полиці тавра, чи у ребрі (рис. 4.6).

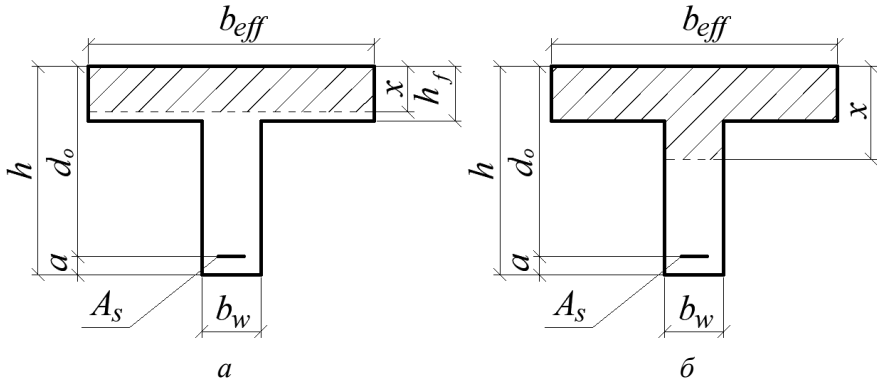


Рисунок 4.6 – Положення нейтральної осі в перерізах таврового профілю:
 а – нейтральні вісь у межах полиці тавра; б – нейтральна вісь у ребрі

Положення нейтральної осі визначають залежно від вихідних даних для розрахунку. Якщо відоме армування перерізу, то порівнюють зусилля, яке сприймає повністю стиснута полиця тавра і зусилля у розтягнутій арматурі:

- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$ нейтральна вісь в межах полиці тавра – $x \leq h_f$ і розрахунок виконують як прямокутного профілю шириною b_{eff} ;
- за умови $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$ нейтральна вісь перетинає ребро – $x > h_f$ і розрахунок виконують як таврового профілю.

При проектуванні перерізу за відомим згинальним моментом елемента положення нейтральної осі визначають, порівнюючи розрахунковий згинальний момент M з моментом M_f , який може сприйняти полиця тавра, вважаючи її цілком стиснутою при $x = h_f$ (момент M_f записано відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури):

$$M_f = b_{eff} \cdot h_f \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5h_f).$$

Якщо $M \leq M_f$, то $x \leq h_f$ і нейтральна вісь знаходиться у полиці. Розрахунок ведуть за алгоритмом №1 (як елемент прямокутного профілю).

Коли ж умова не виконується, тобто $M > M_f$, то нейтральна вісь проходить у ребрі. У цьому випадку тавровий переріз розбивають на два прямокутних блоки (рис. 4.7).

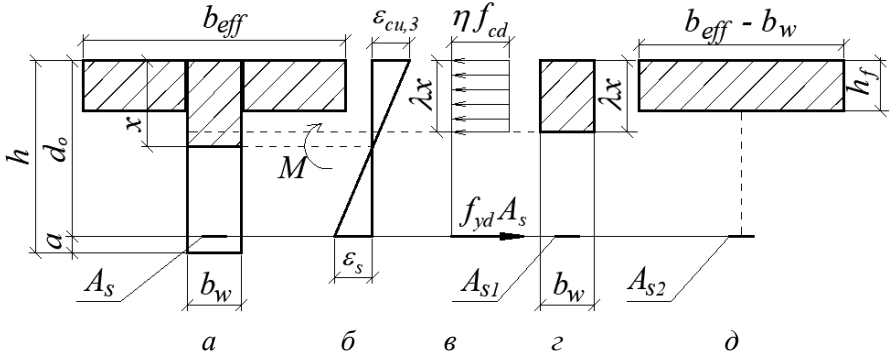


Рисунок 4.7 – До розрахунку елементів таврового профілю:
 а – переріз елемента; б – епюра деформацій; в – зусилля та напруження у перерізі; г – блок ребра перерізу; д – блок полиці

Площа арматури у розтягнутій зоні становить $A_s = A_{s1} + A_{s2}$. Кожен блок разом з відповідною арматурою A_{s1} та A_{s2} сприймає момент M_1 та M_2 , а разом $M = M_1 + M_2$.

Момент M_2 , який сприймає блок полиці (рис.4.7, д), завжди відомий, його визначають за формулою:

$$M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f).$$

Вираз для визначення M_2 дуже подібний до виразу M_f , тому можна підставити M_f в M_2 і отримаємо:

$$M_2 = M_f \frac{b_{eff} - b_w}{b_{eff}}.$$

Необхідна кількість арматури блока ребра перерізу A_{s1} обчислюється як в п.4.1:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0}.$$

Необхідну кількість арматури блока полиці A_{s2} визначають з умови:

$$A_{s2} = \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Площа всієї арматури розтягнутої зони становить:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = \frac{M_1}{f_{yd} \zeta d_0} + \frac{M_2}{(d_0 - 0,5h_f) f_{yd}}.$$

Момент M_1 , який сприймає блок ребра (рис.4.7, з), становить:

$$M_1 = M - M_2.$$

Якщо $0,8x < h_f$, то приймають $0,8x_R = h_f$, $z_R = d_0 - 0,5h_f$ і площу арматури A_s визначають за алгоритмом №1, як для прямокутного профілю шириною b_{eff} .

Алгоритм 3

Визначення площі перерізу поздовжньої арматури в згинальних елементах таврового профілю за умовою міцності нормальних перерізів

Вихідні дані	
M , кНм; b_w , мм; b_{eff} , мм; h , мм; h_f , мм; a , мм; клас бетону С, f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f)$
3	Якщо $M_f > M$, то $x < h_f$, отже, нейтральна вісь проходить у полиці і переріз розглядають як прямокутний з шириною $b = b_{eff}$, і розрахунок продовжують за алгоритмом 1 з п. 2.

	Якщо $M_f < M$, то переходять до п.4.
4	Момент, який сприймають звиси тавра $M_2 = (b_{eff} - b_w) h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f) = (b_{eff} - b_w) M_f / b_{eff}$
5	Момент, який сприймає стиснута частина ребра тавра $M_1 = M - M_2$
6	$\alpha_m = M_1 / (b_w d_0^2 f_{cd})$
7	За обчисленим в п.6 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ .
8	Якщо $\xi > \xi_R$, то виконати розрахунок перерізу з подвійним армуванням (алгоритм 2). Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 9.
9	$A_s = M_1 / f_{yd} d_0 \zeta + M_2 / (d_0 - 0,5h_f) f_{yd}$
10	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\%$
11	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. В інших випадках необхідно змінити вихідні дані і почати розрахунок з п.1.
12	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013b_w d_0$.

Приклад 3

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці таврового профілю з розмірами перерізу $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; клас бетону С 16/20, клас арматури А400С. Розрахунковий згинальний момент $M = 260$ кНм.

Вихідні дані	
$M = 260$ кНм; $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; $a = 50$ мм (припущення у першому наближенні); клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод.1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (дод.2); $\rho_{min} = 0,13\%$; $\rho_{max} = 4\%$; $\xi_R = 0,65$ (дод.5)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 50 = 400$ мм;

2	$M_f = b_{eff} h_f f_{cd} (d_0 - 0,5h_f) =$ $= 500 \cdot 100 \cdot 11,5 (400 - 0,5 \cdot 100) = 201,25 \cdot 10^6 \text{ Нм} = 201,25 \text{ кНм};$
3	Виконується умова $M_f < M$, тому переходять до п.4.
4	Момент, який сприймають звиси тавра $M_2 = (b_{eff} - b_w) \cdot M_f / b_{eff} =$ $= (500 - 250) \cdot 201,25 / 500 = 100,625 \text{ кНм}$
5	Момент, який сприймає стиснута частина ребра тавра $M_I = M - M_2 = 260 - 100,625 = 159,375 \text{ кНм};$
6	$\alpha_m = M_I / (b_w d_0^2 f_{cd}) = 159,375 \cdot 10^6 / (250 \cdot 400^2 \cdot 11,5) = 0,346$
7	За обчисленим в п.6 значенням α_m визначають (за додатком 4) відповідні значення ξ та ζ . $\xi = 0,557$; $\zeta = 0,778$.
8	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то продовжити обчислення з п. 9. Умова $\xi \leq \xi_R$ виконується, оскільки $\xi = 0,557 < \xi_R = 0,65$.
9	$A_s = M_I / f_{yd} d_0 \zeta + M_2 / (d_0 - 0,5h_f) f_{yd} =$ $= 159,375 \cdot 10^6 / (365 \cdot 400 \cdot 0,778) + 100,625 \cdot 10^6 / (400 - 0,5 \cdot 100) 365 =$ $= 2190,8 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом (додаток 3) підбирають армування: $2\text{Ø}25 + 2\text{Ø}28A400C, A_s = 981,3 + 1230,9 = 2212,2 \text{ мм}^2.$</p>
10	$\rho_{min} = 0,13\% < \rho = A_s / (bd_0) \times 100 < 4\% .$ $\rho = 2212,2 / (250 \cdot 400) 100 = 2,2\%.$
11	Якщо $\rho_{min} < \rho < 4\%$, конструюють переріз. Умова виконується, робоча арматура підібрана правильно.
12	У стиснутій зоні встановлюють конструктивну арматуру за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013 b_w d_0 = 0,0013 \cdot 250 \cdot 400 = 130 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом (дод.3) підбирають армування: $2\text{Ø}10A240C, A'_s = 157 \text{ мм}^2.$</p> <p>(Виконати рисунок поперечного перерізу з армуванням.)</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити площу перерізу поздовжньої ненапруженої арматури у балці таврового профілю із заданими розмірами перерізу h , b_w , h_f , b_{eff} . Балку виготовлено із бетону заданого класу, а також відомий клас арматури та розрахунковий згинальний момент.

Перед-остання цифра шифру	M, кНм	Остання цифра шифру	Клас бетону	Клас арматури	b_w , мм	h , мм	h_f , мм	b_{eff} , мм
0	190	0	C20/25	A500C	200	400	95	400
1	195	1	C25/30	A240C	210	410	90	410
2	190	2	C12/15	A400C	220	420	85	420
3	195	3	C16/20	A400C	210	430	80	430
4	210	4	C20/25	A240C	200	440	100	420
5	215	5	C25/30	A400C	190	450	95	410
6	220	6	C16/20	A500C	180	440	90	420
7	225	7	C20/25	A500	170	450	85	410
8	210	8	C12/15	A400C	180	440	80	410
9	215	9	C16/20	A500	190	450	100	420

5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

Визначення несучої здатності перерізів, нормальних до поздовжньої осі, згинальних елементів (перевірочна задача) стає необхідним, коли треба визначити спроможність конструкції сприймати розрахункові навантаження. Обов'язковою умовою рішення такої задачі є наявність усіх характеристик перерізу: класу бетону і арматури, а отже їх фізико-механічних властивостей, геометричних параметрів, включаючи армування конструкції.

На цей час існує два методи рішення такої задачі:

- метод, який не використовує деформаційні залежності і ґрунтується на обчисленні внутрішнього моменту пари сил, які виникли в стиснутій зоні бетону і розтягнутій арматурі при досягненні перерізом граничного стану. Цей спрощений метод покладений в основу норм більшості країн Європи і є основою норм США (ACI-318.2005) та технічної літератури. Відповідно до такого підходу, міцність нормального перерізу до поздовжньої осі елемента довільного профілю вважається забезпеченою, якщо виконується нерівність

$$M < M_u,$$

де M – розрахунковий момент в перерізі від зовнішніх навантажень;
 M_u – несуча здатність перерізу.

- метод, що використовує деформаційні залежності (нелінійно-деформаційна методика), в якому за критерій вичерпання несучої здатності приймають (п. 4.1 [2]):

1) втрату рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (досягнення максимуму на діаграмах "момент-кривизна (прогин)" або "стискаюча сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри") – екстремальний критерій;

2) руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3} , див п.п.3.1.4 та 3.1.7 [1]), або розрив усіх розтягнутих стержнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ϵ_{ud} .

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

В п. 4.1 ДСТУ В.Б.2.6-156:2010 [2] наведені необхідні передумови для визначення несучої здатності залізобетонних згинальних елементів:

- за розрахунковий приймається усереднений переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону та 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 висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграми рис. 3.1, а в арматурі – рис. 3.2, при цьому для звичайної і напруженої арматури при деформаціях $\epsilon_s \geq \epsilon_{su}$ напруження $\sigma_s = 0$, вважається, що стався розрив арматури; при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі враховуються початкові деформації цієї арматури; роботу бетону розтягнутої зони допускається не враховувати, приймаючи при деформаціях $\epsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати значення $\epsilon_{ctu} = -2f_{ctm} / E_{ck}$.

5.1. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів за умови $x \leq x_R$, а також таврових з полицею в стиснутій зоні при $x \leq h_f$

При відомих параметрах перерізу – площі розтягнутої арматури, розмірах перерізу та характеристик матеріалів, несучу здатність перерізу з одиничними армуванням визначають з умови рівноваги моменту від зовнішнього навантаження і моменту усіх внутрішніх сил відносно точки, де прикладена рівнодійна стискуючих напружень у стиснутій зоні перерізу (рис. 5.1):

$$M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x).$$

У наведеній формулі $z = d_0 - 0,5 \lambda x$, звідки $\lambda x = 2(d_0 - z)$.

Враховуючи $M_u = F_s \cdot z = A_s f_{yd} (d_0 - 0,5 \lambda x) = A_s f_{yd} \zeta d_0$ (п. 4.1),

де $z = \zeta d_0$, отримаємо $\lambda x = 2(d_0 - \zeta d_0) = 2d_0(1 - \zeta)$.

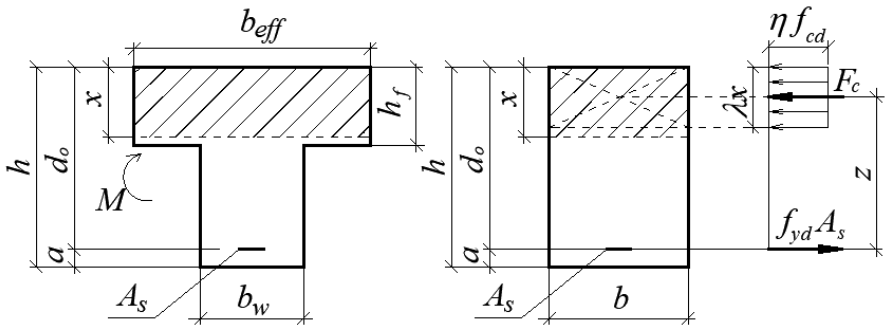


Рисунок 5.1 – До розрахунку несучої здатності елементів таврового (а) та прямокутного (б) профілю з одиничним армуванням

при $x \leq h_f$ та $x \leq x_R$, відповідно

У перерізі згинального залізобетонного елемента виникає внутрішня пара сил: у розтягнутій арматурі виникає сила $F_s = A_s f_{yd}$, а в стиснутому бетоні виникає зусилля $F_c = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$. Умова рівноваги на вісь елемента: $\sum X = 0$, що для даного випадку запишеться: $A_s f_{yd} = b \cdot \lambda \cdot x \cdot \eta \cdot f_{cd}$, звідки $\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$.

Оскільки $\lambda x = 2d_0(1 - \zeta)$ і $\lambda x = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$, то можна їх прирівняти: $2d_0(1 - \zeta) = A_s f_{yd} / b \eta f_{cd}$, звідки

$$\zeta = 1 - \frac{A_s f_{yd}}{b \eta f_{cd} 2 d_0} = 1 - 0,5 \frac{A_s}{b d_0} \cdot \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}} = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd}},$$

де $\eta = 1$; ρ - коефіцієнт армування, для прямокутних перерізів він

становить $\rho = \frac{A_s}{b d_0}$, а $\rho = \rho_{eff} = \frac{A_s}{b_{eff} d_0}$ - для перерізів таврових з

полицею в стиснутій зоні шириною b_{eff} при $x \leq h_f$ та одиничному армуванні.

Алгоритм 4

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (додаток 2); кількість і діаметр стержнів; A_s , мм ² (додаток 3); ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho = A_s / (b d_0)$
3	$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$
4	За обчисленим в п.4 значенням ζ визначають (за додатком 4) відповідне значення ξ .
5	Якщо $\xi < \xi_R$, то $M_u = A_s f_{yd} d_0 \zeta$
6	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 4

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h = 250 \times 500$ мм, заармованою одиничною арматурою 2Ø28A500C. Балка виготовлена з бетону класу C 20/25.

Вихідні дані	
$h = 500$ мм; $b = 250$ мм; $a = 42$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 28 + 28/2 = 42$ мм); клас бетону C20/25 , $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод.1); клас арматури А500С, $f_{yd} = 415$ МПа (дод.2); $\xi_R = 0,588$ (дод.5); 2Ø28А500С; $A_s = 1230,9$ мм ² (дод. 3)	
1	$d_0 = h - a = 500 - 42 = 458$ мм
2	$\rho = A_s / b d_0 = 1230,9 / (250 \cdot 458) = 0,0108$
3	$\zeta = 1 - 0,5 \rho \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = 1 - 0,5 \cdot 0,0108 \frac{415}{14,5} = 0,845$
4	За обчисленим в п.4 значенням ζ визначають (за додатком 4) відповідне значення $\xi = 0,388$.
5	Якщо $\xi < \xi_R$, то $M_u = A_s f_{yd} d_0 \zeta$. Умова виконується, оскільки $\xi = 0,388 < \xi_R = 0,596$. $M_u = 1230,9 \cdot 415 \cdot 458 \cdot 0,845 = 197693802,735$ Нмм = $= 197,69$ кНм.

Отже, несуча здатність балки становить 197,69 кНм.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю з розмірами перерізу $b \times h$ з одиничним армуванням. Балка виготовлена з бетону заданого класу.

Передостання цифра шифру	Прийняте армування	Остання цифра шифру	Клас бетону	b , мм	h , мм
1	2Ø18 А400С	1	С16/20	230	450
2	2Ø25 А500С	2	С20/25	240	460
3	4Ø25 А240С	3	С25/30	250	470
4	2Ø16 А400С	4	С12/15	260	440
5	2Ø25 А500С	5	С16/20	270	450
6	4Ø25 А240С	6	С20/25	280	460
7	3Ø20 А400С	7	С25/30	290	470
8	3Ø22 А500С	8	С16/20	200	440
9	4Ø25 А240С	9	С20/25	210	450
0	3Ø18 А400С	0	С12/15	220	460

5.2. Визначення несучої здатності таврових перерізів при $x > h_f$

Умова $x > h_f$ виникає тоді, коли (за умовою рівноваги) $b_{eff} \cdot h_f \cdot \eta \cdot f_{cd} < A_s f_{yd}$, а нейтральна вісь перетинає ребро перерізу (рис. 5.2).

Стиснуту частину таврового перерізу поділено на два блоки: частину ребра висотою λx та частину полиці шириною $b_{eff} - b_w$.

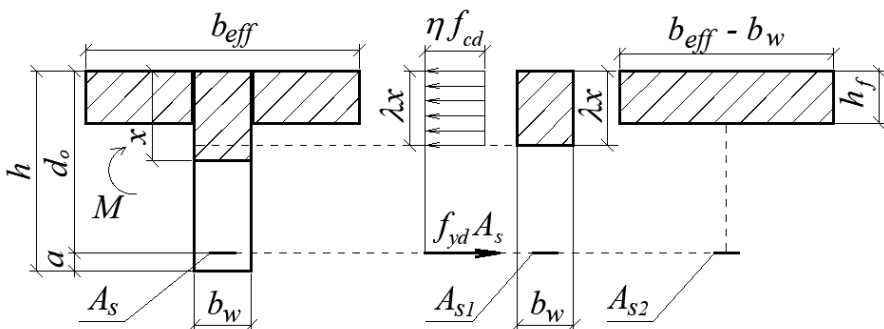


Рисунок 5.2 – До розрахунку несучої здатності елементів таврового профілю з одиничним армуванням при $x > h_f$

Можна записати умову міцності елемента відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури:

$$M_u = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right].$$

З умови рівноваги на вісь елемента $\Sigma X = 0$ відомо, що стиск в обох блоках перерізу врівноважується зусиллями у розтягнутій арматурі:

$$A_s f_{yd} = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x + (b_{eff} - b_w) h_f \right].$$

З цієї умови можна визначити невідому висоту стиснутої зони x :

$$\lambda x = \frac{A_s f_{yd} - (b_{eff} - b_w) h_f \eta f_{cd}}{\eta f_{cd} b_w} = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w}.$$

Якщо виявиться, що $x \leq x_R$, тобто, $\lambda x \leq \lambda \xi_R d_0$, то це означає, що переріз не переармований, а несучу здатність таврового перерізу

слід визначати з умови міцності після підстановки в неї отриманого значення λx .

Алгоритм 5

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів таврового профілю з одиничним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; h , мм; b_w , мм; b_{eff} , мм; h_f , мм; a , мм; клас бетону С, f_{cd} , МПа (додаток 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (додаток 2); кількість і діаметр стержнів; A_s , мм ² (додаток 3); ξ_R (додаток 5)	
1	$d_0 = h - a$
2	Якщо $b_{eff} h_f f_{cd} \geq A_s f_{yd}$, то міцність перерізу визначають як для прямокутного перерізу за алгоритмом 4 при $b = b_{eff}$. Якщо $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$, то продовжують з п. 3.
3	$\lambda x = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w}$
4	Якщо $\lambda x \leq \lambda \xi_R d$, то виконують обчислення п.5
5	$M_u = f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right]$
6	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 5

Визначити несучу здатність балки таврового профілю з розмірами перерізу $h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; заармованою одиничною арматурою 4Ø25A500С. Балка виготовлена з бетону класу С 20/25.

Вихідні дані	
$h = 450$ мм; $b_w = 250$ мм; $h_f = 100$ мм; $b_{eff} = 500$ мм; $a = 62$ мм (з урахуванням розташування арматури і захисного шару бетону $25 + 25 + 25/2 = 62$ мм); клас бетону C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод.1); клас арматури А500С, $f_{yd} = 415$ МПа (дод.2); $\xi_R = 0.588$ (дод.5); 4Ø25A500С; $A_s = 1962,5$ мм ² (дод.3)	
1	$d_0 = h - a = 450 - 62 = 388$ мм

2	<p>Перевіряємо умову $b_{eff} h_f f_{cd} < A_s f_{yd}$,</p> $500 \cdot 100 \cdot 14,5 = 725000 \text{ Н} < 1962,5 \cdot 415 = 814437,5 \text{ Н}.$ <p>Умова виконується. Продовжують розрахунок.</p>
3	$\lambda x = A_s \frac{f_{yd}}{\eta f_{cd} b_w} - \frac{(b_{eff} - b_w) h_f}{b_w} =$ $= 1962,5 \frac{415}{1 \cdot 14,5 \cdot 250} - \frac{(500 - 250) 100}{250} = 124,7 \text{ мм};$ <p>$\lambda x = 124,7 \text{ мм} > h_f = 100 \text{ мм}$, нейтральна вісь перетинає ребро.</p>
4	<p>Перевіряють умову $\lambda x \leq \lambda \xi_R d_0$,</p> $124,7 < 0,8 \cdot 0,588 \cdot 388 = 182,5$, умова виконується.
5	$M_u = \eta f_{cd} \left[b_w \lambda x (d_0 - 0,5 \lambda x) + (b_{eff} - b_w) h_f (d_0 - 0,5 h_f) \right] =$ $= 1 \cdot 14,5 \left[\frac{250 \cdot 124,7 (388 - 0,5 \cdot 124,7) + (500 - 250) 100 (388 - 0,5 \cdot 100)}{1} \right] =$ $= 269731011,9 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 269,7 \text{ кНм}.$ <p>Отже, несуча здатність балки становить 269,7 кНм.</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки таврового профілю з відомими розмірами перерізу: h , b_w , h_f , b_{eff} . Балка з одиничним армуванням виготовлена з бетону заданого класу.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	h_f , мм	b_{eff} , мм	Прийняте армування
1	C25/30	210	410	1	90	410	2Ø25 A500C
2	C12/15	220	420	2	85	420	4Ø25 A240C
3	C16/20	210	430	3	80	430	2Ø16 A400C
4	C20/25	200	440	4	100	420	2Ø25 A500C
5	C25/30	190	450	5	95	410	4Ø25 A240C
6	C16/20	180	440	6	90	420	3Ø20 A400C
7	C20/25	170	450	7	85	410	3Ø22 A500C
8	C12/15	180	440	8	80	410	4Ø25 A240C
9	C16/20	190	450	9	100	420	3Ø18 A400C
0	C20/25	200	400	0	95	400	2Ø18 A400C

5.3. Визначення несучої здатності прямокутних перерізів з подвійним армуванням

Якщо відоме армування елемента, то перш за все необхідно встановити, чи арматура стиснутої зони дійсно потрібна за розрахунком і чи вона є робочою, а не конструктивною. Для цього потрібно з умови рівноваги визначити відносну висоту стиснутої зони бетону але без урахування стиснутої арматури:

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F_c; \quad F_s = f_{yd} A_s; \quad F_c = \lambda x b \eta f_{cd} = 0,8 x b f_{cd}; \quad x = \xi d_0;$$

$$f_{yd} A_s = 0,8 \xi d_0 b f_{cd}, \quad \text{звідки } \xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0}.$$

Якщо $\xi > \xi_R$, то переріз дійсно заармовано так, що у стиснутій зоні встановлено робочу поздовжню арматуру.

Відповідно до рис. 5.3 запишемо умову рівноваги (тепер уже з урахуванням арматури стиснутої зони):

$$\Sigma X = 0; \quad F_s = F'_s + F_c; \quad \sigma_s A_s = f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd},$$

$$\text{звідки } \sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s}.$$

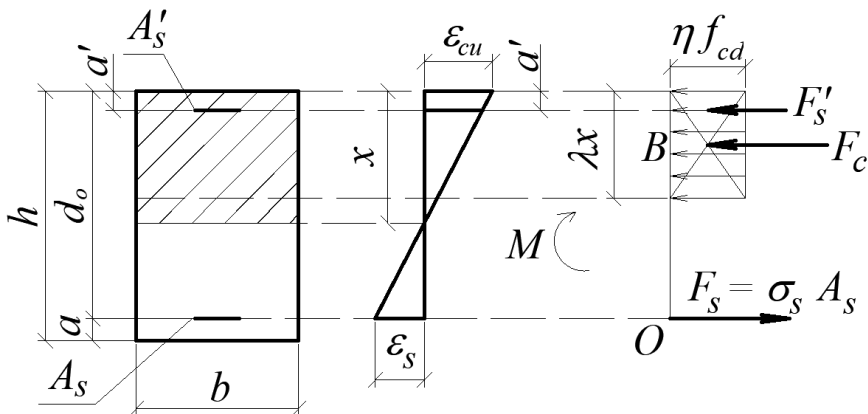


Рисунок 5.3 – До розрахунку несучої здатності елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням

Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s \leq f_{yd}$, то кількість цієї арматури достатня і несучу здатність елемента прямокутного

профілю з подвійним армуванням визначають з умови міцності, записаної відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури (рис. 5.3):

$$M_u = b \cdot \lambda x_R \cdot \eta \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \lambda x_R) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a').$$

Зважаючи на те, що $x_R = \xi_R \cdot d$, коефіцієнт $\lambda = 0,8$ та $\eta = 1$, то $M_u = b \cdot 0,8 \xi_R \cdot d \cdot f_{cd} (d_0 - 0,5 \cdot 0,8 \xi_R d_0) + A'_s f'_{yd} (d_0 - a')$ або, якщо позначити вираз $0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R) = \alpha_R$:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a').$$

Якщо при розрахунку виявиться, що напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s > f_{yd}$, то цієї арматури недостатньо, міцність перерізу не забезпечена.

У цьому випадку визначають кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону:

$$A_{sI} = \frac{0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{f_{yd}}.$$

При цьому $(A_s - A_{sI}) < A'_s$, тобто стиснута арматура недовантажена.

Несуча здатність перерізу елемента:

$$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + (A_s - A_{sI}) f'_{yd} (d_0 - a').$$

Алгоритм 6

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням

Вихідні дані	
M , кНм; b , мм; h , мм; a , мм; a' , мм; клас бетону C , f_{cd} , МПа (дод. 1); клас арматури, f_{yd} , МПа (дод. 2); кількість і діаметр стержнів арматури розтягнутої зони та стиснутої зони; A_s , мм ² ; A'_s , мм ² (дод. 3); ξ_R (дод. 5); α_R , (дод. 5)	
1	$d_0 = h - a$.
2	Відносна висота стиснутої зони бетону без урахування стиснутої арматури:

	$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0}$
3	Якщо $\xi \leq \xi_R$, то армування одиничне – робоча арматура тільки в розтягнутій зоні, обчислення продовжити за алгоритмом 4, починаючи з п. 2). Якщо $\xi > \xi_R$, переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4).
4	Напруження у розтягнутій арматурі: $\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s}$
5	Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s \leq f_{yd}$, то виконують п.6 Якщо напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s > f_{yd}$, то цієї арматури недостатньо, міцність перерізу не забезпечена, розрахунок можна продовжити з п. 7.
6	$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a')$ Перехід до висновків розрахунку в п. 9
7	Передбачають нову кількість розтягнутої арматури, що є парою до стиснутого бетону: $A_{sI} = \frac{0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{f_{yd}}$
8	Несуча здатність перерізу елемента: $M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + (A_s - A_{sI}) f'_{yd} (d_0 - a')$
9	Якщо $M_u \geq M$, то міцність забезпечена. Якщо $M_u < M$, то міцність не забезпечена.

Приклад 6

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю розмірами $b \times h = 200 \times 400$ мм, заармованою 2Ø28A500C, у стиснутій зоні 2Ø10A240C. Балка виготовлена з бетону класу С 16/20.

Вихідні дані
$h = 400$ мм; $b = 200$ мм; $a = 42$ мм (з урахуванням захисного шару)

бетону: $a = 28 + 28/2 = 42$ мм); $a' = 25$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a' = 20 + 10/2 = 25$ мм); клас бетону C16/20 , $f_{cd} = 11,5$ МПа (дод. 1); арматура розтягнутої зони 2Ø28A500C; $f_{yd} = 415$ МПа (дод. 2); $A_s = 1230,9$ мм ² (дод. 3); арматура стиснутої зони 2Ø10A240C; $A'_s = 157$ мм ² (дод. 3); $f'_{yd} = 225$ МПа (дод. 2); $\xi_R = 0,598$ (дод.5); $\alpha_R = 0,364$; (дод.5)	
1	$d_0 = h - a = 400 - 42 = 358$ мм.
2	$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{0,8 f_{cd} b d_0} = \frac{415 \cdot 1230,9}{0,8 \cdot 11,5 \cdot 200 \cdot 358} = 0,775.$
3	$\xi = 0,775 > \xi_R = 0,598$, переріз із подвійним армуванням (продовжують далі з п.4).
4	$\sigma_s = \frac{f'_{yd} A'_s + 0,8 \xi_R d_0 b f_{cd}}{A_s} =$ $= \frac{225 \cdot 157 + 0,8 \cdot 0,598 \cdot 358 \cdot 200 \cdot 11,5}{1230,9} = 348,7 \text{ МПа.}$
5	Напруження у розтягнутій арматурі $\sigma_s = 348,7 \text{ МПа} < f_{yd} = 415 \text{ МПа.}$
6	$M_u = b d_0^2 f_{cd} \alpha_R + A'_s f'_{yd} (d_0 - a') =$ $= 200 \cdot 358^2 \cdot 11,5 \cdot 0,364 + 157 \cdot 225 \cdot (358 - 25) =$ $= 119062125,8 \text{ Нмм} = 119,06 \text{ кНм}$
9	Отже, несуча здатність балки прямокутного профілю 119,06 кНм.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність балки прямокутного профілю розмірами $b \times h$. Балка з подвійним армуванням з бетону заданого класу.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b, мм	h, мм	Остання цифра шифру	Арматура розтягнутої зони	Арматура стиснутої зони
1	C16/20	220	420	1	2Ø16 A400C	2Ø10 A240C
2	C20/25	210	430	2	2Ø25 A500C	2Ø16 A400C

3	C25/30	200	440	3	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
4	C16/20	190	450	4	3Ø20 A400C	3Ø12 A400C
5	C20/25	180	440	5	3Ø22 A500C	3Ø12 A400C
6	C12/15	170	450	6	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
7	C16/20	180	440	7	3Ø18 A400C	3Ø12 A400C
8	C20/25	190	450	8	2Ø18 A400C	2Ø12 A240C
9	C12/15	200	400	9	2Ø25 A500C	2Ø14 A400C
0	C25/30	210	410	0	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C

6. РОЗРАХУНОК ЗА МІЦНІСТЮ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЗГИНАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Розрахунок похилих перерізів згинальних елементів здійснюють на основі загальної деформаційної моделі з метою визначення необхідності встановлення поперечної арматури або для визначення кроку та діаметра робочої поперечної арматури.

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента спільній дії згинального моменту та поперечної сили визначають з умов рівноваги, спільних деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану. Критерієм вичерпання несучої здатності похилого перерізу є досягнення деформаціями стиснутого бетону над похилою тріщиною в напрямку головних стискуючих напружень граничних значень.

Опір похилого перерізу з поперечним армуванням V_{Rd} визначається із застосуванням таких величин [1, п. 6.2]:

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без армування (бетон) – розрахункова величина опору бетону зсуву;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на межі текучості;

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз, обмежене руйнуванням умовної стиснутої смуги;

V_{Ed} – розрахункове значення поперечної сили у певному перерізі (рис. 6.1) від дії зовнішнього навантаження і попереднього напруження, якщо таке є.

Для елементів з похилими поясами додатково вводять величини:

V_{ced} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля стиску за наявності похилих стиснутих поясів;

V_{td} – розрахункове значення компонента зсуву зусилля у розтягнутій арматурі за наявності похилих розтягнутих поясів.

Якщо виконується умова

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c},$$

то це означає, що лише **бетонний** переріз цілком сприймає внутрішні поперечні зусилля і абсолютно нема потреби ставити поперечну арматуру за розрахунком.

У цьому випадку повинна бути встановлена мінімальна кількість поперечної арматури за мінімальним відсотком поперечного армування [1, (6.2)]:

$$\rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}}.$$

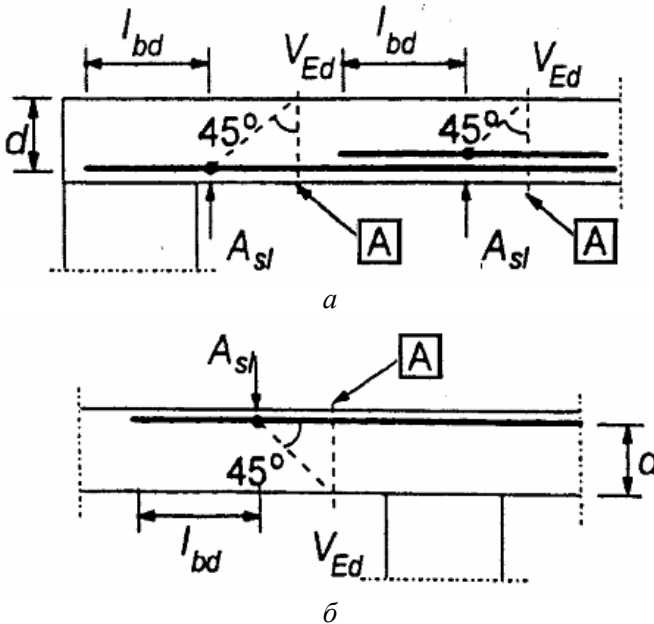


Рисунок 6.1 – До розрахунку похилих перерізів: *a* – за умови вільного опирання; *б* – для проміжних опор нерозрізних балок [2, рис.4.6]:

Розрахункову величину опору зсуву бетону ребра перерізу $V_{Rd,c}$ визначають за умовою [2, п. 4.6.2]:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_I \sigma_{cp}] b_w d_0 \geq (V_{min} + k_I \sigma_{cp}) b_w d_0, \text{Н},$$

де $C_{Rd,c}$ – рекомендується приймати рівним $0,18/\gamma_c$;

f_{ck} – характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа;

k – емпіричний коефіцієнт, $k = 1 + \sqrt{200/d_0} \leq 2,0$, тут d_0 в мм;

ρ_l – коефіцієнт армування перерізу поздовжньою розтягнутою арматурою A_{sl} у перерізі, де визначають силу V_{Ed} , (рис. 6.1);

$$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої поздовжньої арматури, яка подовжується на відстань $\geq (l_{bd} + d_0)$ за переріз, що розглядається (рис. 6.1);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні;

σ_{cp} – середнє напруження від обтиску перерізу поздовжньою силою N від зовнішніх навантажень або силою натягу P попередньо напруженої арматури, МПа, $\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0,2f_{cd}$; якщо попередній натяг арматури відсутній конструкція зі звичайним армуванням, то $\sigma_{cp} = 0$;

N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням, Н ($N_{Ed} > 0$ при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_{Ed} можна знехтувати;

A_c – площа поперечного перерізу бетону, мм²;

k_I – коефіцієнт, $k_I = 0,15$;

$$V_{min} = 0,035k^{3/2} f_{ck}^{1/2}.$$

Якщо згинальний елемент без попередньо напруженої арматури і поздовжня сила N відсутня, то наведена формула дещо спрощується, тому поперечна сила, яку сприймає переріз залізобетонного елемента без поперечної арматури визначається з умови:

$$V_{Rd,c} = 0,12k(100 \rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 \geq V_{min}, \text{Н}.$$

6.1. Визначення площі поперечної арматури з використанням "фермової" моделі

Якщо умова $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ не виконується, то це означає, що в похилих перерізах утворюватимуться тріщини. Щоб цього уникнути, розтягуючі зусилля має сприймати поперечна арматура вертикальна

або похила (відігнуті стержні). При великих значеннях V_{Ed} доводиться одночасно встановлювати і вертикальні і похилі стержні.

Смуга бетону між сусідніми похилими тріщинами працює на стиск. Кут нахилу стиснутих смуг ϵ в межах $21,8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ$ (за таких умов $0,4 \leq \tan \theta \leq 1$; $2,5 \geq \cot \theta \geq 1$).

Для розрахунку елементів із поперечною арматурою разом із загальною деформаційною моделлю норми [1, 2] рекомендують використовувати "фермову" модель (рис. 6.2). Це пояснюється тим, що у згинальному елементі існують горизонтальні стиснуті (вгорі) та розтягнуті (внизу) смуги, стиснуті похилі смуги (кісці) між похилими тріщинами (розтягнутими ділянками). Зусилля в елементах "фермової" моделі визначають за правилами будівельної механіки.

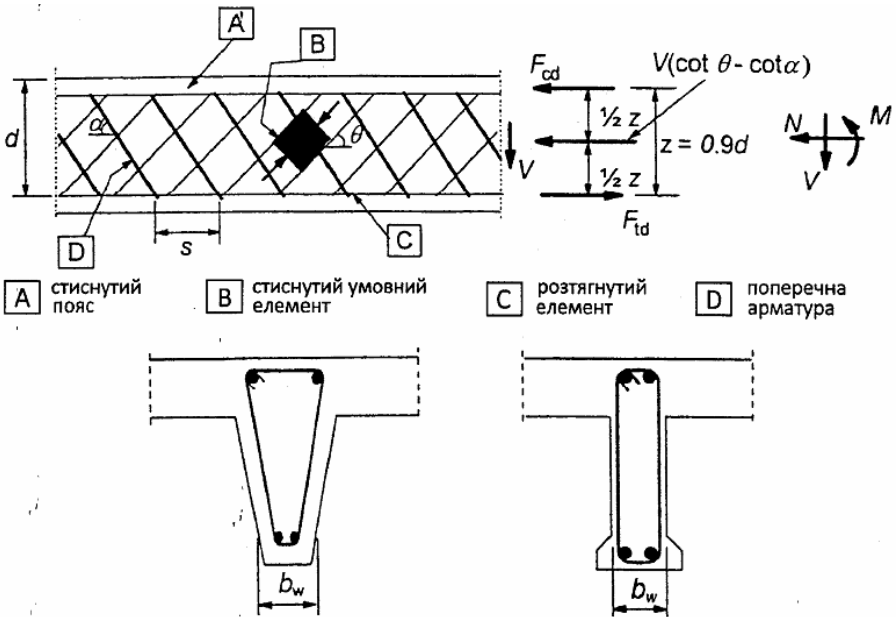


Рисунок 6.2 – Застосування "фермової" моделі до розрахунку похилих перерізів

На рис. 6.2. позначено

α – кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили;

θ – кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярної до поперечної сили (кут нахилу стиснутої смуги); граничні величини $\cot \theta$ обмежують $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$;

F_{td} – розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;

F_{cd} – розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w – мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами;

z – плече внутрішньої пари сил для елемента з постійною висотою перерізу, яка відповідає згинальному моменту в елементі. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів за відсутності осьової сили приймають $z = 0,9d_0$.

Для елементів з вертикальною поперечною арматурою опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,w} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta;$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z \nu_1 f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta},$$

де A_{sw} – площа поперечного перерізу поперечної арматури;

s – крок поперечних стержнів;

f_{ywd} – розрахунковий опір текучості поперечної арматури;

ν_1 – коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві,

який визначається за виразом: $\nu_1 = 0,6 (1 - f_{ck} / 250)$, f_{ck} в МПа;

α_{cw} – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутій зоні, для елементів без попереднього натягу $\alpha_{cw} = 1,0$.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то ν_1 можна приймати:

$$\nu_1 = 0,6 \quad \text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа};$$

$$\nu_1 = 0,9 - f_{ck} / 200 \quad \text{при } f_{ck} > 60 \text{ МПа}.$$

Рекомендована величина α_{cw} є наступною:

$$\alpha_{cw} = 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd};$$

$$\alpha_{cw} = 2,5 (1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 1,0 f_{cd};$$

де $\bar{\sigma}_{cp}$ – середнє напруження стиску, прийняте зі знаком " + " у бетоні, викликане осьювою силою.

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу вертикальної поперечної арматури можна обчислити за формулою $A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{yk} z \cdot \cot \theta}$.

Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$ визначається за умовою:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd}.$$

Для елементів з відігнутими стержнями (з похилою поперечною арматурою) опір зсуву перерізу визначається за формулами [2, п. 4.6.3], причому, приймається менше з отриманих значень:

$$V_{Rd,ins} = \frac{A_{sw,inc}}{s_{w,ins}} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha;$$

$$V_{Rd,ins,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} (\cot \theta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \theta)}.$$

Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то площу відігнутих поперечних стержнів можна обчислити за формулою

$$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}.$$

Мінімальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w.$$

Максимальне значення площі поперечного перерізу поперечної арматури

$$A_{sw,max} \leq \frac{0,5 \alpha_{cw} v_1 f_{cd} b_w s}{f_{yd}}.$$

Рекомендовані кроки поперечної вертикальної арматури – 100, 125, 150, 200, 250 мм.

Максимальний крок поперечної вертикальної арматури $s_{w,max} = 0,75 d_o$, мм.

Якщо поперечна **вертикальна** арматура не задовольняє вимогам конструювання та виготовлення (малий крок або великий діаметр поперечної вертикальної арматури, високий відсоток армування тощо), то стає необхідним змінити розміри перерізу, площу поперечної арматури або перейти на комбіноване поперечне армування з вертикальною і похилою поперечною арматурою з кутом нахилу $45^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$ (рекомендовано кут 45° для балок заввишки до 800 мм, а кут 60° – для балок висотою понад 800 мм).

Норми [1, 2] рекомендують передавати на поперечну вертикальну арматуру зусилля більше за $0,5V_{Ed}$, а іншу частину передавати на відігнуті стержні так, щоб виконувалась умова:

$$V_{Ed} = V_{Rd,w} + V_{Rd,ins},$$

де $V_{Rd,w}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає лише вертикальна поперечна арматура;

$V_{Rd,ins}$ – частина поперечної сили в перерізі, яку сприймає похила поперечна арматура – відігнуті стержні.

Алгоритм 7

Підбір вертикальної поперечної арматури

Вихідні дані	
$h; b_w; a$; клас бетону, f_{cd} (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism}$ (дод. 1); поперечне армування, f_{ywd} ; f_{yw} (дод. 2); робоче поздовжнє армування розрахункового перерізу; A_s (дод. 3); f_{yd} (дод. 2); максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі V_{Ed}	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0)$
3	Якщо $\rho_l \leq 0,02$, то перейти до п. 4. Якщо умова не виконується, то змінити розміри перерізу
4	$\sigma_{cp} = N / A_c$
5	$k_l = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0}$
7	Якщо $k \leq 2,0$, то перейти до п. 8. Якщо умова не виконується, то прийняти $k = 2,0$
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0$
9	Якщо $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, то перейти до п. 10.

	Якщо умова не виконується, то поперечне армування за розрахунком не потрібне, його можна прийняти з конструктивних міркувань
10	$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \leq 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d_0$
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$
14	Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то перейти до п. 15. Якщо умова не виконується, то задаються іншим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 45^\circ$. Тоді $\tan\theta = 1$ і $\cot\theta = 1$
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм
16	$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{yk} \cdot z \cdot \cot\theta}$
17	$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w$
18	$A_{sw,max} = \frac{0,5 \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}}$
19	$A_{sw,min} \leq A_{sw} \leq A_{sw,max}$
20	Підібрати поперечне армування. Виконати конструювання перерізу. (При конструюванні можна зменшити діаметр поперечної арматури за рахунок зменшення кроку поперечних стержнів або збільшення кількості гілок поперечної арматури шляхом комбінованого армування вертикальними і відігнутими стержнями)

Приклад 7

Підібрати поперечне армування (діаметр та крок поперечної вертикальної арматури) зі стержнів класу А400С у нерозрізній балці таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм у перерізах в межах проміжної опори. Балка виготовлена з бетону класу С20/25, армована поздовжньою ненапруженою арматурою 4Ø25А400С в нижній

частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø22A400C + 2Ø25A400C (рис. 6.3). Максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 250$ кН.

Вихідні дані	
$h = 500$ мм; $b_w = 300$ мм; $a = 38$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 25 + 25/2 = 38$ мм); клас бетону C20/25 , $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа (дод. 1); поперечна арматура класу A400C, $f_{wd} = 285$ МПа; $f_{yk} = 310$ МПа (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки 2Ø22A400C + 2Ø25A400C; $A_s = 759,9 + 981,3 = 1741,2$ мм ² (дод. 3); $f_{yd} = 365$ МПа (дод. 2); $\sigma_{cp} = 0$; $\alpha_{cw} = 1$.	
1	$d_0 = h - a = 500 - 38 = 462$ мм
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) = 1741,2 / (300 \times 462) = 0,0126$
3	$\rho_l = 0,0126 < 0,02$, умова виконується
4	$\sigma_{cp} = 0$
5	$k_l = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0} = 1 + \sqrt{200/462} = 1,66$
7	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 =$ $= 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,0126 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 462 = 78867,8 \text{ Н} = 78,87 \text{ кН}$
9	$V_{Ed} = 250 \text{ кН} \geq V_{Rd,c} = 78,87 \text{ кН}$, умова виконується. Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
10	$v = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d_0 = 0,9 \cdot 462 = 415,8$ мм
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} =$ $= \frac{1 \cdot 300 \cdot 415,8 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} = 346777,2 \text{ Н} = 346,8 \text{ кН}$
14	Умова $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо $346,8 \text{ кН} > 250 \text{ кН}$.
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних

	міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм. Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань $s = 150$ мм
16	$A_{sw} = \frac{V_{Ed} \cdot s}{0,8 f_{yk} \cdot z \cdot \cot \theta} = \frac{250 \cdot 10^3 \cdot 150}{0,8 \cdot 310 \cdot 415,8 \cdot 2,5} = 145,5 \text{ мм}^2$
17	$A_{sw,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} s_w b_w = \frac{0,08 \sqrt{18,5}}{400} 150 \cdot 300 = 38,7 \text{ мм}^2$
18	$A_{sw,max} = \frac{0,5 \alpha_{cw} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot s}{f_{yd}} =$ $= \frac{0,5 \cdot 1 \cdot 0,556 \cdot 14,5 \cdot 300 \cdot 150}{365} = 497 \text{ мм}^2$
19	$A_{sw,min} \leq A_{sw} \leq A_{sw,max}$, умова виконується, бо $38,7 \text{ мм}^2 < 145,5 \text{ мм}^2 < 497 \text{ мм}^2$
20	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 145,5 \text{ мм}^2$ $4\emptyset 8A400C$ з $A_{sw,факт} = 201 \text{ мм}^2$ Конструювання перерізу виконане на рис. 6.3.

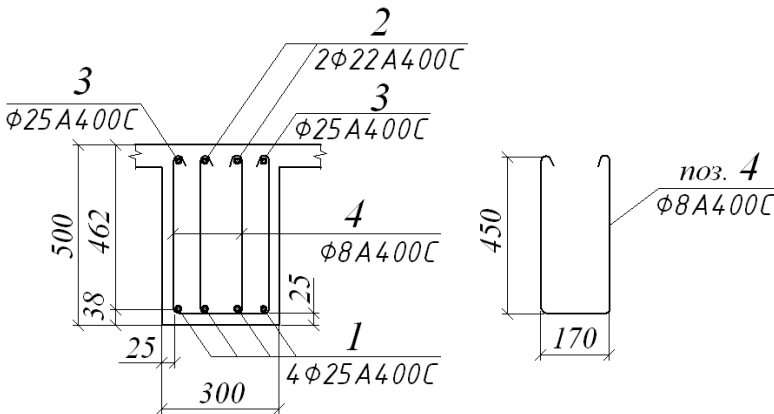


Рисунок 6.3 – Арматування перерізу балки поперечною вертикальною арматурою: 1, 2, 3 – поздовжня арматура; 4 – поперечна арматура

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечне армування (діаметр та крок поперечної вертикальної арматури) зі стержнів заданого класу в нерозрізній балці таврового профілю $b_w \times h$ у перерізах у межах проміжної опори. Балка виготовлена з бетону заданого класу, заармована відомою поздовжньою ненапруженою арматурою в нижній частині перерізу у прольотах та у верхній частині балки на опорі. Відоме максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 200$ кН.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	Клас поперечної арматури	Арматура у прольоті	Арматура на опорі
1	C25/30	200	440	1	A240C	2Ø25 A500C	2Ø16 A400C
2	C16/20	190	450	2	B500	4Ø25 A240C	2Ø22 A240C
3	C20/25	180	440	3	Bp-I	3Ø25 A400C	3Ø22 A400C
4	C12/15	170	450	4	A400C	3Ø22 A500C	3Ø20 A400C
5	C16/20	180	440	5	A240C	4Ø25 A240C	4Ø18 A240C
6	C20/25	190	450	6	A400C	3Ø22 A400C	3Ø18 A400C
7	C12/15	200	400	7	A240C	2Ø18 A400C	2Ø12 A400C
8	C25/30	210	410	8	B500	2Ø25 A500C	2Ø14 A400C
9	C16/20	210	430	9	Bp-I	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
0	C20/25	220	420	0	A400C	4Ø16 A400C	2Ø18 A400C

Алгоритм 8

Підбір вертикальної та похилої поперечної арматури

Вихідні дані	
h ; b_w ; a ; клас бетону, f_{cd} (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism}$ (дод. 1); клас поперечної арматури, f_{ywd} ; f_{ywK} (дод. 2); клас поперечних відігнутих стержнів, f_{ywd} ; f_{ywK} (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки; A_s (дод. 3); f_{yd} (дод. 2).	
<i>Перевірка необхідності поперечного армування</i>	
1	$d_0 = h - a$
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0)$
3	Якщо $\rho_l \leq 0,02$, то перейти до п. 4. Якщо умова не виконується, то змінити розміри перерізу
4	$\sigma_{cp} = N / A_c$

5	$k_I = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0}$
7	Якщо $k \leq 2,0$, то перейти до п. 8. Якщо умова не виконується, то прийняти $k = 2,0$
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0$
9	Якщо $V_{Ed} \geq V_{Rd,c}$, то перейти до п. 10. Якщо умова не виконується, то поперечне армування за розрахунком не потрібне, його можна прийняти з конструктивних міркувань
<i>Підбір вертикальної поперечної арматури</i>	
10	$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) \leq 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d$
13	$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta}$
14	Якщо $V_{Rd,max} \geq V_{Ed}$, то перейти до п. 15. Якщо умова не виконується, то задаються іншим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 45^\circ$. Тоді $\tan\theta = 1$ і $\cot\theta = 1$
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150$ мм; $s \leq s_{w,max} = 0,75 d_0$ мм
16	$V_{Rd,w} = 0,5V_{Ed}$
17	$A_{sw} = \frac{V_{Rd,w} \cdot s}{0,8 f_{yw} k \cdot z \cdot \cot\theta}$
18	Підібрати поперечне армування (діаметр, крок та кількість стержнів поперечної вертикальної арматури у перерізі балки). Визначити $A_{sw,факт}$.
19	Уточнити величину $V_{Rd,w}$ при $A_{sw} = A_{sw,факт}$. $V_{Rd,w} = A_{sw,факт} \cdot 0,8 f_{yw} k \cdot z \cdot \cot\theta / s$
<i>Підбір відігнутих стержнів</i>	
20	$V_{Rd,ins} = V_{Ed} - V_{Rd,w}$
21	$A_{sw,ins} = \frac{V_{Rd,ins} \cdot s_{w,ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha}$

22	Підбір відігнутих стержнів (діаметр, крок та кількість відігнутих стержнів поперечної арматури у перерізі балки). Виконати конструювання перерізу
----	--

Приклад 8

Підібрати поперечне армування у вигляді поперечної вертикальної арматури та відігнутих стержнів в межах проміжної опори нерозрізної балки таврового профілю $b_w \times h = 300 \times 500$ мм. Балка виготовлена з бетону класу C20/25, армована поздовжньою ненапруженою арматурою 4Ø20A400С в нижній частині перерізу у прольотах, а у верхній частині балки на опорі арматура 2Ø20A400С + 2Ø12A400С (рис. 6.4). Максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 300$ кН. Для вертикальних стержнів застосувати арматуру класу A240С, а для відігнутих – А400С.

Вихідні дані	
$h = 500$ мм; $b_w = 300$ мм; $a = 35$ мм (з урахуванням захисного шару бетону: $a = 25 + 20/2 = 35$ мм); клас бетону C20/25, $f_{cd} = 14,5$ МПа (дод. 1); $f_{ck} = f_{ck,prism} = 18,5$ МПа (дод. 1); поперечна арматура класу A240С, $f_{ywd} = 170$ МПа; $f_{ywk} = 180$ МПа (дод. 2); поперечні відігнуті стержні класу А400С, $f_{ywd} = 285$ МПа; $f_{ywk} = 310$ МПа (дод. 2); робоча поздовжня арматура опорної ділянки 2Ø20A400С + 2Ø12A400С; $A_s = 628,0 + 226,1 = 854,1$ мм ² (дод. 3); $f_{yd} = 365$ МПа (дод. 2); $\sigma_{cp} = 0$; $\alpha_{cw} = 1$.	
Перевірка необхідності поперечного армування	
1	$d_0 = h - a = 500 - 35 = 465$ мм
2	$\rho_l = A_{sl} / (b_w d_0) = 854,1 / (300 \times 465) = 0,006$
3	$\rho_l = 0,006 < 0,02$, умова виконується
4	$\sigma_{cp} = 0$
5	$k_l = 0,15$
6	$k = 1 + \sqrt{200/d_0} = 1 + \sqrt{200/465} = 1,66$
7	$k = 1,66 < 2,0$, умова виконується
8	$V_{Rd,c} = 0,12k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} b_w d_0 =$ $= 0,12 \cdot 1,66 \cdot (100 \cdot 0,006 \cdot 18,5)^{1/3} \cdot 300 \cdot 465 = 62137,6 \text{ Н} = 62,14 \text{ кН}$
9	$V_{Ed} = 250 \text{ кН} \geq V_{Rd,c} = 62,14 \text{ кН}$, умова виконується.

	Отже, потрібен розрахунок поперечної арматури.
	<i>Підбір вертикальної поперечної арматури</i>
10	$\nu = 0,6 (1 - f_{ck} / 250) = 0,6 (1 - 18,5 / 250) = 0,556 < 0,6$
11	Задаються найменшим кутом нахилу стиснутих смуг $\theta = 21,8^\circ$. Тоді $\tan\theta = 0,4$, а $\cot\theta = 2,5$ і $\cot^2\theta = 6,25$
12	$z = 0,9d = 0,9 \cdot 465 = 418,5 \text{ мм}$
13	$V_{Rd, \max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\cot\theta + \tan\theta} =$ $= \frac{1 \cdot 300 \cdot 418,5 \cdot 0,556 \cdot 14,5}{2,5 + 0,4} = 349029,0 \text{ Н} = 349 \text{ кН}$
14	Умова $V_{Rd, \max} \geq V_{Ed}$ виконується, бо $349 \text{ кН} > 250 \text{ кН}$.
15	Призначити крок поперечної арматури з конструктивних міркувань: $s \leq 0,5h$; $s \leq 150 \text{ мм}$; $s \leq s_{w, \max} = 0,75 d_0 \text{ мм}$. Призначаємо крок поперечної арматури з конструктивних міркувань $s = 125 \text{ мм}$
16	$V_{Rd, w} = 0,5V_{Ed} = 0,5 \cdot 250 \text{ кН} = 125 \text{ кН}$
17	$A_{sw} = \frac{V_{Rd, w} \cdot s}{0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot\theta} = \frac{0,5 \cdot 250 \cdot 10^3 \cdot 125}{0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5} = 103,7 \text{ мм}^2$
18	Підбір поперечної арматури за $A_{sw} = 103,7 \text{ мм}^2$ $2\text{Ø}8\text{A}240\text{С}$ з $A_{sw, \text{факт}} = 100,5 \text{ мм}^2$
19	Уточнити величину $V_{Rd, w}$ при $A_{sw} = A_{sw, \text{факт}}$. $V_{Rd, w} = A_{sw, \text{факт}} \cdot 0,8 f_{yw} \cdot z \cdot \cot\theta / s =$ $= 100,5 \cdot 0,8 \cdot 180 \cdot 418,5 \cdot 2,5 / 125 = 121130,64 \text{ Н} = 121,1 \text{ кН}$
	<i>Підбір відігнутих стержнів. Кут $\alpha = 45^\circ$</i>
20	$V_{Rd, ins} = V_{Ed} - V_{Rd, w} = 250 - 121,1 = 128,9 \text{ кН}$
21	$A_{sw, ins} = \frac{V_{Rd, ins} \cdot s_{w, ins}}{f_{ywd} z \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \sin\alpha} =$ $= \frac{128,9 \cdot 1000 \cdot 450}{285 \cdot 418,5 (2,5 + 1) \sqrt{2} / 2} = 196,5 \text{ мм}^2$
22	Підбір відігнутих стержнів за $A_{sw, ins} = 196,5 \text{ мм}^2$ $2\text{Ø}12\text{A}400\text{С}$ з $A_{sw, \text{факт}} = 226,1 \text{ мм}^2$ Конструювання перерізу виконане на рис. 6.4.

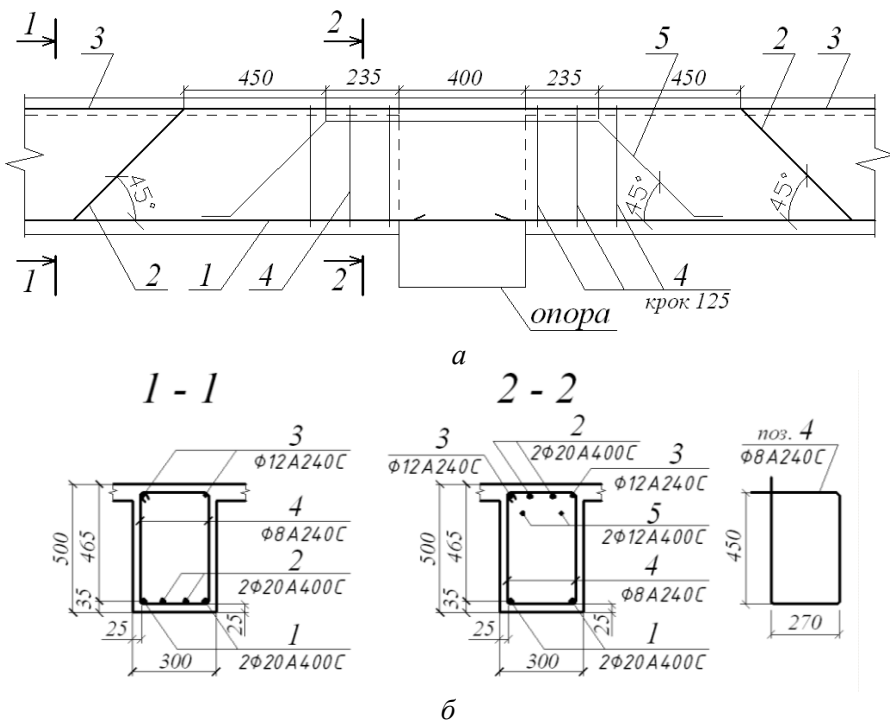


Рисунок 6.4 – Армування балки поперечною вертикальною арматурою та відігнутими стержнями: а – вид збоку; б – перерізи 1 – 1; 2 – 2

Отже, виконавши необхідні розрахунки, стало відомо, що арматура у нерозрізній балці передбачена така:

- робоча поздовжня у прольотах **4Ø20A400C**;
- на опорі робоча поздовжня **2Ø20A400C + 2Ø12A400C**;
- поперечна вертикальна **2Ø8A240C** (поз.4), крок **125 мм**;
- відігнуті стержні **2Ø12A400C** (поз.5).

У зв'язку з тим, що у прольотному перерізі є 4 стержні Ø20A400C, то з метою економії до опори можна довести лише два стержні (крайні) Ø20A400C (поз.1), а інші два Ø20A400C (поз.2) металу перевести з нижньої зони в прольоті у верхню зону на опорі. Робоча арматура на опорі прийнята за рахунок пролітної відігнутої арматури Ø20A400C (поз.2) і арматури Ø12A400C, прийнятої за

величиною від'ємного опорного згинального моменту. У стиснутій зоні встановлена конструктивна арматура за умови мінімального армування $A'_s = 0,0013b_w d = 0,0013 \cdot 300 \cdot 465 = 181,35 \text{ мм}^2$. За сортаментом (дод.3) підбирають армування: **2Ø12A240C**, (поз.3) $A'_s \text{ факт} = 226,1 \text{ мм}^2$.

На опорі для сприйняття згинального моменту працюють лише ті арматурні стержні, котрі мають до опорного перерізу пряму ділянку завдовжки $\geq 0,5d$ (тут $0,5 \cdot 465 = 322,5 \text{ мм}$).

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Підібрати поперечне армування у вигляді поперечної вертикальної арматури та відігнутих стержнів в межах проміжної опори нерозрізної балки таврового профілю $b_w \times h$. Балка виготовлена з бетону заданного класу, заармована поздовжньою арматурою в нижній частині перерізу у прольотах та у верхній частині балки на опорі. Відоме максимальне значення поперечної сили у розрахунковому перерізі $V_{Ed} = 300 \text{ кН}$.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	b_w , мм	h , мм	Остання цифра шифру	Клас поперечної арматури	Арматура у прольоті	Арматура на опорі
1	C16/20	170	450	1	B500	2Ø25 A500C	2Ø16 A400C
2	C20/25	180	440	2	A400C	3Ø25 A400C	3Ø22 A400C
3	C12/15	190	450	3	A400C	3Ø22 A400C	3Ø18 A400C
4	C16/20	180	440	4	A240C	3Ø22 A500C	3Ø20 A400C
5	C20/25	190	450	5	A400C	2Ø18 A400C	2Ø12 A400C
6	C12/15	200	400	6	A240C	4Ø25 A240C	4Ø18 A240C
7	C25/30	210	410	7	B500	4Ø25 A240C	2Ø16 A240C
8	C16/20	200	430	8	A400C	2Ø25 A500C	2Ø14 A400C
9	C20/25	220	420	9	A400C	4Ø16 A400C	2Ø18 A400C
0	C25/30	200	450	0	A240C	4Ø25 A240C	2Ø22 A240C

7. СТИСНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

7.1. Основні поняття. Урахування геометричних недосконалостей і впливи другого порядку

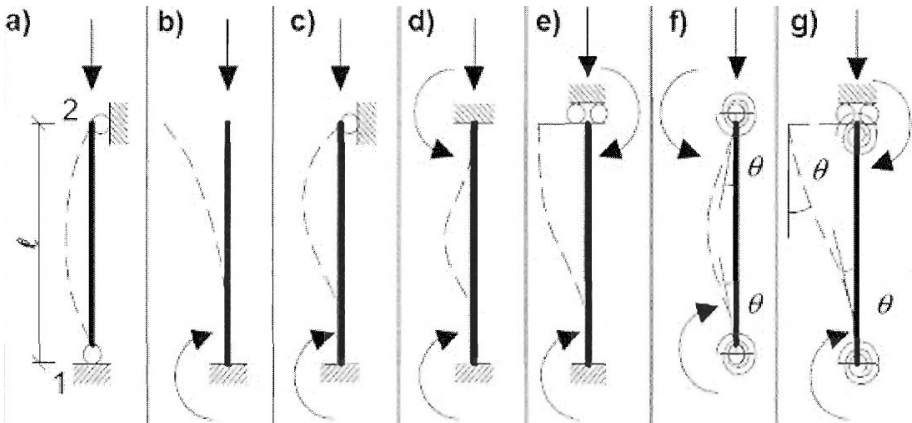
При розрахунку елементів бетонних та залізобетонних конструкцій на дію стискального поздовжнього зусилля слід враховувати впливи першого і другого порядку. Впливом першого порядку є випадковий ексцентриситет e_0 , який слід приймати [1, п. 5.2.5] не менше ніж:

- 1/400 довжини елемента або відстані між його перерізами, закріпленими від зміщення;
- 1/30 висоти перерізу (діаметра);
- 10 мм.

За нормами EN 1992-1-1 [6] рекомендовано приймати

$$e_0 = l_0 / 400,$$

де l_0 – розрахункова довжина стиснутого елемента, що залежить від способу його закріплення на опорах (рис.7.1).



$$l_0 = l; \quad l_0 = 2l; \quad l_0 = 0,7l; \quad l_0 = l/2; \quad l_0 = l; \quad l/2 < l < l; \quad l_0 > 2l$$

Рисунок 7.1 – Визначення розрахункової довжини стиснутого стержня та можлива втрати стійкості при різних закріпленнях на краях [6, рис.5.7]

Для елементів статично невизначених конструкцій значення ексцентриситету поздовжнього зусилля відносно центра ваги приведенного перерізу e приймають таким, що дорівнює величині

ексцентриситету, отриманого зі статичного розрахунку, але не меншим від e_0 .

Для елементів статично визначених конструкцій ексцентриситет e приймають таким, що дорівнює сумі ексцентриситетів зі статичного розрахунку та випадкового [1, п. 5.2.5].

Деформовану схему (вплив другого порядку) можна не враховувати, якщо гнучкість елемента $\lambda = l_0 / i$ є меншою від граничної величини λ_{lim} , тут l_0 – приведена довжина (рис. 7.1); i – радіус інерції бетонного перерізу без тріщин (для прямокутного перерізу $i = 0,289h$).

Величину λ_{lim} норми [2, п. 6.2.2; 6, п. 5.8.3] рекомендують визначати за формулою:

$$\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n},$$

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

$B = \sqrt{1 + 2\omega}$, якщо коефіцієнт ω невідомий, то приймають $B = 1,1$;

$C = 1,7 - r_m$, якщо коефіцієнт r_m невідомий, то приймають $C = 0,7$;

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

практичних розрахунках найчастіше приймають $\varphi_{ef} = 2$; коефіцієнт повзучості $\varphi_{ef} = 0$, якщо виконуються умови: гранична величина коефіцієнта повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)} \leq 2$; гнучкість $\lambda \leq 75$; $M / N \geq h$, де момент M визначають з урахуванням ефекту першого порядку.

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

A_s – загальна площа перерізу арматури;

$n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$ – відносна осьова сила;

N_{Ed} – відносна осьова сила;

A_c – площа стиснутої частини перерізу;

$r_m = M_{01} / M_{02}$ – співвідношення моментів;

M_{01}, M_{02} – моменти першого порядку на краях, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$;

M_{0Eqp} – момент з урахуванням ефекту першого порядку при практично постійному сполученні навантажень (граничний стан II групи);

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

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

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

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

При врахуванні деформацій другого порядку сумарний ексцентриситет поздовжньої сили збільшується в η разів, де

$$\eta = 1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N} - 1},$$

де $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$ – критична сила;

$$\beta = \pi^2 / c_0;$$

c_0 – коефіцієнт, що залежить від розподілу моменту з урахуванням ефектів першого порядку: $c_0 = 8$ при постійному моменті або при відсутності поперечного навантаження; $c_0 = 9,6$ при параболічній епюрі моментів; $c_0 = 12$ при симетричній трикутній епюрі моментів;

EI – номінальна жорсткість перерізу:

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s,$$

де I_c – момент інерції бетонного поперечного перерізу відносно центральної осі;

E_{cd} – розрахунковий модуль пружності бетону;

E_s – модуль пружності арматури;

I_s – момент інерції арматури; у першому наближенні приймають коефіцієнт армування $\rho_l = 0,01$, при якому $I_s = 0,01 A_c (0,5 h - a)^2$;

K_c – коефіцієнт, що враховує вплив тріщин, повзучості та ін.;

K_s – коефіцієнт впливу арматури; при $\rho_l = 0,01$ приймають $K_s = 1$.

Граничний коефіцієнт повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)}$ залежить від класу бетону і відносної вологості навколишнього середовища (табл. 7.1).

Таблиця 7.1 – Значення граничного коефіцієнта повзучості

Відносна вологість, %	$\varphi_{(\infty, t_0)}$ для бетону класу								
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C35/40	C40/50	C45/55	C50/60
>75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,4	1,3	1,2	1,1
40...75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	1,9	1,7	1,6	1,5
< 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	2,7	2,5	2,3	2,0

За нормами EN 1992-1-1 [6] для визначення жорсткості перерізу у першому наближенні рекомендовано приймати $K_s = 0$, але при цьому для досить гнучких елементів величина прикладеної поздовжньої сили може бути більша від критичної. Тому прийняття $K_s = 0$ не може бути рекомендованим для практичних розрахунків. За нормами EN 1992-1-1 [6] величину граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_{(\infty, t_0)}$ приймають за номограмами залежно від класів бетону і відносної вологості навколишнього середовища.

7.2. Розрахунок стиснутих елементів за першою формою рівноваги

При використанні спрощеної діаграми деформування бетону можуть реалізуватися дві форми рівноваги перерізу:

- при першій формі рівноваги (рис.7.2) весь переріз стиснутий (умовна висота стиснутої зони $x \geq h$);
- при другій формі рівноваги частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

За межу між двома формами рівноваги можна приймати $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку;

r – відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки (у загальному випадку $r = W_{red} / A_{red}$, для прямокутного перерізу приймають $r = h / 6$).

При першій формі рівноваги фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3}$, а в менш стиснутій фібрі $0 < \varepsilon_{c(2)} < \varepsilon_{cu3}$.

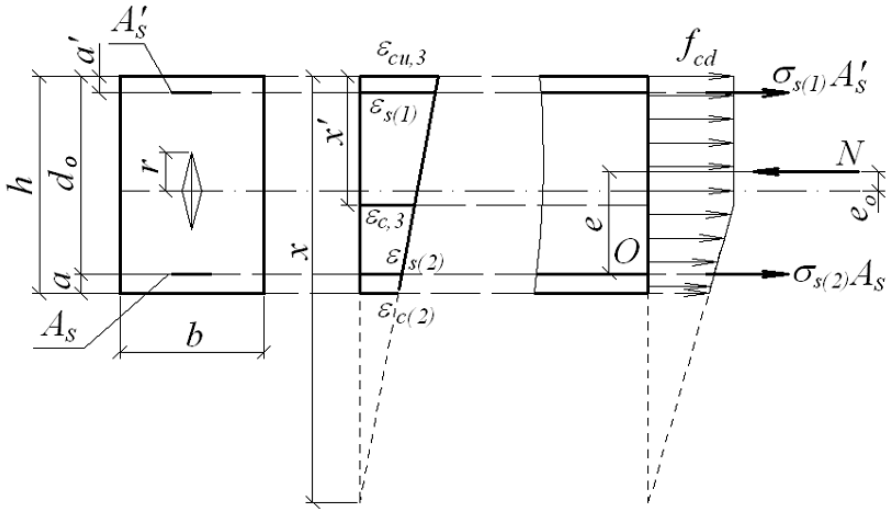


Рисунок 7.2 – До визначення умовної висоти стиснутої зони бетону для першої форми рівноваги

Деформації $\varepsilon_{c(2)}$ в загальному випадку залежать від величини ексцентриситету e_0 :

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_0 / r).$$

Умовна висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.2 з пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c(2)}}{x - h}$ за формулою: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}}$.

Деформації ε_{c3} , при яких напруження в бетоні досягають межі міцності f_{cd} , визначають за координатою x' , яку обчислюють з пропорції $\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c3}}{x - x'}$ (рис. 7.2) за формулою: $x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$.

Деформації в арматурі (рис. 7.2) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{x - a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(x - a')}{x};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{x - d_0}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x}.$$

Ешюра напружень має складну форму (рис. 7.2).

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$.

Напруження в бетоні більш стиснутої фібри:

$$\sigma_{c(1)} = \varepsilon_{cu3} E_{cd} = f_{cd}.$$

Напруження в бетоні менш стиснутої фібри:

$$\sigma_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)} E_{cd} = f_{cd} \frac{x-h}{x-x'}.$$

Бетонний переріз прийматиме зусилля:

$$\begin{aligned} N_c &= f_{cd} b x' + f_{cd} b \cdot 0,5(h-x') \left(1 + \frac{x-h}{x-x'} \right) = \\ &= f_{cd} b \left[x' + 0,5(h-x') \left(1 + \frac{x-h}{x-x'} \right) \right]. \end{aligned}$$

У випадку, коли $e_0 = r$, деформації $\varepsilon_{c(2)} = 0$ (рис. 7.3), епора напружень у бетоні має форму трапеції. Бетонний переріз прийматиме мінімальне зусилля, яке дорівнює:

$$N_c = f_{cd} b \frac{h+x'}{2}.$$

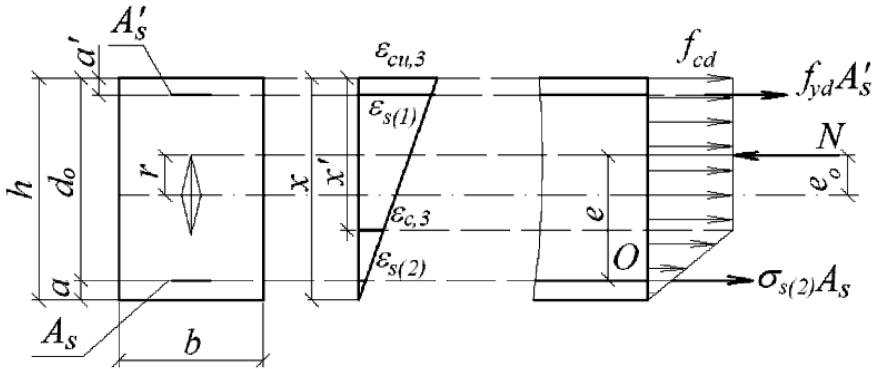


Рисунок 7.3 – Епора деформацій і напружень при $e_0 = r$

Деформації в арматурі (рис. 7.3) визначають з пропорцій:

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(1)}}{h-a'}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(1)} = \frac{\varepsilon_{cu3}(h-a')}{h};$$

$$\frac{\varepsilon_{cu3}}{h} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{a}, \quad \text{звідки} \quad \varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot a}{h}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)} E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b \frac{h + x'}{2} \left(d_0 - \frac{h + x'}{4} \right) = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b \frac{h + x'}{2} \left(d_0 - \frac{h + x'}{4} \right)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

Спроектувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{h + x'}{2} + \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}b \frac{h + x'}{2}}{f_{yd}}.$$

Якщо весь переріз стиснутий, деформації менш стиснутої зони бетону $\epsilon_{c(2)}$ переважають значення ϵ_{c3} але не досягли ϵ_{cu3} (рис. 7.4), то напруження у бетоні по всьому перерізу максимальні і становлять $\sigma_c = f_{cd}$, відповідно до спрощеної розрахункової білінійної залежності "напруження-деформації" бетону як на рис. 3.7 [1, п. 3.1.6].

Бетон перерізу сприйматиме зусилля $N_c = f_{cd}bh$.

Умовна висота стиснутої зони бетону визначається за рис. 7.4 з

пропорції $\frac{\epsilon_{cu3}}{x} = \frac{\epsilon_{c(2)}}{h}$ за формулою: $x = h \frac{\epsilon_{cu3}}{\epsilon_{c(2)}}.$

Напруження в арматурі A_s і A'_s максимальні і дорівнюють f_{yd} .

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; \quad -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}bh \left(\frac{h}{2} - a \right) = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури більш стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

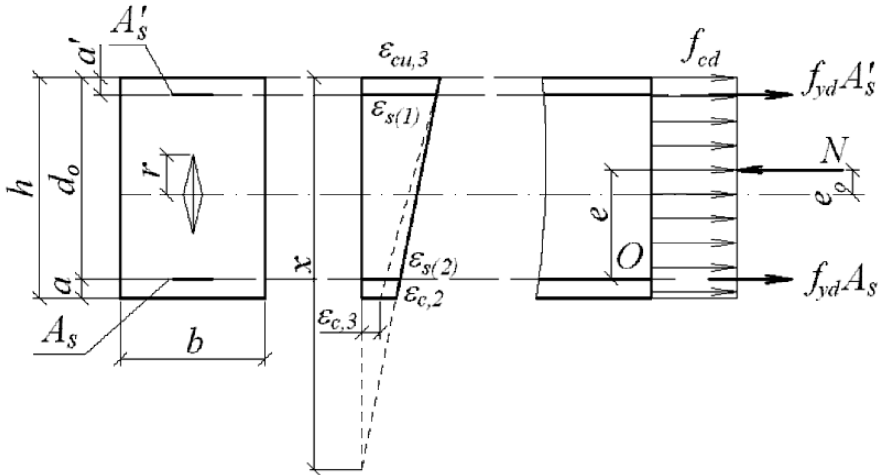


Рисунок 7.4 – Епюри деформацій і напружень при $\epsilon_{c3} < \epsilon_{c(2)} < \epsilon_{cu3}$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}bh + f_{yd}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури менш стиснутої зони:

$$A_s = \frac{N - f_{yd}A'_s - f_{cd}bh}{f_{yd}}.$$

У більшості випадків стиснуті елементи при незначних ексцентриситетах армують симетрично, приймаючи $A_s = A'_s$ за більшою з величин.

Алгоритм 9

Розрахунок стиснутих елементів, що працюють з випадковими ексцентриситетами

Вихідні дані: l_o ; b ; h ; N_{Ed} ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; випадковий ексцентриситет $e_i = 1$ см; E_{cd} (додаток 1); E_s (додаток 2); ϵ_{cu3} (додаток 1); сталі величини $A = 0,7$; $B = 1,1$; $C = 0,7$; $\varphi_{ef} = 2$; $c_o = 8$.

1 | Робоча висота перерізу: $d_o = h - a$.

2 | Гнучкість колони: $\lambda = l_o / i = l_o / 0,289h$.

3	Відносна осьова сила: $n = N_{Ed} / A_c f_{cd}$.
4	Гранична гнучкість: $\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n}$.
5	Якщо $\lambda < \lambda_{lim}$, то гнучкість не впливає на роботу стиснутого елемента, а площу арматури визначають за формулою: $A_s = (N - f_{cd} A_c) / f_{yd}$. Якщо $\lambda > \lambda_{lim}$, то в розрахунку слід враховувати деформації другого порядку, розрахунки продовжити з п. 6.
6	$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}}$.
7	$I_c = \frac{bh^3}{12}$.
8	$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5h - a)^2$.
9	Критична сила: $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2}$.
10	$\beta = \pi^2 / c_o$.
11	Розрахунковий ексцентриситет: $e_o = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right)$.
12	Відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки $r = h / 6$.
13	Якщо $r > e_o$, то розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і продовжуємо з п. 14. Якщо $e_o > r$, то розрахунок виконують за другою формою рівноваги, переходять до алгоритму 10 з п. 2.
14	Ексцентриситет $e = e_o + (0,5h - a)$.
15	$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3}$.
16	$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_o / r)$.
17	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}$.
18	Умовна висота стиснутої зони бетону: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}}$.

19	$x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$
20	Якщо $x' > h$, то переріз весь стиснутий. Напруження в бетоні досягають свого максимального значення: $\sigma_c = f_{cd}$. Розрахунки продовжують з п. 21 Якщо $x' < h$, то частина перерізу розтягнута. Розрахунок виконують за алгоритмом 10 з п. 2.
21	Деформації в арматурі менш стиснутої зони: $\varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x}$
22	Напруження в менш стиснутій арматурі: $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s$
23	Якщо напруження $\sigma_{s(2)} > f_{yd}$, то приймають $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.
24	Кількість арматури більш стиснутої зони: $A'_s = \frac{N_{Ed}e - f_{cd}bh(0,5h - a)}{f_{yd}(d_0 - a')}$
25	Кількість арматури менш стиснутої зони: $A_s = \frac{N_{Ed} - f_{yd}A'_s - f_{cd}bh}{f_{yd}}$
26	Для колони симетричного перерізу можливе деформування у довільному напрямку, тому приймають симетричне армування: $A_s = A'_s$ за більшим значенням. За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.

Приклад 9

Розрахувати колону багатоповерхової будівлі, якщо відома її розрахункова висота 3,0 м. Прийнятий поперечний переріз колони 300 × 300 мм. Розрахункове значення поздовжньої сили становить 1200 кН. Клас бетону С 16/20, клас арматури А400С.

Вихідні дані: $l_0 = 3,0$ м; $b = 300$ мм; $h = 300$ мм; площа перерізу колони $A_c = 300 \times 300 = 90000$ мм²; $N_{Ed} = 1200$ кН; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; випадковий ексцентриситет

$e_i = 1 \text{ см}; E_{cd} = 20 \text{ ГПа (додаток 1)}; E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ МПа (додаток 2)};$ $\epsilon_{cu3} = 3,23\% \text{ (додаток 1)}; \text{ сталі величини } A = 0,7; B = 1,1; C = 0,7;$ $\varphi_{ef} = 2; c_o = 8.$	
1	Робоча висота перерізу: $d_o = h - a = 300 - 40 = 260 \text{ мм}.$
2	Гнучкість колони: $\lambda = l_o / i = l_o / 0,289h = 3000 / 0,289 \times 300 = 34,6.$
3	Відносна осьова сила: $n = N_{Ed} / A_c f_{cd} = 1200 \cdot 10^3 / (90000 \cdot 11,5) = 1,16.$
4	Гранична гнучкість: $\lambda_{lim} = 20ABC / \sqrt{n} = 20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7 / \sqrt{1,16} = 10.$
5	Якщо $\lambda < \lambda_{lim}$, то гнучкість не впливає на роботу стиснутого елемента, а площу арматури визначають за формулою: $A_s = (N - f_{cd}A_c) / f_{yd}.$ Якщо $\lambda > \lambda_{lim}$, то в розрахунку слід враховувати деформації другого порядку, розрахунки продовжити з п. 6. В даному випадку $\lambda = 34,6 > \lambda_{lim} = 10$, продовжуємо з п. 6.
6	$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5\varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15.$
7	$I_c = \frac{bh^3}{12} = \frac{0,3 \times 0,3^3}{12} = 675 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$
8	$EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_c (0,5 h - a)^2 =$ $= 0,15 \cdot 20 \cdot 10^9 \cdot 675 \cdot 10^{-6} + 0,01 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^6 \cdot 0,09 (0,5 \cdot 0,3 - 0,04)^2 =$ $= 4311900 \text{ Нм}^2 = 4311,9 \text{ кНм}^2.$
9	Критична сила: $N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_o^2} = \frac{3,14^2 \cdot 4311,9}{3^2} = 4728,5 \text{ кН}.$
10	$\beta = \pi^2 / c_o = 3,14^2 / 8 = 1,234.$
11	Розрахунковий ексцентриситет: $e_o = e_i \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_B}{N_{Ed}} - 1} \right) = 10 \left(1 + \frac{1,234}{\frac{4728,5}{1200} - 1} \right) = 14,2 \text{ мм}.$

12	Відстань від центральної осі перерізу до ядрової точки $r = h / 6 = 300 / 6 = 50 \text{ мм.}$
13	Якщо $r > e_o$, то розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і продовжуємо з п. 14. Якщо $e_o > r$, то розрахунок виконують за другою формою рівноваги, переходять до алгоритму 10 з п. 2. В даному випадку $r = 50 \text{ мм} > e_o = 14,2 \text{ мм}$, тому розрахунок ведемо за першою формою рівноваги і переходимо до п. 14.
14	Ексцентриситет $e = e_o + (0,5h - a) = 14,2 + (0,5 \cdot 300 - 40) = 124,2 \text{ мм.}$
15	$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu3} = 0,00323.$
16	$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu3} (1 - e_o / r) = 0,00323 (1 - 1,42/5) = 0,00231.$
17	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575.$
18	Умовна висота стиснутої зони бетону: $x = h \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c(2)}} = 300 \frac{0,00323}{0,00323 - 0,00231} = 1053,3 \text{ мм.}$
19	$x' = x \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 1053,3 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 865,8 \text{ мм.}$
20	Якщо $x' > h$, то переріз весь стиснутий. Напруження в бетоні досягають свого максимального значення: $\sigma_c = f_{cd}$. Розрахунки продовжують з п. 21 Якщо $x' < h$, то частина перерізу розтягнута. Розрахунок виконують за алгоритмом 10 з п. 2.
21	Деформації в арматурі менш стиснутої зони: $\varepsilon_{s(2)} = \frac{\varepsilon_{cu3} \cdot (x - d_0)}{x} = \frac{0,00323(1053,3 - 260)}{1053,3} = 0,00243.$
22	Напруження в менш стиснутій арматурі: $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,00243 \cdot 2,1 \times 10^5 = 510,3 \text{ МПа.}$
23	Якщо напруження $\sigma_{s(2)} > f_{yd}$, то приймають $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$.
24	Кількість арматури більш стиснутої зони: $A'_s = \frac{N_{Ed} e - f_{cd} b h (0,5h - a)}{f_{yd} (d_0 - a')} =$

	$= \frac{1200 \cdot 10^3 \cdot 124,2 - 11,5 \cdot 300 \cdot 300(0,5 \cdot 300 - 40)}{365(260 - 40)} = 438,2 \text{ мм}^2.$
25	<p>Кількість арматури менш стиснутої зони:</p> $A_s = \frac{N_{Ed} - f_{yd} A'_s - f_{cd} b h}{f_{yd}} =$ $= \frac{1200 \cdot 10^3 - 365 \cdot 438,2 - 11,5 \cdot 300 \cdot 300}{365} = 13,8 \text{ мм}^2.$
26	<p>Для колони симетричного перерізу можливе деформування у довільному напрямку, тому приймають симетричне армування: $A_s = A'_s$ за більшим значенням.</p> <p>Сумарна площа арматури становить $2 A'_s = 2 \times 438,2 = 876,4 \text{ мм}^2$.</p> <p>За сортаментом підбирають арматуру $4\text{Ø}18 \text{ A400C}$ з $A_{s, \text{факт}} = 1017,4 \text{ мм}^2$ і конструюють переріз.</p>

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Розрахувати колону багатоповерхової будівлі, якщо відома її розрахункова висота l_0 і заданий поперечний переріз. Розрахункове значення поздовжньої сили – N_{Ed} . Колона виготовлена з бетону заданого класу та класу арматури.

Перед-остання цифра шифру	Клас бетону	l_0 , м	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	N_{Ed} , кН	Клас арматури
1	C20/25	3,0	300 × 300	1	1050	A400C
2	C12/15	3,1	350 × 350	2	1100	A500C
3	C16/20	3,2	400 × 400	3	1150	A400C
4	C20/25	3,3	450 × 450	4	1200	A240C
5	C12/15	3,4	300 × 300	5	1250	A240C
6	C25/30	3,5	300 × 300	6	1300	A500C
7	C16/20	3,6	300 × 300	7	1350	A400C
8	C20/25	3,7	350 × 350	8	1400	A240C
9	C25/30	3,8	400 × 400	9	1450	A500C
0	C16/20	3,9	450 × 450	0	1500	A400C

7.3. Розрахунок стиснутих елементів за другою формою рівноваги

При другій формі рівноваги (рис. 7.5) частина перерізу стиснута, а частина розтягнута ($x < h$).

За межу між двома формами рівноваги було прийнято $e_0 = r$, де e_0 – сумарний ексцентриситет поздовжньої сили з урахуванням впливу деформацій першого і другого порядку.

При другій формі рівноваги $e_0 > r$ найбільші деформації в стиснутій частині перерізу в граничному стані дорівнюють $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3}$.

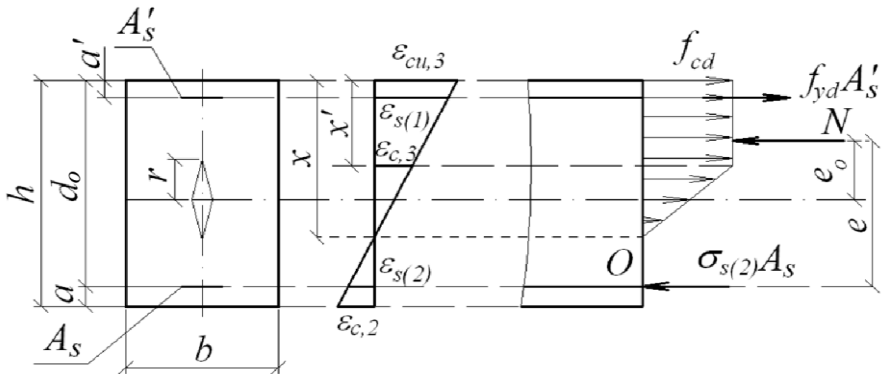


Рисунок 7.5 – Деформації і дволінійна епюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

При максимальному використанні міцності бетону гранична висота стиснутої зони $x = x_R = \xi_R d_0$.

Коли напруження в бетоні σ_c досягають значення f_{cd} , деформації становлять $\varepsilon_{c,3}$. Цьому значенню деформації відповідає координата перерізу x' , яку легко знайти з подібності трикутників

(рис. 7.5):
$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,3}}{x - x'} \quad \text{або} \quad x' = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

При $x = x_R$ отримаємо
$$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c,3}}{\varepsilon_{cu,3}}.$$

Деформацію в бетоні розтягнутої зони знайдемо з подібності трикутників (рис. 7.5): $\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{c,2}}{h-x}$, звідки $\varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x}{x}$. При

$$x = x_R \text{ отримаємо } \varepsilon_{c,2} = \varepsilon_{cu,3} \frac{h-x_R}{x_R}.$$

Аналогічно можна знайти деформації в розтягнутій арматурі:

$$\frac{\varepsilon_{cu,3}}{x} = \frac{\varepsilon_{s(2)}}{d_0-x}, \text{ звідки } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0-x}{x}, \text{ або } \varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{d_0-x_R}{x_R}.$$

Напруження в арматурі $\sigma_{s(1)} = \varepsilon_{s(1)}E_s = f_{yd}$; $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)}E_s$.

Несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right) = 0.$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd}(d_0 - a')}.$$

Спроектувавши всі сили на вісь X , отримаємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2} - \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони:

$$A_s = \frac{-N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b \frac{x_R + x'}{2}}{\sigma_{s(2)}}.$$

Якщо в стиснутому бетоні перерізу напруження розглядати розподіленими не за білінійним законом, а у формі прямокутника (рис. 7.6), то несучу здатність перерізу можна встановити, записавши умову рівноваги відносно точки O :

$$\Sigma M_0 = 0; -Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}b\lambda x_R(d_0 - 0,5\lambda x_R) = 0 \text{ або}$$

$$-Ne + f_{yd}A'_s(d_0 - a') + f_{cd}bd_0^2\alpha_R = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури стиснутої зони:

$$A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}$$

Спроектувавши всі сили на вісь X, отримуємо:

$$\Sigma X = 0; \quad -N + f_{yd}A'_s + f_{cd}b\lambda x_R - \sigma_{s(2)}A_s = 0,$$

звідки необхідна кількість арматури розтягнутої зони може становити:

$$A_s = \frac{f_{yd}A'_s + 0,8x_Rf_{cd}b - N}{\sigma_{s(2)}}.$$

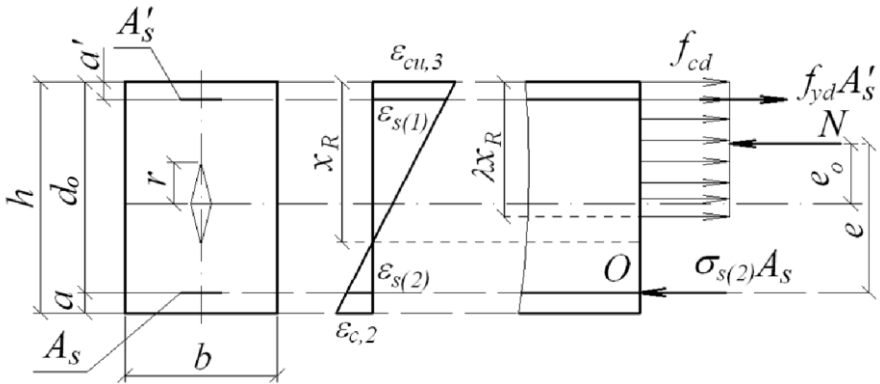


Рисунок 7.6 – Деформації і прямокутна епюра напружень у перерізі при другій формі рівноваги

Часто буває так, що площа перерізу арматури стиснутої зони, обчислена за формулою $A'_s = \frac{Ne - f_{cd}bd_0^2\alpha_R}{f_{yd}(d_0 - a')}$, має від'ємне значення, це означає, що стиснута арматура за розрахунком не потрібна, стиснутого бетону достатньо.

Тоді, для продовження розрахунків необхідно прийняти $A'_s = 0$ і встановити дійсне значення коефіцієнта α_m за формулою:

$$\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd}bd_0^2}.$$

За отриманим значенням α_m знаходять величину

відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .

Крім того, враховуючи, що напруження в розтягнутій арматурі в граничному стані досягнуть межі текучості, формула для обчислення її площі дещо видозміниться і матиме вигляд:

$$A_s = \frac{0,8\xi d_0 f_{cd} b - N}{f_{yd}}$$

Алгоритм 10

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів

Вихідні дані: b ; h ; N_{Ed} ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; a' ; E_{cd} (додаток 1); ε_{cu3} (додаток 1); ξ_R (додаток 5); ексцентриситет сили e_0	
1	Робоча висота перерізу: $d_0 = h - a$.
2	Гранична висота стиснутої зони: $x_R = \xi_R d_0$.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}$.
5	$e = e_0 + (0,5h - a)$.
<i>Розрахунок при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
6	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd} (d_0 - a')}$
7	Якщо $A'_s < 0$, то прийняти $A'_s = 0$ і продовжити з п. 9. Якщо $A'_s > 0$, то виконати п. 8.
8	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.
9	Дійсне значення коефіцієнта: $\alpha_m = \frac{Ne}{f_{cd} b d_0^2}$.
10	За коефіцієнтом α_m за додатком 4 знаходять величину

	відносної висоти стиснутої зони бетону ξ .
11	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{0,8\xi f_{cd} b - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз. <i>Розрахунок при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>
12	Площа арматури стиснутої зони: $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b d_0^2 \alpha_R}{f_{yd} (d_0 - a')}$
13	Якщо $A'_s < 0$, то прийняти $A'_s = 0$ і продовжити з п. 9. Якщо $A'_s > 0$, то виконати п. 14.
14	Площа перерізу арматури розтягнутої зони: $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + 0,8 x_R f_{cd} b - N}{f_{yd}}$ За сортаментом підбирають арматуру і конструюють переріз.

Приклад 10

Розрахувати колону, поперечний переріз якої 250×400 мм. Поздовжня сила 500 кН, прикладена з ексцентриситетом $e_o = 250$ мм. Клас бетону С 16/20, клас арматури А400С.

Вихідні дані: $b = 250$ мм; $h = 400$ мм; $N_{Ed} = 500$ кН; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; $a' = 40$ мм; $E_{cd} = 20$ ГПа (додаток 1); $\varepsilon_{cu3} = 3,23\%$ (додаток 1); $\xi_R = 0,65$ (додаток 5); ексцентриситет сили $e_o = 250$ мм	
1	$d_0 = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.
2	$x_R = \xi_R d = 0,65 \times 360 = 234$ мм.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 234 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 192,3$ мм.
5	$e = e_o + (0,5h - a) = 250 + (0,5 \times 400 - 40) = 410$ мм.
<i>Розрахунок при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
6	Площа арматури стиснутої зони:

	$A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right)}{f_{yd} (d_0 - a')} =$ $= \frac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(360 - \frac{234 + 192,3}{4} \right)}{356(360 - 40)} =$ $= 425,5 \text{ мм}^2.$
7	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
8	<p>Площа перерізу арматури розтягнутої зони:</p> $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} - N}{f_{yd}} =$ $= \frac{365 \cdot 425,5 + 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} - 500 \cdot 10^3}{365} = 734,6 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом підбирають арматуру стиснутої зони $S' - 3\emptyset 14 \text{ A400C}$ з $A'_{s, \text{факт}} = 461,6 \text{ мм}^2$, розтягнутої зони $S - 3\emptyset 18 \text{ A400C}$ з $A_{s, \text{факт}} = 763,0 \text{ мм}^2$ і конструюють переріз.</p> <p><i>Розрахунок при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i></p>
12	<p>Площа арматури стиснутої зони:</p> $A'_s = \frac{Ne - f_{cd} b d_0^2 \alpha_R}{f_{yd} (d_0 - a')} =$ $= \frac{500 \cdot 10^3 \cdot 410 - 11,5 \cdot 250 \cdot 360^2 \cdot 0,385}{356(360 - 40)} = 527 \text{ мм}^2.$
13	Площа арматури стиснутої зони $A'_s > 0$.
14	<p>Площа перерізу арматури розтягнутої зони:</p> $A_s = \frac{f_{yd} A'_s + 0,8 x_R f_{cd} b - N}{f_{yd}} =$ $= \frac{365 \cdot 527 + 0,8 \cdot 234 \cdot 11,5 \cdot 250 - 500 \cdot 10^3}{365} = 631,6 \text{ мм}^2.$ <p>За сортаментом підбирають арматуру $S' -$</p>

$(2\varnothing 12+1\varnothing 20)A400C$ з $A'_{s,факт} = 226,1 + 314,0 = 540,1\text{мм}^2$, S
 – $(2\varnothing 16+1\varnothing 18)A400C$ з $A_{s,факт} = 401,9 + 254,3 = 656,2\text{мм}^2$ і
 конструюють переріз.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Розрахувати позacentрово навантажену колону, якщо заданий її поперечний переріз, розрахункове значення поздовжньої сили – N_{Ed} та ексцентриситет дії цієї сили e_o . Колона виготовлена з бетону заданого класу та класу арматури.

Перед- остання цифра шифру	Клас бетону	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	N_{Ed} , кН	e_o , мм	Клас арматури
1	C20/25	300 × 600	1	1100	200	A500C
2	C12/15	350 × 550	2	1150	210	A400C
3	C16/20	300 × 500	3	1200	220	A240C
4	C20/25	250 × 450	4	1250	230	A240C
5	C12/15	300 × 500	5	1300	240	A500C
6	C25/30	250 × 500	6	1350	250	A400C
7	C16/20	300 × 450	7	1100	240	A240C
8	C20/25	350 × 550	8	1150	230	A500C
9	C25/30	300 × 500	9	1200	220	A400C
0	C16/20	250 × 450	0	1250	210	A500C

Алгоритм 11

Визначення несучої здатності позацентрово стиснутих елементів

Вихідні дані: b ; h ; клас бетону, f_{cd} (додаток 1); клас арматури, f_{yd} (додаток 2); a ; a' ; E_{cd} (додаток 1); ε_{cu3} (додаток 1); ξ_R (дод. 5); α_R (додаток 5); ексцентриситет сили e_o ; S' ; A'_s ; S ; A_s .	
1	$d_0 = h - a.$
2	$x_R = \xi_R d_0.$
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd}.$
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}}.$
<i>Розрахунок несучої здатності при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
5	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_0 - \frac{x_R + x'}{4} \right).$
6	$e = e_o + (0,5h - a).$
7	$N = M_o / e.$
8	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(\frac{x_R + x'}{4} - a' \right).$
9	$e' = e_o - 0,5h + a'.$
10	$N = M_{o1} / e'.$
11	З двох отриманих значень N (пп. 7 і 10) приймаємо менше.
<i>Розрахунок несучої здатності при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>	
12	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + \alpha_R f_{cd} b d_0^2.$
13	$N = M_o / e.$
14	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - 0,8 f_{cd} b x_R (0,4 x_R - a').$

15	$N = M_{o1} / e'.$
16	З двох отриманих значень N (пп. 13 і 15) приймаємо менше.

Приклад 11

Визначити несучу здатність колони, поперечний переріз якої 250×400 мм. Поздовжня сила прикладена з розрахунковим ексцентриситетом $e_o = 250$ мм. Клас бетону С16/20. Армування колони: $S' - 2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $S - 2\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$.

Вихідні дані: $b = 250$ мм; $h = 400$ мм; клас бетону С16/20, $f_{cd} = 11,5$ МПа (додаток 1); клас арматури А400С, $f_{yd} = 365$ МПа (додаток 2); $a = 40$ мм; $E_{cd} = 20$ ГПа (додаток 1); $\varepsilon_{cu3} = 3,23\%$ (додаток 1); $\xi_R = 0,65$ (додаток 5); $\alpha_R = 0,385$ (додаток 5); ексцентриситет сили $e_o = 250$ мм; $S' - 2\text{Ø}14\text{A}400\text{C}$, $A'_s = 307,7 \text{ мм}^2$, $S - 2\text{Ø}22\text{A}400\text{C}$, $A_s = 759,9 \text{ мм}^2$.	
1	$d_o = h - a = 400 - 40 = 360$ мм.
2	$x_R = \xi_R d_o = 0,65 \times 360 = 234$ мм.
3	$\varepsilon_{c3} = f_{cd} / E_{cd} = 11,5 \cdot 10^6 / 20 \cdot 10^9 = 0,000575$.
4	$x' = x_R \frac{\varepsilon_{cu3} - \varepsilon_{c3}}{\varepsilon_{cu3}} = 234 \frac{0,00323 - 0,000575}{0,00323} = 192,3$ мм.
<i>Розрахунок несучої здатності при дволінійній епюрі напружень у бетоні</i>	
5	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_o - a') + f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(d_o - \frac{x_R + x'}{4} \right) =$ $= 365 \cdot 307,7 (360 - 40) + 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(360 - \frac{234 + 192,3}{4} \right) =$ $= 191239783,906 \text{ Нмм} = 191,2 \text{ кНм}.$
6	$e = e_o + (0,5h - a) = 250 + (0,5 \times 400 - 40) = 410$ мм.
7	$N = M_o / e = 191239783,906 / 410 = 466438,5 \text{ Н} = 466,4 \text{ кН}.$
8	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_o - a') - f_{cd} b \frac{x_R + x'}{2} \left(\frac{x_R + x'}{4} - a' \right) =$

	$= 365 \cdot 759,9(360 - 40) - 11,5 \cdot 250 \frac{234 + 192,3}{2} \left(\frac{234 + 192,3}{4} - 40 \right) =$ $= 47958743,9 \text{ Нмм} = 47,9 \text{ кНм.}$
9	$e' = e_0 - 0,5h + a' = 250 - 0,5 \times 400 + 40 = 90 \text{ мм.}$
10	$N = M_{o1} / e' = 47958743,9 / 90 = 532874,9 \text{ Н} = 532,9 \text{ кН.}$
11	З двох отриманих значень N (пп. 7 і 10) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить 466,4 кН.
<i>Розрахунок несучої здатності при прямокутній епюрі напружень у бетоні</i>	
12	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури: $M_o = Ne = f_{yd} A'_s (d_0 - a') + \alpha_R f_{cd} b d_0^2 =$ $= 365 \cdot 307,7(360 - 40) + 0,385 \cdot 11,5 \cdot 250 \cdot 360^2 =$ $= 179390360 \text{ Нмм} = 179,4 \text{ кНм.}$
13	$N = M_o / e = 179390360 / 410 = 437537,5 \text{ Н} = 437,5 \text{ кН.}$
14	Момент відносно осі, що проходить через центр ваги арматури стиснутої зони: $M_{o1} = Ne' = f_{yd} A_s (d_0 - a') - 0,8 f_{cd} b x_R (0,4 x_R - a') =$ $= 365 \cdot 759,9(360 - 40) - 0,8 \cdot 11,5 \cdot 250 \cdot 234(0,4 \cdot 234 - 40) =$ $= 59908800 \text{ Нмм} = 59,9 \text{ кНм.}$
15	$N = M_{o1} / e' = 59908800 / 90 = 665653,3 \text{ Н} = 665,6 \text{ кН.}$
16	З двох отриманих значень N (пп. 13 і 15) приймаємо менше. Отже, несуча здатність даної колони становить 437,5 кН.

ЗАВДАННЯ ДО САМОСТІЙНОЇ РОБОТИ:

Визначити несучу здатність колони заданого поперечного перерізу. Поздовжня сила прикладена з розрахунковим ексцентриситетом e_0 . Відомий клас бетону колони та її армування.

Передостання цифра шифру	Клас бетону	$b \times h$, мм	Остання цифра шифру	e_0 , мм	Арматура S'	Арматура S
1	C20/25	300 × 600	1	180	3Ø25 A400C	2Ø16 A400C
2	C16/20	350 × 550	2	190	3Ø22 A400C	3Ø22 A400C
3	C20/25	300 × 500	3	180	3Ø22 A500C	3Ø18 A500C
4	C12/15	350 × 550	4	190	2Ø18 A400C	3Ø20 A400C
5	C25/30	300 × 500	5	200	3Ø28 A240C	2Ø22 A240C

6	C16/20	250 × 500	6	210	3Ø25 A240C	3Ø18 A240C
7	C20/25	300 × 450	7	220	2Ø25 A500C	3Ø16 A500C
8	C25/30	300 × 500	8	230	2Ø16 A400C	2Ø14 A400C
9	C20/25	250 × 450	9	220	3Ø25 A240C	2Ø18 A240C
0	C20/25	300 × 500	0	210	2Ø25 A500C	3Ø22 A500C

7.4. Особливості конструювання колон

Конструювання залізобетонних колон виконують з дотриманням наступних умов:

$$A_s \geq A_{s,min} ; \quad A_s \geq 0,002A_c ; \quad A_s \leq A_{s,max} .$$

Мінімальна розрахункова площа поздовжньої арматури колони становить [6, п. 9.5.2]:

$$A_{s,min} = 0,1N_{Ed} / f_{yd} ,$$

тут N_{Ed} – розрахункова осьова стискуюча сила; f_{yd} – межа текучості арматури.

Максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури за межами напусків (якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані):

$$A_{s,max} = 0,04 A_c .$$

У напусках максимальне значення площі перерізу поздовжньої арматури становить

$$A_{s,max} = 0,08 A_c .$$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів становить 8 мм [2, п. 8.5.1.2]. Для колон полігонального поперечного перерізу у кожному куті має бути як мінімум один стержень. У колонах круглого перерізу повинно бути не менше чотирьох поздовжніх стрижнів. Відстань між поздовжніми стержнями не може перевищувати 400 мм вздовж кожної грані колони.

Поздовжню арматуру необхідно належним чином анкерувати. Мінімальна ділянка анкерування арматури стиснутої зони становить:

$$l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10 \varnothing; 100 \text{ мм}\},$$

де $l_{b,rqd}$ – необхідна базова довжина анкерування [2, п. 7.2].

Поперечна арматура повинна мати діаметр не менше 6 мм і не менше від чверті максимального діаметра поздовжньої арматури. Діаметр дроту зварних сіток непрямого армування повинен бути не менше 5 мм.

Крок поперечної арматури вздовж колони не повинен перевищувати $S_{cl,t max}$. Мають виконуватися умови:

$$S_{cl,t max} \leq 20\varnothing l_{max}; S_{cl,t max} \leq b; S_{cl,t max} \leq h; S_{cl,t max} \leq 400\text{мм}.$$

Максимальний крок $S_{cl,t max}$ необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6 на ділянках завдовжки h (h – більший розмір перерізу колони) вище і нижче балки або плити, а також біля з'єднань поздовжньої арматури напуском (якщо максимальний діаметр поздовжньої арматури більший за 14 мм, то встановлюють не менше трьох поперечних стержнів рівномірно по довжині напуску).

Якщо напрям поздовжніх стержнів змінюється (наприклад, у випадку монолітних багатоярусних колон зі змінними розмірами перерізу), то крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль (ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку не більша за 1/12).

Кожен поздовжній стержень, розташований у куті, повинен утримуватися поперечною арматурою.

Додаток 1

Характеристики бетону

([1], табл. 3.1)

Характеристика	Клас бетону за міцністю											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	$f_{cm,cube} = \frac{f_{ck,cube}}{1-1,64V_c}$ *)
$f_{cm,cube}$, (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	
$f_{ck,prism}$, (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
f_{cd} , (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
f_{ctm} , (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$, (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ (5%)
$f_{ctk,0,95}$, (МПа)	1,6	2,0	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%)
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	
$\epsilon_{c1,ck}$, %	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\epsilon_{c1,cd}$, %	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\epsilon_{cu1,ck}$, %	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40	
$\epsilon_{cu1,cd}$, %	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\epsilon_{c3,ck}$, %	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\epsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\epsilon_{c3,cd}$, %	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\epsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\epsilon_{cu3,ck}$, %	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\epsilon_{cu3,ck} = 0,9 \epsilon_{cu1,ck}$
$\epsilon_{cu3,cd}$, %	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\epsilon_{cu3,cd} = 0,9 \epsilon_{cu1,cd}$

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

Додаток 2

Міцнісні та деформативні характеристики арматури
(з використанням [2], табл. 3.4)

Характеристика арматури	Клас арматури							
	A240C	A400C	Bp-I			A500C		B500
	Ø6-40	Ø6-40	Ø3	Ø4	Ø5	Ø8-22	Ø25-40	Ø4-16
γ_s (табл. 1.1)	1,05	1,10	1,25	1,25	1,25	1,15	1,20	1,20
f_{yk} , МПа	240	400	410	405	395	500	500	500
$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s^*$, МПа	225	365	375	365	360	435	415	415
f_{ywd} , МПа	170	285	270	265	260	300	300	300
$f_{ywk} = f_{ywd} \gamma_s^{**}$, МПа	180	310	335	330	325	345	360	360
E_s , МПа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$1,7 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^5$
ϵ_{s0}	0,00107	0,00174	0,00220	0,00215	0,00212	0,00217	0,00207	0,00218
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,012	0,012	0,012	0,020	0,020	0,012

*) – величини розрахункового значення міцності арматури на межі текучості визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності за табл. 1.1.
 **) – величини характеристичного значення міцності поперечної арматури на межі текучості визначені з урахуванням коефіцієнтів надійності γ_s .
 ϵ_{s0} – пружна деформація арматури, коли напруження досягли межі розрахункової міцності f_{yd} .
 ϵ_{ud} – максимальна розрахункова деформація.

Додаток 3

Розрахункові площі поперечного перерізу арматури та її маса

Діаметр стержня	Площа перерізу арматури при кількості стержнів, мм ²										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	7.1	14.1	21.2	28.3	35.3	42.4	49.5	56.5	63.6	70.7	0.0555
4	12.6	25.1	37.7	50.2	62.8	75.4	87.9	100.5	113.0	125.6	0.0986
4.5	15.9	31.8	47.7	63.6	79.5	95.4	111.3	127.2	143.1	159.0	0.1248
5	19.6	39.3	58.9	78.5	98.1	117.8	137.4	157.0	176.6	196.3	0.1541
5.5	23.7	47.5	71.2	95.0	118.7	142.5	166.2	190.0	213.7	237.5	0.1864
6	28.3	56.5	84.8	113.0	141.3	169.6	197.8	226.1	254.3	282.6	0.2218
6.5	33.2	66.3	99.5	132.7	165.8	199.0	232.2	265.3	298.5	331.7	0.2604
7	38.5	76.9	115.4	153.9	192.3	230.8	269.3	307.7	346.2	384.7	0.3020
7.5	44.2	88.3	132.5	176.6	220.8	264.9	309.1	353.3	397.4	441.6	0.3466
8	50.2	100.5	150.7	201.0	251.2	301.4	351.7	401.9	452.2	502.4	0.3944
8.5	56.7	113.4	170.1	226.9	283.6	340.3	397.0	453.7	510.4	567.2	0.4452
9	63.6	127.2	190.8	254.3	317.9	381.5	445.1	508.7	572.3	635.9	0.4991
9.5	70.8	141.7	212.5	283.4	354.2	425.1	495.9	566.8	637.6	708.5	0.5561
10	78.5	157.0	235.5	314.0	392.5	471.0	549.5	628.0	706.5	785.0	0.6162
11	95.0	190.0	285.0	379.9	474.9	569.9	664.9	759.9	854.9	949.9	0.7456
12	113.0	226.1	339.1	452.2	565.2	678.2	791.3	904.3	1017.4	1130.4	0.8874
14	153.9	307.7	461.6	615.4	769.3	923.2	1077.0	1230.9	1384.7	1538.6	1.2078
16	201.0	401.9	602.9	803.8	1004.8	1205.8	1406.7	1607.7	1808.6	2009.6	1.5775
18	254.3	508.7	763.0	1017.4	1271.7	1526.0	1780.4	2034.7	2289.1	2543.4	1.9966
20	314.0	628.0	942.0	1256.0	1570.0	1884.0	2198.0	2512.0	2826.0	3140.0	2.4649
22	379.9	759.9	1139.8	1519.8	1899.7	2279.6	2659.6	3039.5	3419.5	3799.4	2.9825
25	490.6	981.3	1471.9	1962.5	2453.1	2943.8	3434.4	3925.0	4415.6	4906.3	3.8514
28	615.4	1230.9	1846.3	2461.8	3077.2	3692.6	4308.1	4923.5	5539.0	6154.4	4.8312
32	803.8	1607.7	2411.5	3215.4	4019.2	4823.0	5626.9	6430.7	7234.6	8038.4	6.3101
36	1017.4	2034.7	3052.1	4069.4	5086.8	6104.2	7121.5	8138.9	9156.2	10173.6	7.9863
40	1256.0	2512.0	3768.0	5024.0	6280.0	7536.0	8792.0	10048.0	11304.0	12560.0	9.8596

Додаток 4

ЗНАЧЕННЯ коефіцієнтів α_m, ξ, ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0.01	0.996	0.008	0.35	0.860	0.241	0.69	0.724	0.400
0.02	0.992	0.016	0.36	0.856	0.247	0.70	0.720	0.403
0.03	0.988	0.024	0.37	0.852	0.252	0.71	0.716	0.407
0.04	0.984	0.031	0.38	0.848	0.258	0.72	0.712	0.410
0.05	0.980	0.039	0.39	0.844	0.263	0.73	0.708	0.413
0.06	0.976	0.047	0.40	0.840	0.269	0.74	0.704	0.417
0.07	0.972	0.054	0.41	0.836	0.274	0.75	0.700	0.420
0.08	0.968	0.062	0.42	0.832	0.280	0.76	0.696	0.423
0.09	0.964	0.069	0.43	0.828	0.285	0.77	0.692	0.426
0.10	0.960	0.077	0.44	0.824	0.290	0.78	0.688	0.429
0.11	0.956	0.084	0.45	0.820	0.295	0.79	0.684	0.432
0.12	0.952	0.091	0.46	0.816	0.300	0.80	0.680	0.435
0.13	0.948	0.099	0.47	0.812	0.305	0.81	0.676	0.438
0.14	0.944	0.106	0.48	0.808	0.310	0.82	0.672	0.441
0.15	0.940	0.113	0.49	0.804	0.315	0.83	0.668	0.444
0.16	0.936	0.120	0.50	0.800	0.320	0.84	0.664	0.446
0.17	0.932	0.127	0.51	0.796	0.325	0.85	0.660	0.449
0.18	0.928	0.134	0.52	0.792	0.329	0.86	0.656	0.451
0.19	0.924	0.140	0.53	0.788	0.334	0.87	0.652	0.454
0.20	0.920	0.147	0.54	0.784	0.339	0.88	0.648	0.456
0.21	0.916	0.154	0.55	0.780	0.343	0.89	0.644	0.459
0.22	0.912	0.161	0.56	0.776	0.348	0.90	0.640	0.461
0.23	0.908	0.167	0.57	0.772	0.352	0.91	0.636	0.463
0.24	0.904	0.174	0.58	0.768	0.356	0.92	0.632	0.465
0.25	0.900	0.180	0.59	0.764	0.361	0.93	0.628	0.467
0.26	0.896	0.186	0.60	0.760	0.365	0.94	0.624	0.469
0.27	0.892	0.193	0.61	0.756	0.369	0.95	0.620	0.471
0.28	0.888	0.199	0.62	0.752	0.373	0.96	0.616	0.473
0.29	0.884	0.205	0.63	0.748	0.377	0.97	0.612	0.475
0.30	0.880	0.211	0.64	0.744	0.381	0.98	0.608	0.477
0.31	0.876	0.217	0.65	0.740	0.385	0.99	0.604	0.478
0.32	0.872	0.223	0.66	0.736	0.389	1.00	0.600	0.480
0.33	0.868	0.229	0.67	0.732	0.392			
0.34	0.864	0.235	0.68	0.728	0.396			

$$\alpha_m = 0,8\xi(1-0,4\xi); \quad \zeta = 1-0,4\xi.$$

Додаток 5

Граничні значення відносної висоти стиснутої зони ξ_R

Бетон		Арматура					
Класи	ε_{cu3} , ‰	A240C	A400C	A500C	A500	B500	Bp-I
		$\varepsilon_{yk} = 1,07$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,74$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,17$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,29$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,19$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,88$ ‰
C8/10	3.38	0.760	0.660	0.617	0.595	0.607	0.643
C12/15	3.33	0.757	0.657	0.613	0.591	0.603	0.639
C16/20	3.23	0.751	0.650	0.606	0.584	0.596	0.632
C20/25	3.10	0.743	0.640	0.596	0.574	0.586	0.622
C25/30	3.00	0.737	0.633	0.588	0.566	0.578	0.615
C30/35	2.80	0.724	0.617	0.571	0.549	0.561	0.598
C32/40	2.64	0.712	0.603	0.557	0.534	0.547	0.584
C35/45	2.45	0.696	0.585	0.538	0.516	0.528	0.566
C40/50	2.31	0.683	0.570	0.524	0.501	0.513	0.551
C45/55	2.19	0.672	0.557	0.510	0.488	0.500	0.538
C50/60	2.06	0.658	0.542	0.495	0.472	0.485	0.523

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu3}}{\varepsilon_{cu3} + \varepsilon_{yk}}$$

Граничні значення коефіцієнта α_R

Бетон		Арматура					
Класи	$\varepsilon_{сиз}$, ‰	A240С	A400С	A500С	A500	B500	Bp-I
		$\varepsilon_{yk} = 1,07$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,74$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,17$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,29$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 2,19$ ‰	$\varepsilon_{yk} = 1,88$ ‰
C8/10	3.38	0.423	0.389	0.368	0.363	0.368	0.382
C12/15	3.33	0.422	0.387	0.367	0.361	0.366	0.381
C16/20	3.23	0.420	0.385	0.364	0.358	0.363	0.378
C20/25	3.10	0.418	0.381	0.360	0.354	0.359	0.374
C25/30	3.00	0.416	0.378	0.356	0.351	0.356	0.371
C30/35	2.80	0.411	0.372	0.349	0.343	0.348	0.364
C32/40	2.64	0.407	0.366	0.343	0.337	0.342	0.358
C35/45	2.45	0.402	0.358	0.334	0.328	0.333	0.350
C40/50	2.31	0.397	0.352	0.327	0.321	0.326	0.344
C45/55	2.19	0.393	0.346	0.321	0.315	0.320	0.338
C50/60	2.06	0.388	0.340	0.314	0.307	0.312	0.331

$$\alpha_R = 0,8 \xi_R (1 - 0,4 \xi_R).$$

Додаток 6

Класи наслідків (відповідальності) об'єктів [4, п. 5.1.5]

Клас наслідків (відповідальності) об'єкта	Характеристики можливих наслідків відмови об'єкта				
	Можлива небезпека, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Припинення функціонування лінійних об'єктів інженерно-транспортної інфраструктури, об'єктів комунікацій, зв'язку, енергетики та інженерних мереж, рівень
	Для здоров'я і життя людей, які постійно перебувають на об'єкті	Для здоров'я і життя людей, які періодично перебувають на об'єкті	Для життєдіяльності людей, які знаходяться зовні об'єкта		
СС3 значні наслідки	понад 400	понад 1000	понад 50 000	понад 50 000	загальнодержавний
СС2 середні наслідки	понад 50 до 400 включно	понад 100 до 1000 включно	понад 100 до 50 000 включно	понад 2 500 до 50 000 включно	регіональний, місцевий
СС1 незначні наслідки	до 50 включно	до 100 включно	до 100 включно	до 2 500 включно	об'єктовий
<p>Примітка 1. Вважається, що на об'єкті постійно перебувають люди, якщо вони перебувають там більше ніж вісім годин на добу і не менш ніж 150 днів на рік (загалом не менше 1200 годин за рік). Особами, що періодично відвідують об'єкт, вважаються ті, що заповнюють його не більше восьми годин на добу протягом не більше ніж 150 днів на рік (загалом від 450 до 1200 годин за рік). Можливою небезпекою для життєдіяльності людей є ймовірне порушення нормальних умов життєдіяльності більш ніж на три доби відповідно [3].</p> <p>Примітка 2. Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [1]</p> <p>Примітка 3. Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється [2].</p>					

Додаток 7

Строк експлуатації будівель та інженерних споруд [4, п. 5.3.2]

Найменування	Орієнтовне значення розрахункового строку експлуатації T_{ef} , років
Будівлі:	
житлові та громадські	100
виробничі та допоміжні	60
складські	60
сільськогосподарські	50
мобільні збірно-розбірні (у тому числі промислові, житлові та інші)	20
мобільні контейнерні	15
Інженерні споруди:	
мости, в залежності від типу	80-100
греблі	120
тунелі	120
резервуари для води	80
резервуари для нафти і нафтопродуктів	40
резервуари для хімічної промисловості	30
ємнісні конструкції для силких матеріалів	20-30
башти і щогли, в залежності від призначення	20-40
димові труби	30
теплиці	30
Примітка. Наведені значення T_{ef} не призначені для нарахування амортизаційних відрахувань або для інших цілей, відмінних від оцінювання надійності.	

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1.
2. ДСТУ Б В.2.6.-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
3. ДСТУ 3760-2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій.
4. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі Зміною № 1.
5. ДБН В.1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
6. Eurocode-2: Design of concrete structures. – Part 1-1: General rules and rules for building: EN 1992-1-1. – [Final draft, december, 2004]. – Brussels: CEN, – 2004. – 225 p. – Європейський стандарт.
7. Uzhehova O.A., Uzhegov S.O., Rothko S.V., Kislyuk D.Ya., Samchuk V.P. Calculation of elements of reinforced concrete structures: monograph. Lutsk: LNTU, 2023. 161 p.
8. Ротко С.В., Ужегова О.А., Задорожнікова І.В., Кислюк Д.Я., Ужегов С.О. Залізобетонні конструкції: Навчальний посібник / Луцьк: ЛНТУ, 2021. – 404 с.
9. <http://postroy.net.ua/> – форум будівельників та проєктантів.

ЗМІСТ

Передмова	3
1. Основи проектування	4
2. Матеріали для бетонних та залізобетонних конструкцій. Бетон	9
3. Матеріали для бетонних та з/б конструкцій. Арматура	10
4. Розрахунок за міцністю нормальних перерізів згинальних елементів	12
5. Визначення несучої здатності нормальних перерізів	27
6. Розрахунок за міцністю похилих перерізів згинальних елементів ...	39
7. Стиснуті елементи	55
Додатки	80
Список використаної літератури	88

Конструкції будівель та споруд [текст] (частина II): методичні вказівки до практичних занять для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти освітньо-професійної програми «Архітектура та містобудування» галузі знань 19 Архітектура та будівництво (G Інженерія, виробництво та будівництво) спеціальності 191 (G17) Архітектура та містобудування денної форми навчання / уклад. О.А. Ужегова, С.О. Ужегов – Луцьк: ЛНТУ, 2025. – 90 с.

Комп'ютерний набір та верстка: О.А. Ужегова

Редактор: О.А. Ужегова

Підп. до друку «__» _____ 2025 р. Формат 60x84/16. Папір офс.
Гарнітура Таймс. Ум. друк. арк. 5,6.
Тираж 50 прим.

Відділ іміджу та промоції
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75