

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНИЙ
ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

А. В. БІЛЬЧЕНКО

ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ

Конспект лекцій

Затверджено
методичною радою університету
протокол № 2 від “8” 12 1999 р.

Харків ХДАДТУ 2000

З М І С Т

Передмова

Лекція 1. Загальні відомості про залізобетон. Історія розвитку. Класифікація, достоїнства та недоліки

Лекція 2. Матеріали, які використовуються у залізобетонних елементах

Лекція 3. Розрахунок залізобетонних елементів. Методи розрахунків. Розрахунок з одиночною арматурою

Лекція 4. Практичні задачі при розрахунку залізобетонних елементів з одиночною арматурою. Розрахунок залізобетонного елемента з подвійною арматурою

Лекція 5. Розрахунок залізобетонного елемента таврового перерізу

Лекція 6. Розрахунок залізобетонного елемента за похилими перерізами

Лекція 7. Практичні задачі при розрахунку елементів за похилими перерізами. Епюра матеріалів залізобетонних елементів

Лекція 8. Попередньо-напружені залізобетонні елементи

Лекція 9. Розрахунок залізобетонних попередньо-напружених елементів за міцністю

Список літератури

Конспекти лекцій складено для студентів спеціальностей 7.092105, 7.092106 «Автомобільні дороги та аеродроми», «Мости та транспортні тунелі».

Лекції побудовано таким чином: тема, план лекції, текст і запитання для самоперевірки. Тексти лекцій унаочнені рисунками.

Лекції базуються на вивченому матеріалі з дисциплін: «Опір матеріалів», «Будівельна механіка» та «Будівельні матеріали».

Запитання для самоперевірки складені таким чином, щоб студент зміг зрозуміти підстави розрахунків та конструювання залізобетонних конструкцій, самостійно розібратися з питанням розрахунку елементів. Текст лекцій – це перший розділ курсу «Будівельні конструкції».

Л е к ц і я 1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗАЛІЗОБЕТОН. ІСТОРІЯ РОЗВИТКУ. КЛАСИФІКАЦІЯ, ДОСТОЇНСТВА ТА НЕДОЛІКИ

П л а н

- 1.1. Загальні відомості про залізобетон.
- 1.2. Історія розвитку науки і техніки у галузі залізобетону. Роль російських та українських вчених у розвитку науки про залізобетонні конструкції.
- 1.3. Залізобетон – як матеріал. Можливості створення цього матеріалу.
- 1.4. Основні вимоги, які висувають до залізобетону, класифікація, достоїнства та недоліки.

1.1. Загальні відомості про залізобетон

Дисципліна «Будівельні конструкції» вивчає теорію, розрахунки та правила експлуатації будівель та споруд різних систем і різні будівельні матеріали. Курс базується на знаннях опору матеріалів, будівельної механіки, будівельних матеріалів, основ, фундаментів та архітектури промислових будівель.

Дисципліна складається з двох розділів:

1. Залізобетонні конструкції.
2. Металеві конструкції, дерево та пластмаси.

У наш час для виготовлення будівельних конструкцій у промисловому будівництві використовуються:

залізобетон	- 75 %
цегляна кладка	- 16 %
метал	- 2 %
дерево та пластмаси	- 7 %

Таким чином, основна маса конструкцій виготовляється із залізобетону, тому вивченню цього розділу приділяється велика увага. Питання розрахунку залізобетонних конструкцій та їх спорудження є найбільш складним у галузі проектування та будівництва промислових будівель; і від його успішного розв'язання, у значній мірі, залежить вартість споруди в цілому, надійність її в експлуатації. Задачі, поставлені перед будівельниками, нерозривно пов'язані з підвищенням рівня індустріалізації будівельного виробництва та якості конструкцій. Студенти, які починають вивчати курс залізобетонних конструкцій, вже засвоїли принципи об'ємно-планувальних рішень будов та споруд і знають визначення їх геометричних параметрів.

1.2. Історія розвитку науки і техніки у галузі залізобетону.

Роль російських та українських вчених у розвитку науки про залізобетонні конструкції

Виникнення залізобетону викликане періодом прискороного розвитку промисловості, торгівлі та транспорту у другій половині XIX сторіччя, коли постала необхідність у будівництві великої кількості фабрик, заводів, мостів, портів та інших споруд. Технічні можливості виробництва залізобетону вже були: цементна промисловість та чорна металургія були досить розвинуті.

Протягом усієї історії людство будувало споруди з каменю та дерева. З розвитком металургії у XVII та XVIII сторіччях почали використовувати чавун для стиснутих елементів. А сталь почали використовувати тільки в XIX сторіччі. Раніше сталь використовувалася тільки для виготовлення зброї, тому що вона була дуже дорога. З розвитком ливарного виробництва сталь перестала бути рідкісним матеріалом, але залишилася все ж таки дорогим матеріалом навіть у наш час.

Поєднав бетон і сталь у 1864 році французький садівник, він виготовляв форми для квітів і здогадався свій винахід запатентувати. Це і є точка відрахунку винаходу залізобетону, хоча конструкції з армованого цементу вже застосовувались у Франції (Ламбо, 1850, Куаньє, 1854), Англії (Уілкісон, 1854). Але минуло майже 20 років, поки цей винахід почали застосовувати у будівництві. Тільки у 1885 році зареєстровано перші залізобетонні будівельні конструкції. З цього часу залізобетон почав швидко поширюватися і витісняти інші будівельні матеріали.

Створення перших теоретичних основ розрахунку залізобетону та принципів його конструювання пов'язане з роботами таких інженерів як Консидера, Геннебіка (Франція) Кеннена, Мерша (Німеччина). До кінця XIX сторіччя склалась теорія розрахунків залізобетону за допустимими напруженнями, яка заснована на принципах опору матеріалів.

У Росії розвиток залізобетону пов'язаний з дослідженнями професора Белелюбського Н. А. (з 1885 р.), Абрамова Н. Н., Некрасова Н. Н.

З розвитком будівництва виявлялися недоліки залізобетону як поєднання двох лінійно-деформованих матеріалів за умовно допустимими напруженнями. В кінці 1931 року А. В. Лолейт висунув принципи нової теорії розрахунків залізобетону за руйнівними силами. Основою цієї теорії є те положення, що при згині залізобетонної балки, внаслідок розвитку пластичних деформацій в арматурі та бетону у стадії руйнування, напруження досягають граничних значень, що й визначає руйнівний момент. На підставі теорії розрахунків залізобетону за руйнівними силами у 1956 році професором Гвоздьєвим А. А. була запропонована нова теорія розрахунків за граничними станами, якою користуються зараз.

Застосування залізобетонних конструкцій у будівництві в нашій країні можна розподілити на два періоди, у залежності від інтенсивності впровадження.

Перший період закінчився 1945-1946 року. У цей період залізобетон застосовували, в основному, в промисловому та гідротехнічному будівництві у вигляді монолітних елементів або споруд у цілому.

Другий період почався після Великої Вітчизняної війни і продовжується до цього часу. Він характеризується широким та інтенсивним застосуванням залізобетону не тільки у промисловому, але й у цивільному житловому, транспортному, дорожньому та сільськогосподарському будівництві.

Застосування збірного залізобетону зробило переворот у будівельній техніці. Значного прогресу було досягнуто і в галузі розрахунків залізобетонних конструкцій. Організовано проектування типових конструкцій, створено номенклатуру уніфікованих та типових залізобетонних виробів масового виробництва.

1.3. Залізобетон – як матеріал. Можливості створення цього матеріалу

Залізобетоном називається будівельний матеріал, в якому по'єднані у монолітне ціле бетон та сталь (тобто арматура). Чому ж тоді називаємо залізобетон, а не сталобетон? Це пов'язано з розвитком науки та техніки XIX сторіччя, коли будь-який сталевий метал називали залізом. Але ми знаємо, що залізо у чистому вигляді може існувати тільки у лабораторних умовах, а будь-яка суміш заліза з іншими хімічними елементами - це вже сталь.

Що ж дало змогу по'єднати такі, здається, різні елементи як камінь (бетон) та сталь?

Спільна робота заліза та бетону можлива тільки завдяки таким їх властивостям:

1. Однаковому коефіцієнтові лінійного розширення бетону та сталі:
для бетону - 0,00001 - 0,000015;
для сталі - 0,000012.

Сама природа зумовила, щоб людство колись використало цей фактор і створило штучний матеріал.

2. Властивість зчеплення, або її ще називають – властивість склеювання, між бетоном та поверхнею арматури, яке виникає при твердінні бетону.
3. Захищеність сталевих арматур від корозії.

Які ж іще властивості дозволяли залізобетону швидко розвиватися і витіснити інші будівельні матеріали? Ось вони:

1. Бетон, крім сталі, складається з місцевих будівельних матеріалів: щебню, піску, води.
2. Бетон – це штучний камінь, який створюється за звичайних температурних і вологісних умов.

3. За міцністю він не дуже відрізняється від природних каменів і цілком задовольняє потреби будівництва.

Раніше було сказано, що залізобетон – це поєднання бетону та сталі у монолітне ціле. Виникає запитання, скільки необхідно сталі, щоб виготовити залізобетонний елемент.

Роздивимося зігнутому під навантаженням балку. Через опір матеріалів у поперечному перерізі балки виникнуть стиснута та розтягнута зони. В умовах пружного матеріалу ці зони однакові. Залізобетон не належить до пружного матеріалу, бо, як і природний камінь, бетон лише дуже добре працює на стиск і дуже погано – на розтяг. Це знали наші далекі предки, тому камінь у конструкціях будівель ставили працювати тільки на стиск. Для цього над вікнами та дверима робили арки або замки. Камінь на стиск працює в 10-20 разів краще, ніж на розтяг. Таким чином, у нашому випадку зона стиску у бетонній балці повинна бути в 10 разів меншою, ніж зона розтягу, тоді конструкція буде у рівновазі. Це збільшує габарити конструкції та її власну вагу. Щоб уникнути цього, у розтягнену зону ставлять сталевий стержень, який сприймає всю розтягувальну силу. Для урівноваження стиснутої та розтягнутої зон необхідно поставити 2 - 3% площі арматури від загальної площі бетонного перерізу. Цей фактор і зумовив економічність залізобетону та його широке застосування.

1.4. Основні вимоги, які висувають до залізобетону, класифікація, достоїнства та недоліки

Перш за все перерахуємо ті основні достоїнства, які надали змогу залізобетону стати основним будівельним матеріалом у наш час:

1. Достатня для практичних цілей міцність та жорсткість, при цьому міцність з часом стає ще більшою.

2. Довговічність, яка може бути при щільному бетоні та достатній величині захисного шару.

3. Вогнестійкість; звичайний бетон витримує температуру до 200-400 °С.

4. Можливість надання будь якої форми та окреслення.

5. Дуже низькі витрати в процесі догляду за конструкціями під час експлуатації.

6. Можливість індустріалізації, тобто виготовлення конструкцій на заводах.

Недоліки:

1. Дуже велика теплопровідність.

2. Дуже велика звукопровідність.

3. Велика власна вага, що впливає на енергозатрати.

Класифікація залізобетонних конструкцій.

1) В залежності від технології виготовлення, залізобетон може бути:

а) збірним;

б) монолітним;

в) збірно-монолітним.

- 2) В залежності від стану арматури:
 - а) звичайний залізобетон;
 - б) залізобетон з попереднім напруженням арматури.
3. В залежності від функціонального призначення:
 - а) залізобетон, який застосовується для виготовлення несучих конструкцій,
 - б) залізобетон, який застосовується для виготовлення обгороджувальних конструкцій;
 - в) залізобетон, який застосовується для гідротехнічних конструкцій.

Основні вимоги, які висувають до залізобетону:

1. Залізобетонний елемент повинен мати визначену щільність, проектну міцність бетону та сталі.
2. Арматурний каркас або сітка повинні займати у поперечному перерізі проектне положення.
3. Для залізобетонних конструкцій мінімально допустимий проектний клас за міцністю на стиск важкого бетону – В12,5, бетону на ніздрюватих заповнювачах та пористого - В10.
4. Строк твердіння бетону, при якому досягається його проектний клас за міцністю, сягає 28 діб, але передаточна міцність повинна складати не менше 70% проектної марки бетону.
5. Проектна марка арматури визначається її класом, способом виробництва, діаметром та технологією виготовлення.

Запитання для перевірки

1. Основні етапи розвитку залізобетонних конструкцій.
2. Коли і які вчені Росії були авторами розробки теорії розрахунків залізобетонних конструкцій?
3. Які фактори дали змогу з'єднати в монолітне ціле бетон та сталь?
4. Які достоїнства та недоліки залізобетонних конструкцій?
Скільки арматури розподіляється у поперечному перерізі залізобетонного елемента?

Л е к ц і я 2. МАТЕРІАЛИ, ЯКІ ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТАХ

П л а н

- 2.1. Бетон: загальні відомості, класифікація, структура.
- 2.2. Міцність, класи та марки бетонів, визначення фізико-механічних характеристик; види міцності.
- 2.3. Деформативність бетонів, види деформативності та їх характеристика. Усадка та повзучість.
- 2.4. Арматура: загальні відомості, класифікація.
- 2.5. Міцність, фактори які впливають на неї, визначення класу арматури.
- 2.6. Властивості арматурних сталей.
- 2.7. Конструктивні вимоги до виготовлення залізобетонних елементів.

У лекції будуть розглянуті питання застосування бетону та арматури для створення залізобетонних конструкцій, визначення їх фізико-механічних характеристик для подальшого розрахунку залізобетонних елементів та вплив на ці характеристики різних факторів.

2.1. Бетон: загальні відомості, класифікація, структура

Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій повинен мати визначені, задані наперед фізико-механічні властивості:

1. Необхідну міцність.
2. Добре зчеплення з арматурою.
3. Достатню щільність для захисту арматури від корозії.

В залежності від умов експлуатування бетон повинен задовольняти спеціальним вимогам:

- а) морозостійкість;
- б) жаростійкість;
- в) корозієстійкість.

Класифікація бетонів.

1. У залежності від питомої ваги бетони бувають:

- а) важкі (питома вага 2200-2500 кг/м³);
- б) легкі (питома вага 1800-2000 кг/м³);
- в) ніздрюваті (питома вага 800-1000 кг/м³).

Важкий бетон виготовляється із крупнозернистого заповнювача - граніту, лабрадориту, тощо.

Легкий бетон - це бетон, у якому крупнозернистий заповнювач виготовлено із керамзиту.

У ніздрюватого бетону крупнозернистого заповнювача немає зовсім. Прикладом може бути пінобетон, де спеціальні хімічні добавки утворюють піну, що застигає при твердінні.

2. В залежності від умов твердіння бетони бувають:

- а) природного твердіння;
- б) бетони з термовологою обробкою (t + вологість);
- в) автоклавна обробка (t + вологість + тиск).

3. За зерновим складом:

- а) крупнозернисті;
- б) дрібнозернисті.

2.2. Міцність, класи та марки бетонів, визначення фізико-механічних характеристик; види міцності

На міцність бетону впливає багато факторів:

а) зерновий склад – його підбирають таким чином, щоб об'єм пустот у суміші заповнювачів був найменшим;

б) міцність заповнювачів та характер їх поверхні залежить від жорсткої поверхні заповнювачів, завдяки чому підвищується їх зчеплення з цементним розчином, тому бетон на щебені має більшу міцність, ніж на гравії;

в) марка цементу та його кількість. Для виготовлення бетону визначеної міцності цемент беруть на одну марку вище марки бетону (класу);

г) кількість води. Цей параметр характеризується В/Ц відношенням, а також зручноукладністю. Для хімічної реакції води з цементом досить В/Ц= 0,2, але це буде жорсткий розчин. Тому на практиці беруть бетони з В/Ц = 0,4, при цьому втрачається міцність. При твердінні зайва вода з розчину випаровується і залишаються пори. Кількість пор в одному об'ємі впливає на міцність. Тому чим більше В/Ц відношення, тим менша міцність;

д) необхідна щільність бетону досягається підбором зернового складу та високоякісним ущільненням за допомогою вібраторів. Збільшення щільності можна досягти за допомогою пластифікаторів, які у розчині заповнюють пори. Пори займають до 1/3 усього об'єму бетону.

Класи та марки бетону.

В залежності від призначення залізобетонних конструкцій та умов їх експлуатації встановлюють наступні класи та марки бетону.

Класи бетону:

Клас бетону за міцністю на осьовий стиск - "В"

Клас бетону за міцністю на осьовий розтяг - "В_t"

В залежності від цих двох класів обчислюють міцність за емпіричними залежностями:

на динамічну дію;

на багатоповторну дію;

на зсув;

на сколювання;
на згин.

Марки бетону.

Марка бетону за морозостійкістю “Z” береться для конструкцій, які зазнають у вологому стані дії перемінного заморожування та відтавання.

Марка за водонепроникністю “W” береться для гідроспоруд та гребель.

Марка за щільністю “D”, якщо пред’являються вимоги теплоізоляції.

Класом бетону за міцністю на осьовий стиск “B” називаємо тимчасовий опір стиску бетонних кубів з розмірами 15x15x15 см, випробуваних через 28 діб при температурі 20° з урахуванням статичної перемінної міцності.

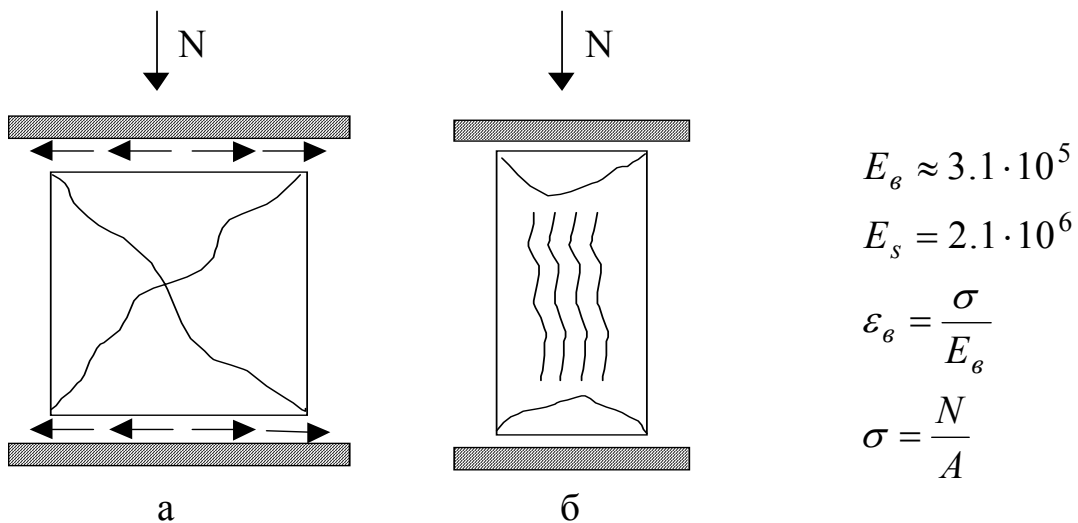


Рис. 1. Характер руйнування зразків

Така картина руйнування кубика буде через те, що на площах контакту бетону та сталі відбуваються деформації стримування і з відстанню вони зменшуються (рис. 1 а) тому, що модуль пружності бетону $\approx E_g = 3,1 \cdot 10^5$, а арматури $2,1 \cdot 10^6$, $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$. Щоб зменшити вплив металевих пластин на бетон кубика необхідно зменшити сили тертя металу по бетону.

Якщо змастити пластини маслом або покласти парафін чи резину, тертя зменшиться, але не зникне зовсім. Якщо допустити, що тертя зовсім немає, тоді руйнування буде таким, як на рис.1 б. Таким чином, випробовуючи кубики, ми одержуємо змішану міцність. Щоб одержати руйнування чистого бетону, необхідно випробувати призму за тією ж методикою (рис.1а). Вплив металевих пластин буде, але на малу відстань.

В середній частині призми бетон руйнується без впливу металевих частин, і це буде його міцність R_g , яка називається нормативною.

Щоб зменшити витрати цементу, на практиці випробовують кубики, а потім за таблицями визначають призмову міцність. Ці таблиці складені науково-дослідними інститутами.

А тепер зупинимось на історії розвитку випробування міцності бетону, і чому кубик має розміри сторін по 15 см. До війни у нашій країні випробувався кубик 20 см, і ця міцність була дуже близька до міцності у будівельних конструкціях. Але після війни для відродження країни необхідно було дуже багато цементу і викидати на вітер мільйони тонн цементу було надто дорого. Тому при визначенні міцності бетону перейшли до кубиків 10 см. Це у вісім раз менше, ніж кубик 20 см.

При цьому міцність завищувалась у конструкціях будов, що призводило до руйнування конструкцій. Так продовжувалось до 1962 р, поки за БНІП 1975 року було визначено зразки з розміром сторін 15x15x15 см.

При випробуванні призм ми одержуємо нормативну міцність бетону, яка дорівнює величині, одержаній при випробуванні, помноженій на коефіцієнт надійної ймовірності, що враховує велику кількість випробувань.

Таким чином, коли визначають міцність за таблицями, то необхідно брати розрахункову міцність, яка враховує ще коефіцієнт надійності (для

$$\text{бетону } \approx 1,3) \quad R = \frac{R_{\epsilon}^H}{R_{\epsilon}}$$

Розглянемо, як визначається міцність на розтяг.

Виготовляються вісімки та розриваються на устаткуваннях, одержуємо нормативну міцність, далі враховуємо коефіцієнт надійності.

2.3 Деформативність бетонів, види деформативності та їх характеристика. Усадка та повзучість

Якщо візьмемо класичну формулу $\epsilon = \frac{\sigma}{E}$, то σ є гранична величина

R_{ϵ} .

E - модуль пружності матеріалу - практично не міняється, тоді розглянемо деформації бетону.

Деформації бетону, в залежності від причин їх виникнення, ділять на силові деформації та об'ємні деформації:

1. Силові деформації:
 - а) деформації від короткочасного навантаження,
 - б) деформації від довгочасного навантаження.
2. Об'ємні деформації (усадка, температурні деформації).

Необхідно знати, що бетон не підкоряється або лише частково підкоряється законам теорії пружності, тому при розрахунках залізобетонних конструкцій слід враховувати пластичні деформації (рис.2).

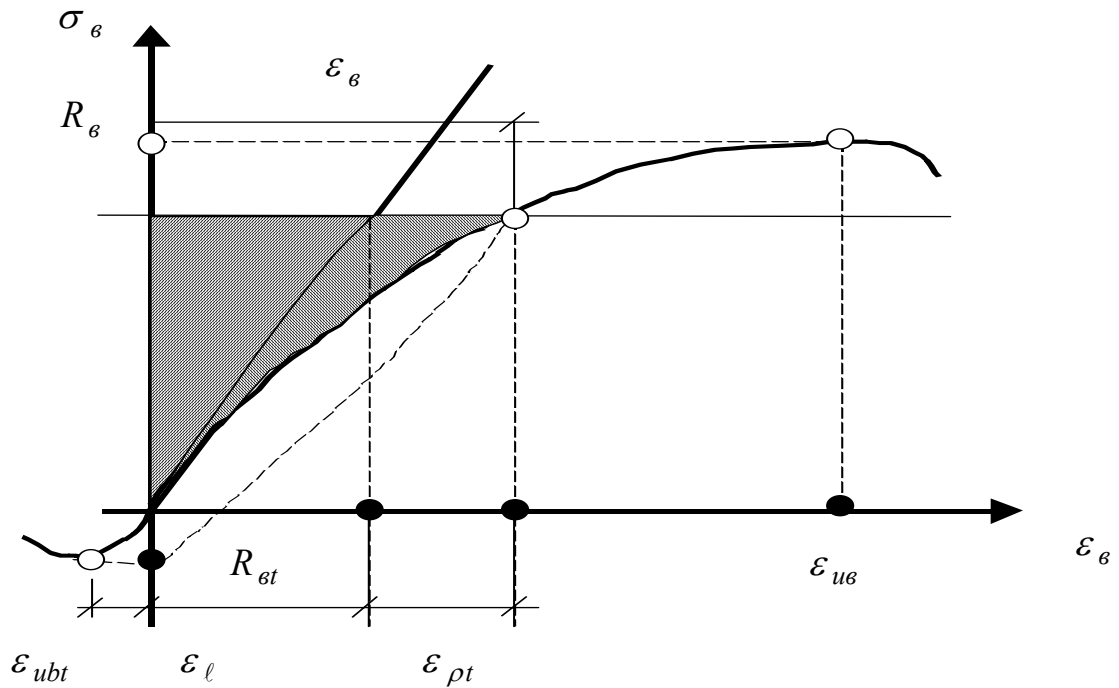


Рис. 2. Деформативність бетону при стискуванні

Бетону властиве нелінійне деформування (рис.2.). Починаючи з малих напружень, у ньому, крім пружних деформацій ε_e , розвиваються пластичні деформації ε_{pt} .

Бетон має властивість зменшуватися в об'ємі при твердінні у звичайному повітряному середовищі. Ці деформації називаються усадкою. Як правило, усадка бетону відбувається найбільш інтенсивно в початковий період, а далі вона затухає. Чим менша вологість навколишнього середовища, тим більше усадкових деформацій.

Властивість бетону, яка характеризується збільшенням непружних деформацій протягом деякого часу при постійному напруженні, називається повзучістю бетону. Деформації повзучості можуть у 3-4 рази перевищувати пружні деформації. Природа повзучості бетону пов'язана з його структурою, тривалим процесом кристалізації та зменшенням кількості гелю при твердінні цементного каменю.

2.4. Армування: загальні відомості, класифікація

У нашій країні для армування використовується гнучка армування (стержні та дрот) і жорстка армування (прокатні елементи).

Класифікація армування.

1. В залежності від технології виготовлення армування буває :
 клас А - гарячекатана стержньова;
 клас В - холоднотягнута дротяна.
2. За формою поверхні

- а) гладка;
- б) періодичного профілю.

Ребра в арматурі періодичного профілю можуть бути розподілені у гвинтовому напрямку або ялинкою.

3. За засобом попереднього напруження:
 - а) ненапружена;
 - б) попередньо напружена.
4. За міцністю:
 - а) звичайна А I, В I;
 - б) високоміцна В II, В_pII.
5. За твердістю:
 - а) м'яка А I, В I;
 - б) тверда АII, АIII, А IV, AV, AVI;
В II В_pII.
6. За призначенням:
 - а) робоча;
 - б) конструктивна;
 - в) монтажна.

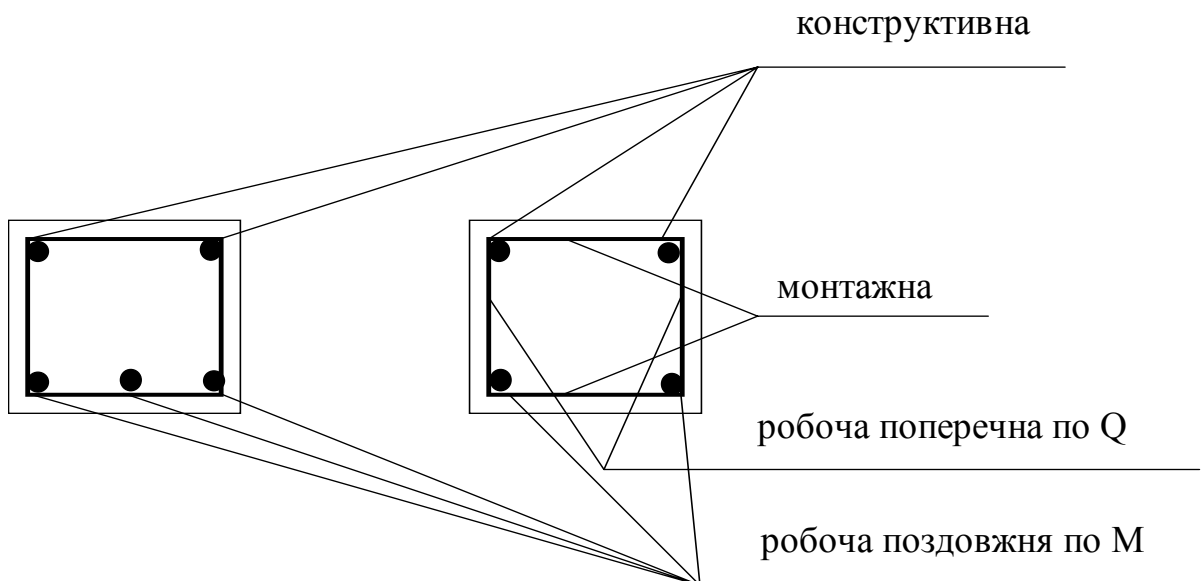


Рис.3 . Види арматури за призначенням

Робоча арматура ставиться за розрахунком по М та Q.

Конструктивна арматура ставиться для з'єднання стиснутої зони бетону з розтягнутою зоною в одне монолітне ціле, щоб ці два матеріали діяли як одне ціле.

Монтажна арматура ставиться на період виготовлення каркасу.

2.5. Міцність, фактори які впливають на неї, визначення класу арматури

Характеристики міцності та деформацій арматурних сталей визначають за діаграмою $\sigma_s - \varepsilon_s$, яку одержують в результаті випробування зразків на

розтяг. Гарячекатана арматурна сталь, яка має на діаграмі площадку текучості, має значне подовження після розриву – до 25% (м'яка сталь) (рис.4)

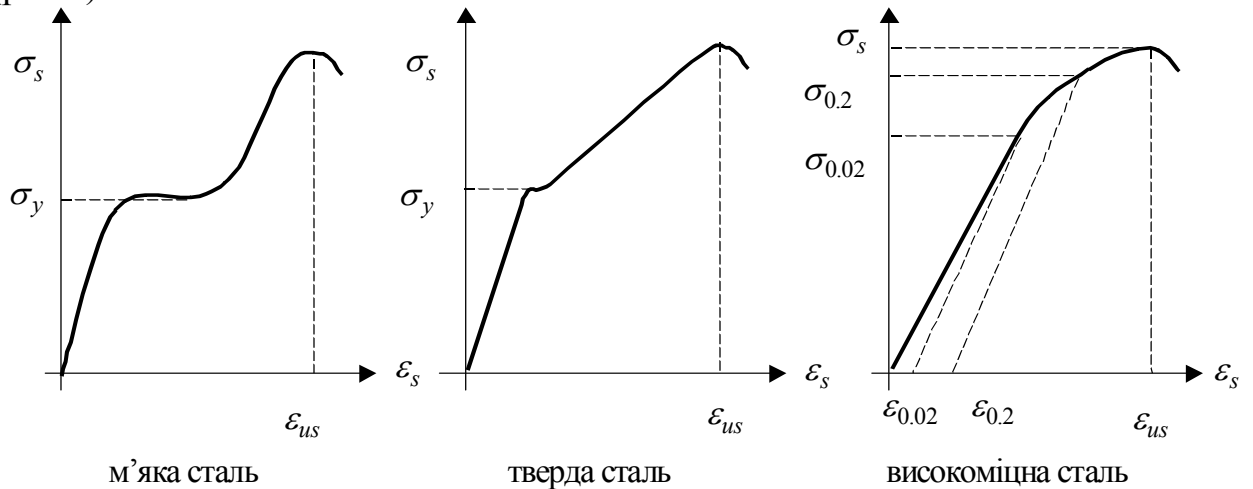


Рис. 4. Деформативність різних видів сталі

Збільшення міцності гарячекатаної арматурної сталі та зменшення подовження при розриві досягається введенням у її склад вуглецю та різних легуючих домішок: марганцю, кремнію, хрому, нікелю та ін. Вміст вуглецю більше, ніж на 0,3 ÷ 0,5% знижує пластичність та зварюваність сталі. Марганець збільшує міцність сталі без зниження її пластичності і т.д.

Суттєвого збільшення міцності гарячекатаної арматурної сталі досягають термічним зміцненням або холодним деформуванням. При термічному зміцненні здійснюється загартування арматурної сталі.

Високолеговані та термічно зміцнені арматурні сталі в пластичну стадію переходять поступово, що характеризується відсутністю площадки текучості. Для цих сталей установлюють умовну межу текучості – напруження $\sigma_{0,2}$, при якому залишкові деформації складають 0,2%, а також умовну межу пружності $\sigma_{0,02}$, при якій залишкові деформації дорівнюють 0,02%.

Витяжка у холодному стані дозволяє одержувати високу міцність стержнів великого діаметра. Багаторазове волочіння (через декілька послідовно зменшуваних у діаметрі отворів) у холодному стані дозволяє одержувати високоміцний дріт. При цьому тимчасовий опір значно збільшується, а подовження при розриві стають малими (4-6%) (рис. 4).

За нормативний опір арматури R_s^H і беруть найменші контрольовані значення межі текучості фізичного або умовного (0,2%), для дротяної арматури – тимчасовий опір розриву. Забезпеченість значень нормативного опору арматури, тобто їх надійна ймовірність береться 95-97%. Розрахунковий опір арматури R_s визначають діленням нормативного опору на коефіцієнт надійності K_s .

$$R_s = \frac{R_s H}{K_s} .$$

Далі розрахунковий опір зменшують на коефіцієнт умови роботи m_s , який враховує неповне використання міцності арматури, в разі нерівномірного розподілу напружень по перерізу, умов анкерування і т. д. Розрахунковий опір на стиск R_{3s} беруть R_s , але не більший, ніж 4000 кг/см^2 .

2.6. Властивості арматурних сталей

1. Пластичні властивості арматурних сталей мають велике значення для роботи залізобетонних конструкцій під навантаженням. Арматурна сталь має достатню пластичність, якщо при випробуванні її на згин у холодному стані навколо оправки, товщиною, що дорівнює 3 або 5 діаметрів стержня, вона не ламається.

Зниження пластичних властивостей може стати причиною раптового розриву арматури в конструкції під навантаженням.

2. Зварюваність арматурних сталей - характеризується надійністю з'єднання, відсутністю тріщин та інших вад металу в швах та прилеглих зонах. Зварюваність має важливе значення для механізованого виготовлення зварних сіток та каркасів, стискування стержнів та закладних деталей.

3. Холодноломкість або схильність до крихкого руйнування під навантаженням при від'ємних температурах (нижче за мінус 30°C).

4. Утомне руйнування арматурної сталі - спостерігається під час дії багаторазового повторюваного навантаження і має характер крихкого руйнування.

5. Динамічна міцність арматурної сталі - спостерігається при навантаженнях великої інтенсивності, що діють на споруду дуже короткий відрізок часу. В умовах великої швидкості деформування арматура працює пружно при напруженнях, які перевищують фізичну межу текучості, а пластичні деформації запізнюються. Менше динамічне зміцнення виявляється на умовній межі текучості високоміцного дроту.

6. Реологічні властивості сталі характеризуються релаксацією та повзучістю. Повзучість зростає з підвищенням напружень та зростанням температури. Релаксація або зменшення напружень при постійній довжині, залежить від механічних властивостей сталей та їх хімічного складу, технології виготовлення та умов застосування.

2.7. Конструктивні вимоги до виготовлення залізобетонних елементів

1. Для армування залізобетонних конструкцій застосовують стержньову арматуру діаметром 10-40 мм, дротяну діаметром 3-8 мм та арматурні вироби з них.

2. Для армування залізобетонних конструкцій без попереднього напруження слід застосовувати арматурну сталь класу АІІ, звичайний арматурний дріт діаметром 3-5 мм класу В1, тільки для зварних сіток та каркасів допускається використовувати сталі класів АІІ та А1.

3. Захисний шар повинен бути у балках не менше, ніж 20 мм та не менший діаметра робочої арматури.

4. Відстань між стержнями у першому ряду повинна бути не меншою, ніж 25 мм та не меншою діаметра арматури. Те ж саме щодо висоти перерізу; у другому ряді - 50 мм.

5. Кількість арматурних стержнів повинна бути два, максимум три ряди. Тільки при такій кількості рядів робоча висота змінюється не набагато.

6. Якщо висота каркасу більша, ніж 60 см, ставиться допоміжний конструктивний стержень.

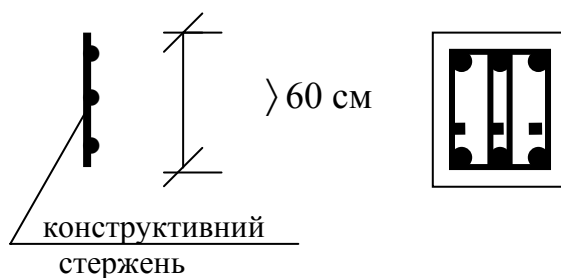


Рис. 5. Конструктивні вимоги при армуванні балок
(пункт 6, пункт 7)

7. Один поперечний хомут може охоплювати тільки 5 стержнів.
8. За засобами з'єднання арматурних стержнів у один каркас:
 - а) зварні;
 - б) в'язані.
9. При повздовжньому з'єднанні стержнів може бути два випадки:
 - а) при зв'язуванні стержнів величина напустку повинна бути 30 d;
 - б) при зварюванні напусткою або в стик

Запитання для самоперевірки

1. Як розподіляються бетони за різними ознаками?
2. Які існують три основних види бетонів?
3. Які основні види зразків застосовують для випробування бетону на

стиск та розтяг?

4. Як впливають розміри зразків на міцність бетону при стискуванні?
5. Які існують в нормах класи та марки бетону?
6. Який вигляд має діаграма $\varepsilon - \sigma$ бетону при одноразовому короткочасному навантаженні?
7. Яке призначення стальної арматури у залізобетоні? Як армують балки та колони?
8. Яка існує класифікація арматурних сталей?
9. Що таке фізична межа текучості сталі, умовна межа текучості?
10. Як впливає хімічний склад арматурних сталей на їх механічні властивості?
11. Які властивості мають арматурні сталі?

Л е к ц і я 3 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ. МЕТОДИ РОЗРАХУНКІВ. РОЗРАХУНОК З ОДИНОЧНОЮ АРМАТУРОЮ

П л а н

- 4.1. Методи розрахунків.
- 4.2. Стадії напружено-деформованого стану залізобетонного елемента.
- 4.3. Розрахунок залізобетонного елемента з одиночною арматурою за міцністю.

3.1. Методи розрахунків

Повернемося до історії розвитку залізобетону.

В кінці минулого сторіччя, коли залізобетон як матеріал почали застосовувати у будівництві, постало питання розрахунків будівельних конструкцій. Тоді німецький інженер Геннебік запропонував метод розрахунків за допустимими напруженнями, який повністю використовував закони опору матеріалів та сприймає залізобетон як пружний матеріал.

Цим методом користувались до 1936 року.

У 1932 році радянський професор Лоллейт запропонував метод розрахунків залізобетонних елементів за руйнівними зусиллями.

За основу було прийнято, що бетон - пластичний матеріал; розрахунок вівся із стадії зруйнування залізобетону, але вживався один коефіцієнт запасу міцності, за навантаженням і за роботою бетону та сталі, що, звичайно, не відображало дійсності, але вже було дуже близько до неї.

В 1956 році радянський професор Гвоздєв запропонував новий метод розрахунку залізобетону за граничними станами. Вводиться дві групи граничного стану залізобетонного елемента:

перша група – за несучою здатністю або міцністю;

друга група – за придатністю до нормальної експлуатації, тобто за деформативністю та тріщиновиникненням.

Розрахунок за граничними станами конструкції у цілому, а також окремих її елементів або частин слід виконувати для всіх етапів: виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації:

Метод розрахунку за граничними станами базується на передумовах методу розрахунку за руйнівними силами:

а) відмова від гіпотези плоских перерізів і закону Гука, тобто сприйняття бетону як непружного матеріалу;

б) міцність перерізу визначають за стадією руйнування елемента, а безпечність роботи конструкції під навантаженням оцінюється не одним синтезуючим коефіцієнтом запасу, а коефіцієнтами надійності бетону, сталі та навантаження;

в) епюра стиснутих напружень у бетоні приймається прямокутна, у якій ордината дорівнює розрахунковій міцності бетону;

г) всі зусилля розтягу сприймаються розтягнутою арматурою.

3.2. Стадії напружено-деформованого стану залізобетону

Досліди з різними залізобетонними елементами – згинальними, позацентрово розтягнутими, позацентрово стиснутими з двозначною епюрою напруження – показали, що при постійному збільшенні зовнішнього навантаження можна спостерігати три характерні стадії напружено-деформованого стану залізобетону (рис.6):

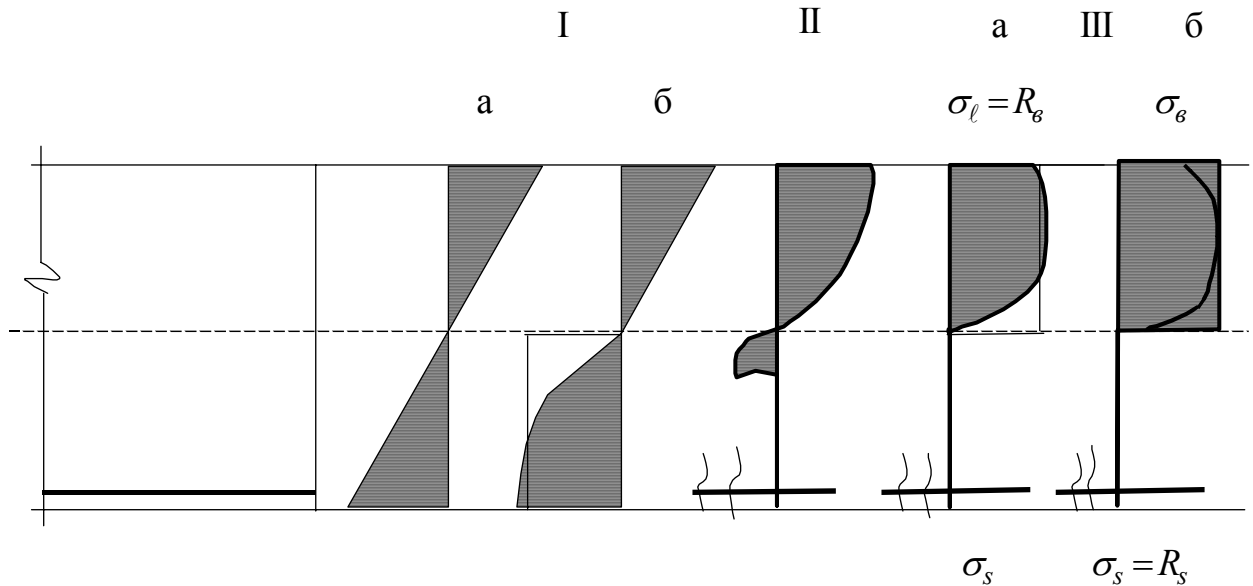


Рис.6. Стадії напружено-деформованого стану зігнутої балки

Стадія I – до виникнення тріщин в бетоні розтягнутої зони, коли напруження у бетоні менше тимчасового опору розтягу, а розтягувальні зусилля сприймаються арматурою та бетоном разом.

Стадія II – після виникнення тріщин у бетоні розтягнутої зони, коли розтягувальні зусилля у місцях, де виникли тріщини, сприймаються арматурою за участю бетону над тріщиною, а на ділянках між тріщинами – арматурою та бетоном разом. З подальшим збільшенням навантаження на елемент у бетоні стиснутої зони розвиваються пластичні деформації, еюра нормальних напружень викривляється, а ордината максимального напруження зміщується з краю перерізу до його глибини. Кінець стадії II характеризується початком пластичних деформацій у арматурі та бетоні.

Стадія III або стадія руйнування з подальшим збільшенням у стержньовій арматурі досягається фізичної або умовної границі текучості; напруження у бетоні стиснутої зони під впливом збільшення прогину елемента та зменшення висоти стиснутої зони також досягають тимчасового опору стиску. Руйнування залізобетонного елемента починається з арматури розтягнутої зони та закінчується роздавненням бетону стиснутої зони. Таке

руйнування носить пластичний характер і його називають випадком 1 (на рис. 6 - "б").

У елементах з надмірним складом розтягнутої арматури - переармованих – руйнування відбувається по бетону стиснутої зони, перехід із стану II у стан III відбувається раптово. Це випадок 2 (рис. 6 - "а"). Ненапружена арматура стиснутої зони перерізу у стадії III витримує стиснуті напруження.

Перерізи по довжині залізобетонного елемента мають різні стадії напружено-деформованого стану і залежать від епюри згинального моменту.

3.3. Розрахунок залізобетонного елемента з одиночною арматурою за міцністю

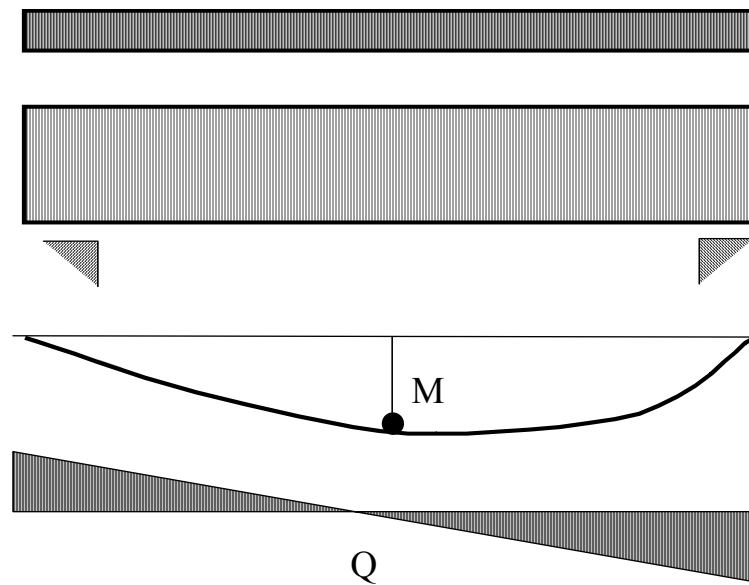


Рис.7. Схеми тріщин від діючого навантаження

Розглянемо для прикладу однопрогінну залізобетонну балку, навантажену рівномірно розподіленим навантаженням. На ділянках між опорами діють одночасно згинальний момент M та перерізуюча сила Q .

Отже, міцність зігнутого елемента розраховують як за нормальним перерізом (по M) так і за похилим перерізом (по Q) – рис.7.

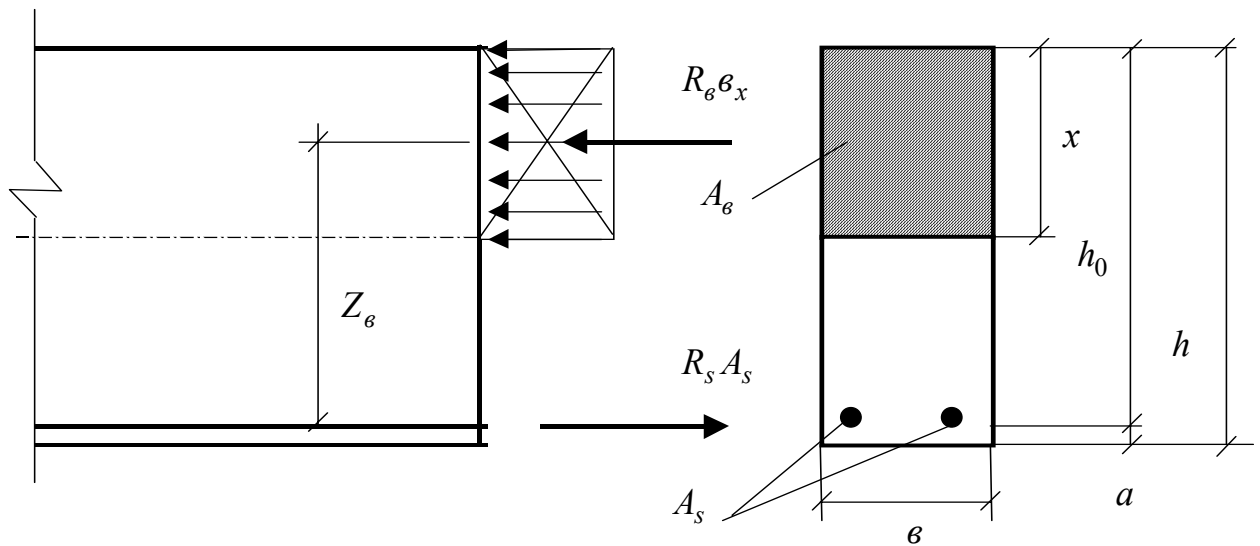


Рис. 8. Схема зусиль при розрахунку міцності елемента з одиночною арматурою

Для визначення внутрішніх зусиль в бетоні та арматурі запишемо класичну формулу

$$\sigma = \frac{N}{A}, \text{ тоді } N = \sigma A,$$

при цьому в стадії руйнування напруження у матеріалі наближається до своєї розрахункової величини, $\sigma \rightarrow R$.

За розрахунковою схемою зусиль вважається, що на елемент діє згинальний момент M , який обчислюється при розрахункових навантаженнях, а в арматурі та бетоні стиснутої зони діють внутрішні зусилля, які обчислюють при напруженнях, що дорівнюють розрахунковому опору бетону $R_e \epsilon_x$. У розтягнутій зоні елемента ставиться арматура A_s , яка сприймає зусилля розтягу $R_s A_s$.

Визначаємо робочу висоту перерізу

$$a = h_{3,u} + 0,5 d,$$

$h_{3,u}$ – захисний шар бетону - береться згідно конструктивними вимогами;

d - діаметр робочої арматури – взяти найбільш розповсюджений для даного типу елемента;

тоді: $h_0 = h - a$;

x - висота стиснутої зони елемента.

Визначаємо плече внутрішньої пари сил як відстань між центрами ваги розтягнутої арматури та епюри стиснутого бетону

$$Z_e = h_0 - \frac{X}{2},$$

Умова міцності перерізу. Міцність елемента достатня, якщо зовнішній розрахунковий згинальний момент не перевищує розрахункової несучої здатності перерізу, яка відображається у вигляді протилежно спрямованого моменту внутрішніх сил.

$$M \leq R_e \sigma X \left(h_o - \frac{X}{2} \right),$$

$$M \leq R_s A_s \left(h_o - \frac{X}{2} \right).$$

Умова рівноваги внутрішніх зусиль

$$R_e \sigma X = R_s A_s,$$

тобто руйнування елемента відбувається одночасно по розтягнутій арматурі та стиснутому бетону.

З цієї умови можна обчислити значення висоти стиснутої зони X

$$X = \frac{R_s A_s}{R_e \sigma}.$$

Розрахунок залізобетонного елемента зводиться до обчислення площі робочої арматури у розтягнутій зоні. Щоб одержати цю площу, необхідно розв'язати два рівняння з двома невідомими за законами математики. Підставимо значення X в умову міцності, з цієї умови обчислюємо A_s .

Для спрощення розрахунків можна користуватися табличними методами. Для цього, замість висоти стиснутої зони, скористуємося відносною висотою

стиснутої зони $\frac{X}{h_o} = \frac{R_s A_s}{R_e \sigma h_o} = \xi$, $X = \xi h_o$.

Підставимо в умову міцності, замість X , його значення через ξ

$$M = R_e \sigma \xi h_o \left(h_o - \frac{\xi h_o}{2} \right),$$

$$M = R_e \sigma \xi h_o^2 (1 - 0,5 \xi).$$

Позначимо:

$$A_o = \xi (1 - 0,5 \xi),$$

тоді

$$M = R_e \sigma \xi h_o^2 A_o$$

Можна обчислити A_o через відомі фізичні параметри:

$$A_o = \frac{M}{R_e \sigma h_o^2}.$$

За таблицями визначимо через $A_o \rightarrow \xi \rightarrow \eta$.

Тоді

$$M = R_s A_s (h_o - \frac{h_o \xi}{2}),$$

$$M = R_s A_s h_o (1 - 0,5\xi).$$

Якщо прийняти $\eta = (1 - 0,5\xi)$, можна записати

$$M = R_s A_s h_o \eta, \quad \text{звідси} \quad A_o = \frac{M}{R_s h_o \eta}.$$

За умови рівноваги внутрішніх зусиль

$$R_e v h_o \xi = R_s A_s,$$

обчислимо

$$A_s = \frac{R_e v h_o \xi}{R_s},$$

$$\xi = \frac{R_s}{R_e A_s} \mu_s,$$

де

$$\mu_s = \frac{A_s}{v h_o} ; \quad \mu\% = 100\mu.$$

З аналізу можна зробити висновок, що міцність перерізу може бути забезпечена при різних “ v ” та “ h ” та кількості арматури у ньому. В реальних умовах вартість залізобетонних елементів близька до оптимальної при значеннях:

$$\begin{array}{ll} \mu = 1...2\%, & \xi = 0,3...0,4 \quad \text{- для балок;} \\ \mu = 0,3...0,6\%, & \xi = 0,1...0,15 \quad \text{- для плит.} \end{array}$$

Розміри перерізу “ v ” та “ h ” задаємо або їх підбирають у такій послідовності: задаємо ширину перерізу “ v ” та “ h ” рекомендоване значення коефіцієнта ξ , знаходимо значення A_o

$$\text{Тоді за залежністю} \quad h_o = \sqrt{\frac{M}{A_o v R_e}}$$

обчислюємо $h = h_o + a$ та призначаємо уніфіковані розміри.

Визначенням площі робочої розтягнутої арматури розрахунок не закінчується. Для конструювання необхідно за визначеною площею, користуючись таблицями, одержати кількість стержнів та їх діаметр у декількох варіантах.

З точки зору зчеплення арматури з бетоном та найбільш рівномірного розподілу по перерізу напруження найоптимальнішим буде велика кількість

стрижнів малого діаметра. Але слід витримувати і конструктивні вимоги до діаметра арматури при конструюванні того чи іншого елемента.

Наступним етапом є конструювання елемента, тобто розподіл арматури по поперечному перерізу. Розподіл арматури в один ряд найбільш точно відповідає прийнятому за розрахунком. Другий ряд автоматично збільшує величину "а" та зменшує h_0 , але допускається з деякою похибкою. Третій або четвертий ряди похибку збільшують до недопустимої величини.

Конструювання залізобетонного елемента виконується з дотриманням конструктивних вимог.

Запитання для самоперевірки

1. Які передумови для розрахунку за допустимими напруженнями?
2. Які передумови для розрахунків за граничними етапами?
3. Які граничні стани ви знаєте?
4. Намалювати три стадії напружено-деформованого стану.
5. З якої стадії ведеться розрахунок залізобетонного елемента?
6. Як записати умову міцності прямокутного залізобетонного елемента з одиночною арматурою?
7. Як записати умову рівноваги внутрішніх зусиль та що це означає?
8. Що таке відносна висота стиснутої зони?
9. До чого зводиться розрахунок залізобетонного елемента?
10. Які вимоги існують при конструюванні залізобетонного елемента?

Л е к ц і я 4. ПРАКТИЧНІ ЗАДАЧІ ПРИ РОЗРАХУНКУ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ОДИНОЧНОЮ
АРМАТУРОЮ. РОЗРАХУНОК
ЗАЛІЗОБЕТОННОГО
ЕЛЕМЕНТА З ПОДВІЙНОЮ АРМАТУРОЮ

П л а н

- 4.1. Практичні задачі при розрахунку залізобетонного елемента з одиночною арматурою.
- 4.2. Передумови розрахунку залізобетонного елемента з подвійною арматурою.
- 4.3. Розрахунок залізобетонного елемента з подвійною арматурою.

- 4.1. Практичні задачі при розрахунку залізобетонного елемента з одиночною арматурою.

В практиці проектування, в основному, зустрічаються два типи задач:
- проектування нового залізобетонного елемента;
- перевірка міцності існуючого залізобетонного елемента.
Розглянемо хід розрахунків у першому і другому випадках.

Перший тип задач.

Дано: M, Q , визначити A_s .

Для того, щоб провести розрахунок залізобетонного елемента, необхідно задати клас бетону та клас сталі, потім за заданими класами, за допомогою таблиць визначають розрахунковий опір бетону R_b та розрахунковий опір арматури R_s . Далі необхідно задати геометричні розміри поперечного перерізу “ b ” і “ h ” залізобетонного елемента. Як правило, ці розміри задають на підставі уніфікованих елементів.

Після цього приступають до розрахунків згідно з теорією розрахунків залізобетонного елемента з одиночною арматурою.

1. Визначаємо робочу висоту перерізу

$$h_o = h - a,$$

де $a = h_{з.ш.} + 1/2d$

Якщо ведеться розрахунок балки, то за конструктивними вимогами $h_{з.ш.}$ повинна бути не менша, ніж 20 мм; діаметр арматури для балки береться найбільш розповсюджений - 20мм.

2. Визначаємо коефіцієнт A_o

$$A_o = \frac{M}{R_b \epsilon h_o^2}.$$

3. За таблицями через A_o визначаємо ξ та η .

4. Визначаємо площу робочої розтягнутої арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s h_o \eta}.$$

5. Знаючи A_s , визначаємо кількість та діаметр арматури.

6. Розподіляємо одержану кількість арматури по перерізу, задавши зварним або в'язаним каркасом.

Другий тип задач.

Дано: $M, Q, \epsilon, h, R_b, R_s, d, n$.

Відомо, що балка вже експлуатується, тому відомі не тільки геометричні параметри, а й кількість та діаметр робочої розтягнутої арматури. Необхідно перевірити міцність балки за новими значеннями навантаження (M, Q).

Запишемо умову міцності елемента:

$$M \leq R_b \epsilon X \left(h_o - \frac{X}{2} \right),$$

$$M \leq R_s A_s \left(h_o - \frac{X}{2} \right)$$

та умову рівноваги внутрішніх зусиль $R_b \epsilon X = R_s A_s$.

Визначимо з цього рівняння величину стиснутої зони елемента " X "

$$X = \frac{R_s A_s}{R_b \epsilon},$$

де A_s - визначаємо за таблицями, знаючи діаметр арматури " d " та її кількість " n ".

Підставляємо в умову міцності

$$M \leq R_s A_s \left(h_o - \frac{R_s A_s}{2 R_b \epsilon} \right),$$

і якщо умова виконується, розрахунок закінчено.

4.2. Передумови розрахунку залізобетонного елемента з подвійною арматурою

На практиці можуть зустрітись випадки застосування елементів з подвійною арматурою, хоча арматура у стиснутій зоні менш ефективна.

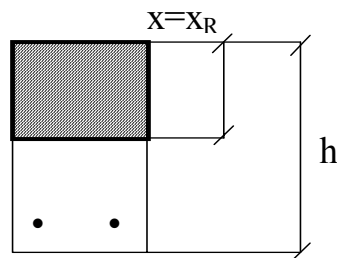
Застосування подвійної арматури можливо тільки у таких випадках:

а) необхідність у стиснутій арматурі виникає тоді, коли переріз з одиночною арматурою при заданих його розмірах, класах бетону та сталі виявляється переармованим

$$\xi > \xi_R;$$

б) у випадках, коли діє двозначний згинальний момент.

Граничний момент, що сприймається елементом з одиночною арматурою, при якому бетон стиснутої зони не руйнується, дорівнює



$$M_B^{\max} = A_R R_g b h_0^2,$$

$$A_R \rightarrow \xi_R, \quad \xi_R = \frac{X_R}{h_0},$$

$$A_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R).$$

Рис. 9. Визначення граничного моменту

Очевидно, існує граничне значення ξ_R та відповідне йому граничне значення армування, при перевищенні якого руйнування елемента буде починатися вже не з розтягнутої арматури, а із стиснутого бетону.

При $\xi < \xi_R$ - перший випадок,

$\xi > \xi_R$ - другий випадок.

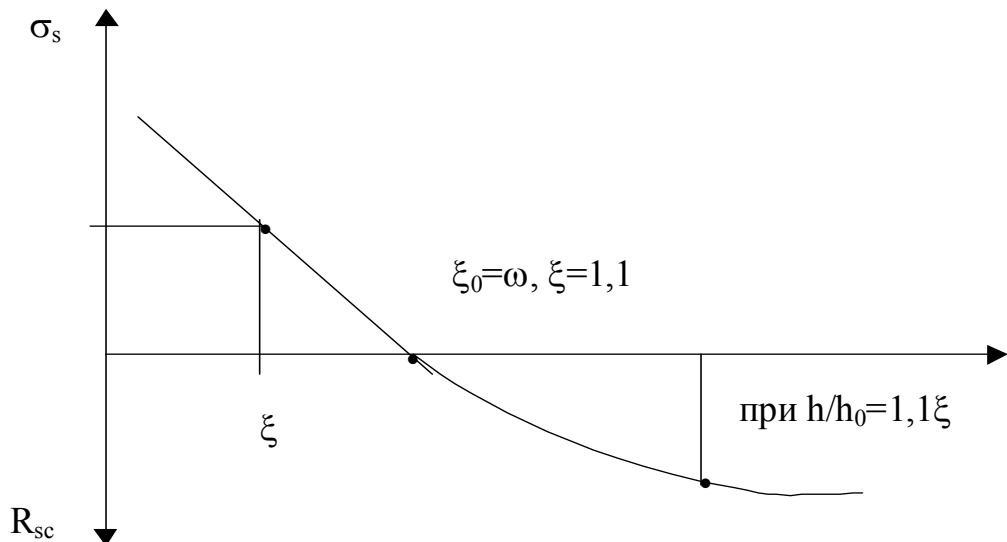


Рис. 10. Граничне значення коефіцієнта

Випробування показали, що ξ_R залежить від властивостей бетону та арматури. Із збільшенням міцності бетону спостерігається більш крихке руйнування стиснутої зони бетону, що веде до зменшення ξ_R .

Із збільшенням міцності арматури ξ_R зменшується.

Відповідно до даних випробувань одержано емпіричну формулу визначення граничної відносної висоти стиснутої зони

$$\xi_R = \frac{\varpi}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{400} \left(1 - \frac{\varpi}{1,1}\right)},$$

де $\varpi = \alpha - 0,008R_e$,

$\alpha = 0,85$ – для важкого бетону,

σ_{SR} - напруження в арматурі, яке береться в залежності від класу сталі,

σ_{SC} - граничне напруження в арматурі стиснутої зони, яке дорівнює 400 МПа.

4.3. Розрахунок залізобетонного елемента з подвійною арматурою

Розглянемо прямокутний переріз, армований подвійною арматурою.

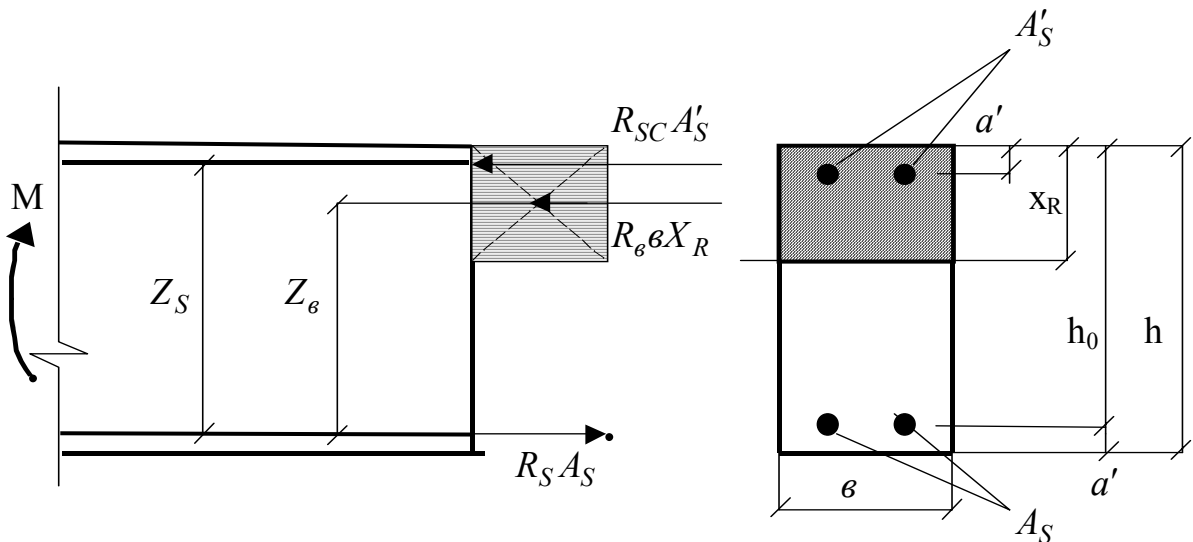


Рис. 11. Схема зусиль при розрахунку міцності елемента з подвійною арматурою

Умова міцності залізобетонного перерізу

$$M \leq R_e b X_R \left(h_0 - \frac{X_R}{2}\right) + R_{SC} A'_S (h_0 - a').$$

Умова рівноваги внутрішніх зусиль:

$$R_S A_S = R_e b X_R + R_{SC} A'_S.$$

Розглянемо

$$M = R_e b \xi_R h_0 \left(h_0 - \frac{\xi_R h_0}{2}\right) + R_{SC} A'_S (h_0 - a'),$$

$$M = R_e b \xi_R h_0^2 (1 - 0,5 \xi_R) = R_e b h_0^2 A_R,$$

$$M = R_e b h_0^2 A_R + R_{SC} A'_S (h_0 - a'),$$

$$A'_S = \frac{M - R_e \epsilon h_0^2 A_R}{R'_{SC} (h_0 - a')}, \quad R_S A_S = R_e \epsilon \xi_R h_0 + R_{SC} A'_S,$$

$$A_S = \frac{R_e \epsilon h_0 \xi_R}{R_S} + \frac{R_{SC}}{R_S} A'_S.$$

Для сталей AI, AII, AIII $R_S = R_{SC}$.

Якщо при одиничній арматурі виявляється, що $X > \xi_R h_0$, то арматуру в стиснутій зоні необхідно ставити за розрахунком.

Якщо в зігнутому елементі передбачається повздовжня арматура в стиснутій зоні, яка враховується розрахунком, то для запобігання випинанню поздовжніх стержнів, поперечну арматуру ставлять: у зварних каркасах на відстані не більше, ніж $20d$, у в'язаних каркасах – не більше, ніж $15d$.

Розглянемо практичні задачі при розрахунках з подвійною арматурою.

Задача типу I. Задані зусилля та розміри елемента: необхідно визначити площу перерізу арматури A_S та A'_S .

Приступаючи до розв'язання цієї задачі, нам ще невідомо, чи буде балка армована одиночною або подвійною арматурою, тому обчислюємо коефіцієнт

$$A_0 = \frac{M}{R_e \epsilon h_0^2},$$

і якщо $A_0 \geq A_R$, то необхідне подвійне армування.

Далі обчислюємо площу стиснутої арматури:

$$A'_S = \frac{M - R_e \epsilon h_0^2 A_R}{R_{SC} Z_S}.$$

Потім площу розтягнутої арматури:

$$A_S = \frac{R_e \epsilon h_0 \xi_R}{R_S} + \frac{R_{SC} A'_S}{R_S}.$$

За одержаними площами A_S та A'_S визначаємо кількість стержнів і їх діаметр та розподіляємо по поперечному перерізу у розтягнутій та стиснутій зонах, дотримуючись конструктивних вимог.

Задача типу 2. Всі дані відомі ($M, Q, \epsilon, h, R_e, R_S, A_S, A'_S$), необхідно перевірити міцність залізобетонного елемента при зміні навантаження.

Визначаємо з умови рівноваги внутрішніх зусиль величину стиснутої зони "X"

$$X = \frac{R_S A_S - R_{SC} A'_S}{R_e \epsilon}.$$

За умовою міцності перевіряємо міцність елемента

$$M \leq R_e \epsilon X (h_0 - 0,5X) + R_{SC} A'_S (h_0 - a').$$

Запитання для самоперевірки

1. Коли і за яких умов застосовується подвійне армування?
2. Як записується гранична величина стиснутої зони?
3. Яка умова рівноваги внутрішніх зусиль?
4. Умова міцності переармованого перерізу.

Лекція 5. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ЕЛЕМЕНТА ТАВРОВОГО ПЕРЕРІЗУ

ПЛАН

- 5.1. Передумови виникнення таврового перерізу.
- 5.2. Визначення розмірів таврового перерізу.
- 5.3. Визначення розрахункового випадку.
- 5.4. Розрахунок таврового перерізу за першим та другим випадками.

5.1. Передумови виникнення таврового перерізу

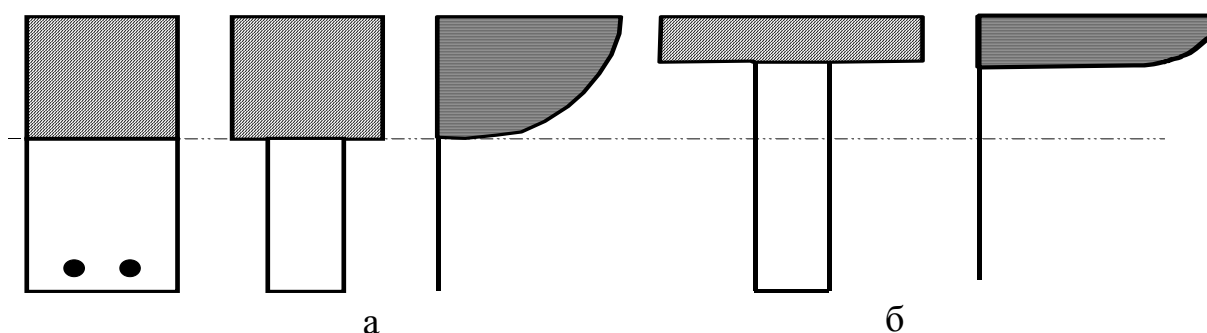


Рис. 12. Створення економічного залізобетонного перерізу

Розглянемо прямокутний переріз з одиничною арматурою (рис.12). Розтягнутий бетон у розрахунках не враховується, бо він є тільки зв'язуючим ланцюгом між стиснутим бетоном та розтягнутою арматурою. Якщо вилучити частину розтягнутого бетону, а арматуру розмістити у ребрі, то одержимо тавровий переріз, який за умови незмінної міцності, є більш економічним. Звернемо увагу на розподіл напружень у стиснутій зоні. Епюра напружень показує, що бетон максимально використовується біля верхньої межі стиснутої зони та майже не використовується в нижній частині стиснутої зони (рис.12,а). Щоб збільшити ефект використання поперечного перерізу, необхідно збільшити ширину стиснутої зони, зберігаючи при цьому його площу. Тоді епюра напруження буде більш рівномірною (рис.12,б) по перерізу.

У практиці проектування тавровий переріз зустрічається дуже часто, як в окремих залізобетонних елементах – балках (рис. 13,а), так і в складі конструкцій, наприклад, у монолітних ребристих перекриттях (рис.13,б), та у збірних елементах (рис. 13,в).

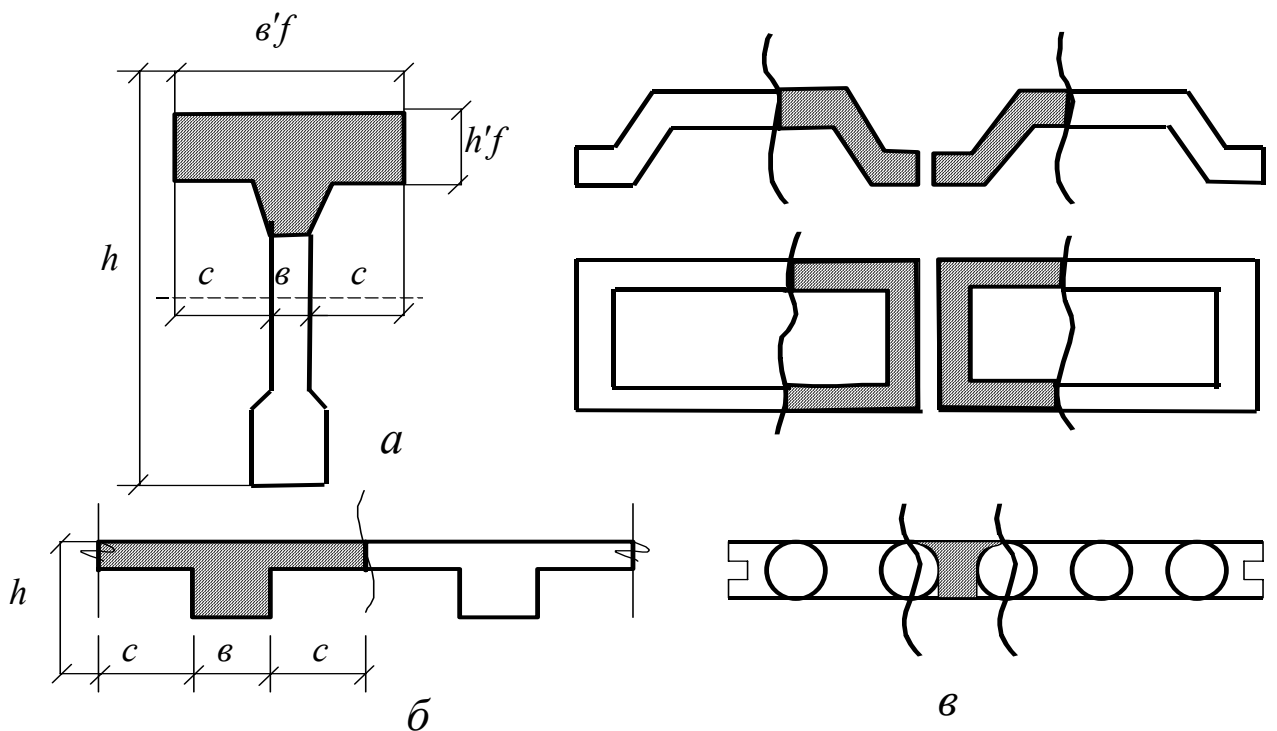


Рис. 13. Таврові перерізи, які існують у практиці

У розрахунках може бути тільки два розрахункових перерізи – прямокутний та тавровий. Решта геометричних перерізів повинні зводитись до цих двох (рис. 13 б, в).

5.2. Визначення розмірів таврового перерізу

При розрахунках прямокутного перерізу розміри "v" та "h" задаємо. При розрахунках таврового перерізу розміри, їх тепер чотири v , h , v'_f , h'_f , залежать від форми епюри напружень у стиснутій зоні (рис.12,б) і довільно задати їх не можна. Таким чином, ці розміри необхідно визначити.

Висота таврового перерізу призначається за емпіричною формулою

$$h = (18 - 20)\sqrt[3]{M},$$

де M - діючий момент в тонно-метрах, а висота "h" виражається в см.

Ширина ребра таврового перерізу визначається так:

$$v = (0,3 \div 0,5)h.$$

Ширина полиці в стиснутій зоні v'_f складається (рис. 13):

$$v'_f = 2c + v.$$

Для визначення величини звису полиці у кожен бік "c" на практиці зустрічаються два випадки:

а) полиця, що вільно зависає (рис. 13,а);

б) зв'язана полиця (рис. 13,б).

Для першого випадку ширина звису полиці у кожен бік від ребра повинна бути такою:

при $h'_f > 0,1h$ $c \leq 6h'_f$,
 $0,5 < h'_f < 0,1h$ $c \leq 3h'_f$,
 $h'_f < 0,05h$ c - не враховується, тому що елемент

розраховується за прямокутним перерізом з розмірами $b \cdot h$.

Для другого випадку ширина звису у кожний бік ребра береться такою: не більшою половини відстані між ребрами та не більшою 1/6 прогону розраховуваного елемента; в елементах з полицею товщиною $h'_f > 0,1h$ без поперечних ребер або з ребрами при відстані між ними більшого розміру між поздовжніми ребрами, ширина кожного звису h'_f не повинна перевищувати $6h'_f$.

5.3. Визначення розрахункового випадку

При розрахунках таврових перерізів розрізняють два випадки (рис. 14) положення нижньої межі стиснутої зони:

- а) у межах полиці;
- б) у ребрі.

Приступаючи до розрахунку таврового перерізу, визначити розрахунковий випадок відразу не можна.

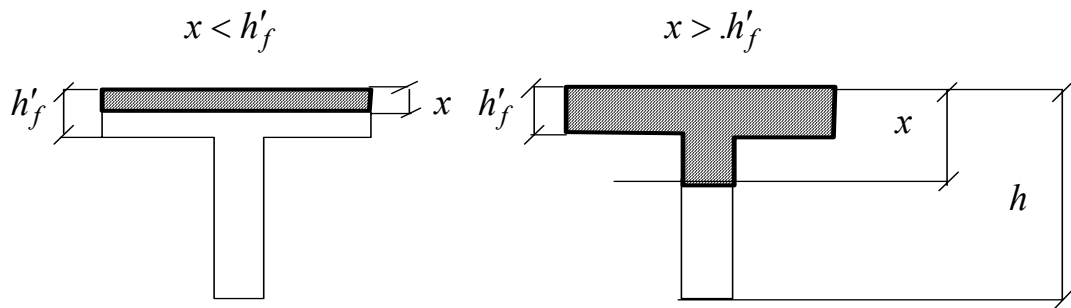


Рис. 14. Положення стиснутої зони таврового перерізу

Для розв'язання цієї задачі припустимо, що висота стиснутої зони "X" проходить по нижній межі полиці, тобто $X = h'_f$ (рис. 15).

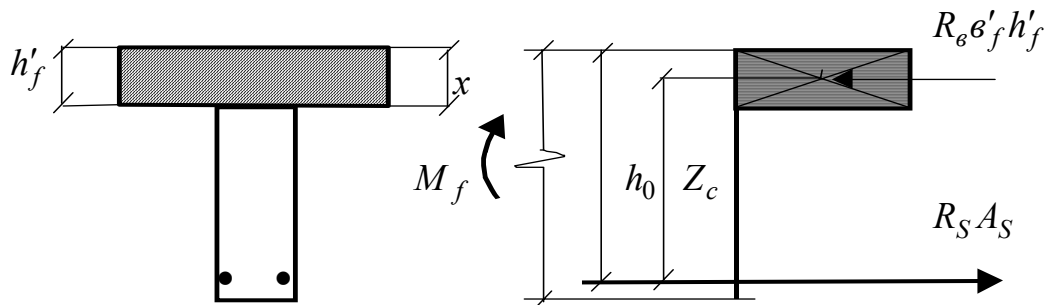


Рис.15. Стиснута зона проходить по нижній межі полиці

Тоді міцність таврового перерізу можна записати (рис.15):

$$M'_f \leq R_e \epsilon'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f).$$

Якщо діючий на тавровий переріз момент $M < M'_f$, то маємо перший випадок розрахунку, а якщо $M > M'_f$, то – другий.

5.4. Розрахунок таврового перерізу за першим та другим випадками

Розрахунок таврового перерізу за першим випадком виконується як для прямокутного перерізу, тому що який би переріз не мала розтягнута зона, вона в розрахунок не вводиться. При цьому прямокутний переріз має розміри $b'_f \cdot h$.

Розрахунок таврового перерізу за другим випадком розглянемо детальніше.

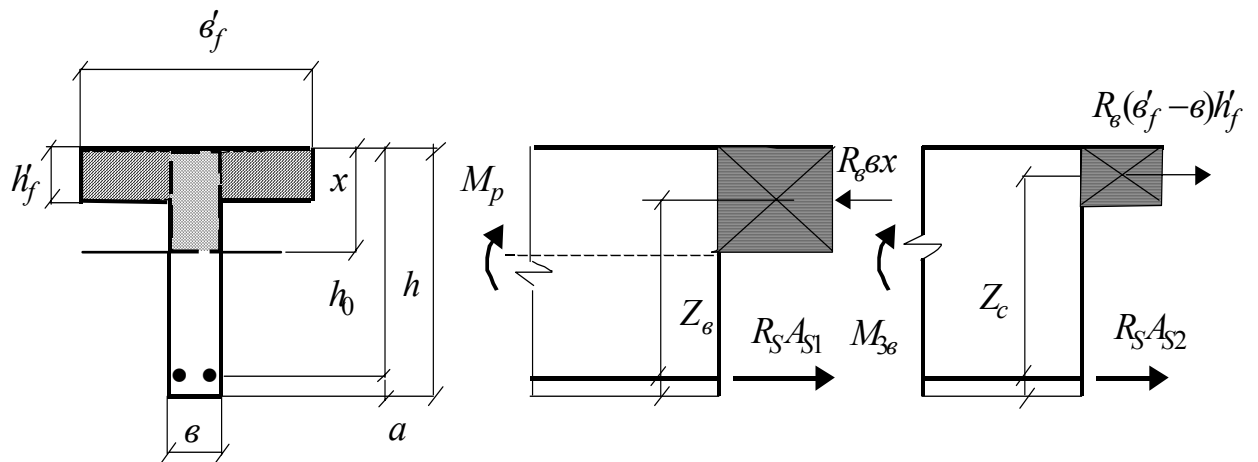


Рис. 16. Схема зусиль при розрахунку таврового перерізу за другим випадком

Умовно розглянемо роботу стиснутого бетону окремо по ребру та окремо по звисам (рис.16). Відповідно несучій здатності стиснутого бетону по ребру та по звисах розділяємо і розтягнуту арматуру на A_{S1} та A_{S2} (рис.16). Обчислюємо окремо внутрішні зусилля, які виникають у бетоні та на арматурі, по ребру та по звисах. Вони будуть дорівнювати:

по ребру $R_e b x$;

по звисах $R_e h'_f (b'_f - b)$.

Тоді діючий момент на тавровий переріз можна записати у такому вигляді:

$$M = M_p + M_{3e}.$$

Запишемо умову міцності окремо для кожної частини таврового перерізу:

$$M_p \leq R_e b x (h_0 - 0,5x),$$

$$M_{3e} \leq R_e (b'_f - b) (h'_f) (h_0 - 0,5h'_f),$$

умова рівноваги внутрішніх зусиль:

$$R_e A_{S1} = R_e b x,$$

$$R_e A_{S2} = R_e (b'_f - b) h'_f.$$

Тоді з умови рівноваги можна визначити частину площі розтягнутої арматури A_{S2}

$$A_{S2} = \frac{R_e (\sigma_f - \sigma) h'_f}{R_e}$$

За умовою міцності по звисах можна знайти частину діючого моменту $M_{3\sigma}$.

$$\text{Тоді } M_p = M - M_{3\sigma}.$$

Далі ведемо розрахунок як прямокутного перерізу з одиничною арматурою:

$$A_0 = \frac{M_p}{R_e \sigma h_0^2}$$

За A_0 у таблицях знаходимо значення ξ або η .

Тоді з умови рівноваги знаходимо другу частину площі арматури A_{S1}

$$A_{S1} = \frac{R_e \sigma h_0 \xi}{R_s}$$

Повна площа робочої арматури дорівнює:

$$A_S = A_{S1} + A_{S2}$$

Далі за таблицями знаходимо діаметр арматури та її кількість і розподіляємо її у ребрі таврового перерізу.

Тавровий переріз, як правило, має одиничну арматуру, тобто $x \leq \xi_R h_0$.

Якщо необхідно перевірити міцність таврового перерізу за всіма відомими даними, то спочатку встановлюють розрахунковий випадок, а потім (якщо межа стиснутої зони нижче полиці) за виразом рівноваги внутрішніх зусиль

$$R_s A_S = R_e \sigma x + R_e (\sigma'_f - \sigma) h'_f$$

обчислюємо висоту стиснутої зони “ X ”

$$X = \frac{R_s A_S - R_e (\sigma'_f - \sigma) h'_f}{R_e \sigma}$$

Потім за умовою міцності всього таврового перерізу

$$M \leq R_e \sigma_x (h_0 - 0,5X) + R_e (\sigma'_f - \sigma) (h'_f) (h_0 - 0,5h'_f)$$

перевіряємо його міцність.

Запитання для самоперевірки

1. Чому тавровий переріз елемента більш економічний?
2. Як обчислюють розміри таврового перерізу та за яких умов?
3. Як визначають розрахунковий випадок?
4. Як ведеться розрахунок таврового перерізу за першим випадком?
5. За яких припущень ведеться розрахунок за другим розрахунковим випадком.
6. Як перевірити міцність таврового перерізу?

Лекція 6. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ЕЛЕМЕНТА ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ

Раніше було розглянуто розрахунки залізобетонного елемента за нормальними перерізами, тобто розрахунки прямокутних та таврових перерізів при дії згинального моменту (M). Але повний розрахунок залізобетонного елемента складається із розрахунків за нормальними та похилими перерізами.

П л а н

- 6.1. Виникнення похилих тріщин, причини та розташування.
- 6.2. Перевірки, які виконуються перед розрахунками за похилими перерізами.
- 6.3. Умови міцності при розрахунках за похилими перерізами.
- 6.4. Розрахунок поперечних стержнів.
- 6.5. Розрахунок відігнутих стержнів.

6.1. Виникнення похилих тріщин, причини та розташування

Руйнування зігнутого елемента за похилими перерізами відбувається внаслідок одночасної дії на нього поперечних сил та згинальних моментів. На приопорних ділянках розвивається напружено-деформований стан, який характеризується тими же трьома стадіями, що і в перерізах, нормальних до осі. Головні розтягувальні та головні стискувальні зусилля, які виникають при плоскому напруженому стані, діють під кутом до осі (рис.17).

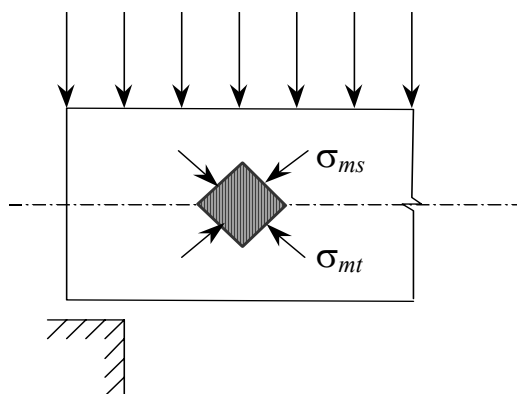


Рис. 17. Головні напруження у бетоні біля опори балки.

Якщо головні розтягувальні напруження σ_{mt} перевищують опір бетону на розтяг $R_{\ell t}$, виникають похилі тріщини; тоді зусилля передаються на арматуру – поперечну, відігнуту, поздовжню. На підставі цього можна визначити ті місця, де виникнуть тріщини.

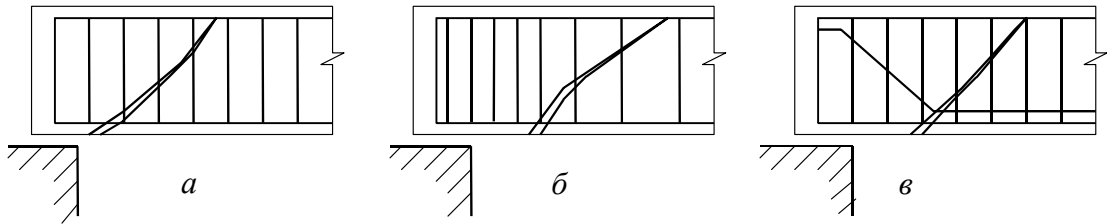


Рис. 18. Місця розташування похилих тріщин:
 а) біля опори; б) у місцях зміни кроку поперечних стержнів;
 в) у місцях початку відгину стержнів.

При подальшому збільшенні навантаження похилі тріщини розкриваються і відбувається руйнування елемента. Картина руйнування буде різною, у залежності від того, яке зусилля призвело до руйнування: моменти чи перерізуюча сила

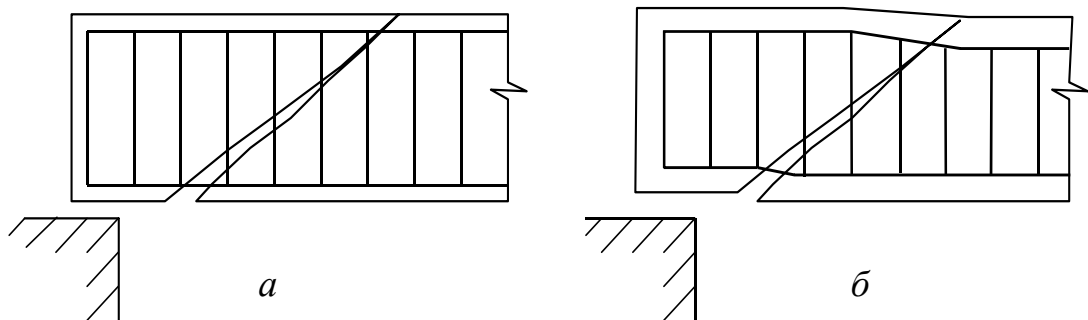


Рис. 19. Картина руйнування за похилими перерізами:
 а) від дії згинального моменту; б) від дії перерізуючої сили.

Слід відзначити, що при руйнуванні від перерізуючої сили відбувається зсув однієї частини балки відносно іншої (б).

6.2. Перевірки, які виконуються перед розрахунками за похилими перерізами

Розрахунки за похилими перерізами завжди виконують після розрахунків поздовжньої арматури за нормальних перерізів. Таким чином, приступаючи до розрахунків за похилими перерізами, розміри поперечного перерізу елемента завжди відомі. А чи задовольняють вони нас під час дії перерізуючої сили?

Тому перед розрахунками виконуються дві перевірки:

Перша перевірка – на правильність заданих розмірів.

Якщо умова виконується, то розміри елемента під час дії перерізуючої сили Q задовільні.

$$Q \leq 0,3R_g b h_0 \varphi_{w1} \varphi_{s1},$$

де φ_{w1} - коефіцієнт, який враховує вплив хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, при цьому:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w, \text{ але не більше } 1,3,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_g}; \quad \mu_w = \frac{A_{sw}}{bS};$$

S - крок поперечних стержнів,

A_{sw} - площа поперечних стержнів у одній площині.

$$\beta = 1 - \beta R_g,$$

де $\beta = 0,01$ для важкого бетону.

Якщо умова не виконується, то слід задатися новими розмірами поперечного перерізу елемента “ b, h ”, а далі знову обчислити площу поздовжньої арматури за нормальних перерізів.

Друга перевірка виконується на необхідність розрахунку за похилими перерізами. Тобто, якщо умова виконується, то всю перерізуючу силу сприймає на себе бетон і поперечна арматура ставиться згідно з конструктивними вимогами.

$$Q \leq \frac{\varphi_{e3}(1 + \varphi_n)R_{gt}bh_0^2}{C},$$

де C - проекція розрахункового похилого перерізу, береться $C = 2h_0$;

φ_n - коефіцієнт, який враховує поздовжню стискуючу силу від зовнішнього навантаження.

Однак Q повинна бути у рамках максимальної та мінімальної сили:

$$Q_{\max} = 2,5R_{gt}bh_0,$$

$$Q_{\min} = \varphi_{e4}(1 - \varphi_n)R_{gt}bh_0,$$

для важкого бетону $\varphi_{e3} = 0,6$, $\varphi_{en} = 1,5$.

Після виконаних перевірок можна приступати до розрахунків.

6.3. Умови міцності при розрахунках за похилими перерізами

На розглянутій приопорній ділянці зігнутого елемента зовнішні навантаження у вигляді поперечної сили та згинального моменту врівноважуються внутрішніми зусиллями у бетоні над вершиною похилого перерізу, а також поздовжньою та поперечною арматурою. Тому розрахунок міцності елемента виконують за двома умовами: на дію згинального моменту та на дію поперечної сили.

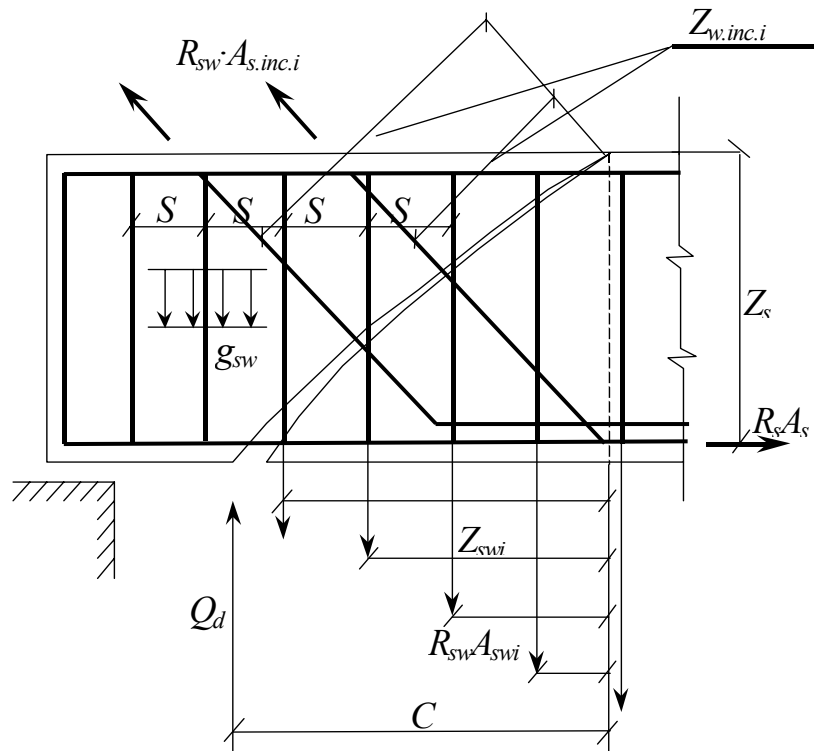


Рис. 20. Розрахункова схема зусиль за похилими перерізами

Умова міцності перерізу за моментами

$$M_d \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc},$$

$$M_d = R_s A_s Z_s + \sum R_{sw} A_{sw} Z_{sw} + \sum R_{sw} A_{s,inc} Z_{inc},$$

де R_{sw} - розрахункова міцність арматури за похилими перерізами,

$A_{s,inc}$ - площа відігнутої арматури,

M_d - зовнішній згинальний момент,

M_{sw} - момент який сприймається поперечними стержнями,

$M_{s,inc}$ - момент, який сприймається відігнутими стержнями.

Умова міцності за поперечною силою:

$$Q_d = Q_e + Q_{sw} + Q_{sin c},$$

де Q_d - поперечна сила у вершині похилого перерізу від дії навантаження,

Q_e - поперечна сила яка сприймається стиснутим бетоном над похилим перерізом,

Q_{sw} - сума поперечних сил, які сприймаються поперечними стержнями,

$Q_{sin c}$ - сума поперечних сил, які сприймаються похилими стержнями.

$$Q_e = \frac{\varphi_{e2} (1 + \varphi_n \cdot \varphi_f) R_{et} b h_0^2}{C},$$

де C - довжина проекції найбільш небезпечної ділянки, але не більш як

$$C = 2h_0,$$

φ_f - коефіцієнт, що враховує стиснуті полиці бетону таврового перерізу.

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(\epsilon'_f - \epsilon)h'_f}{\epsilon h_0} \leq 0,5,$$

при цьому $\epsilon'_f = \epsilon + 3h_f$.

При врахуванні звісів таврового перерізу, поперечна арматура ребра балки повинна бути надійно заанкерена у полиці.

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{st} \epsilon h_0} \leq 0,5.$$

При цьому $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$,

$$Q_{sw} = q_{sw} C.$$

З іншого боку це зусилля можна записати:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw},$$

де q_{sw} - поперечна сила, яка належить одиниці довжини,

$$Q_{s.inc} = \sum R_{sw} A_{s/inc} \sin \theta,$$

де θ - кут нахилу відгинів ($45-60^\circ$).

Знак суми в перерахованих формулах належить до кількості поперечних чи відігнутих стержнів, які попали до проекції "С" похилого перерізу.

6.4. Розрахунок поперечних стержнів

У промислових спорудах похилі стержні застосовуються дуже рідко, тому що вони ускладнюють технологію виробництва. У БНіП із залізобетону теж нема розділу, присвяченого похилим стержням. Тому припустимо, що $Q_{s.inc} = 0$.

Тоді $Q_d = Q_\epsilon + Q_{sw} = Q_{w\epsilon}$.

Значення $Q_{w\epsilon}$ можна виразити через q_{sw} , $Q_{w\epsilon} = q_{sw} C + Q_\epsilon$,

$$Q_{w\epsilon} = q_{sw} C + \frac{\varphi_{\epsilon 2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{st} \epsilon h^2}{C},$$

беремо $\varphi_t = 0$ (прямокутний переріз), $\varphi_n = 0$.

Позначимо

$$\varphi_{\epsilon 2} R_{st} \epsilon h_0^2 = B.$$

Тоді

$$Q_{w\epsilon} = q_{sw} C + \frac{B}{C}.$$

Знайдемо положення найбільш небезпечної похилої тріщини (проекції “С”) на відтворення якої витрачається мінімальна поперечна сила Q_d , тобто візьмемо похідну значення Q_{wg} по “С”

$$\frac{\partial Q_{wg}}{\partial C} = q_{wc} - \frac{B}{C^2},$$

$$q_{wc} - \frac{B}{C^2} = 0, \text{ тоді } C = \sqrt{\frac{B}{q_{sw}}}.$$

Далі підставимо значення “С” у вираз Q_{wg} .

$$Q_{wg} = q_{sw} \sqrt{\frac{B}{q_{sw}}} + \frac{B}{\sqrt{\frac{B}{q_{sw}}}}.$$

Зробимо спрощення та одержимо значення Q_{wg}

$$Q_{wg} = 2\sqrt{Bq_{sw}} = 2\sqrt{\varphi_{e2} R_{et} \nu h_0^2 q_{sw}}.$$

Одночасно поперечну силу, яка сприймається одним поперечним стержнем у одній площині, можна записати:

$$q_{sw} S = R_{sw} A_{sw} n_w,$$

тоді

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw} n_w}{S},$$

де: 1. $S \leq 500 \text{ мм}$ за конструктивними вимогами,
2. $S \rightarrow h$ - на припорних ділянках,

при $h < 450 \text{ мм}$ $S = \frac{h}{2}$, але не більше, ніж 150 мм,

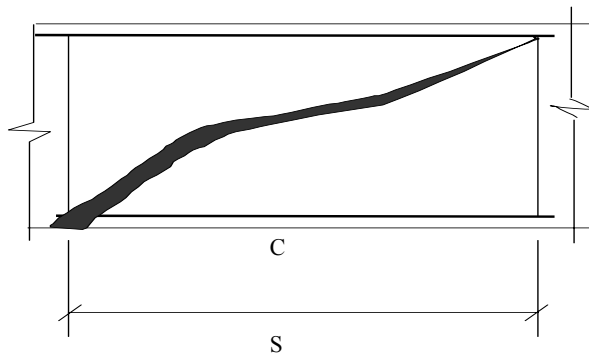
$h > 450 \text{ мм}$ $S = \frac{h}{3}$, але не більше, ніж 150 мм,

в середній частині:

$h > 300 \text{ мм}$ $S = \frac{3}{4} h$, але не більше, ніж 500 мм.

3. $S_{\max} = \frac{0,75 \varphi_{e2} R_{et} \nu h_0^2}{Q_d}$; розглянемо як визначається S_{\max} .

Припустимо, що похила тріщина виникла між двома поперечними стержнями тобто $S = C$; можна одержати S_{\max} , за формулою $Q_s = Q_d$, вводячи при цьому знижуючий коефіцієнт 0,75, щоб Q_d сприймалась не тільки бетоном, але й поперечною арматурою:



Із трьох значень S беремо S_{\min} .

Якщо $Q_{w\theta} = Q_d$, тоді q_{sw} знаходимо за виразом

$$Q_{w\theta} = 2\sqrt{\varphi_{e2} R_{et} e h_0^2 q_{sw}}.$$

$$\text{Тоді } A_{sw} = \frac{q_{sw} S_{\min}}{R_{sw} n_w},$$

де n_w - кількість поперечних стержнів у одній площині перерізу.

За визначеною площею R_{sw} знаходимо діаметр поперечної арматури.

6.5. Розрахунок відігнутих стержнів

При розрахунках відігнутих стержнів виходимо із загальної міцності за перерізувачими силами

$$Q_d \leq Q_e + Q_{sw} + Q_{s.inc}.$$

Виходячи з викладеного, перепишемо

$$Q_d = Q_{w\theta} + Q_{s.inc}$$

або

$$Q_d = Q_{w\theta} + \sum R_{sw} A_{s.inc} \sin \theta,$$

тоді

$$A_{s.inc} = \frac{Q_d - Q_{w\theta}}{R_{sw} n_{s.inc} \sin \theta},$$

де $n_{s.inc}$ - кількість відігнутих стержнів у одній площині поперечного перерізу.

Як правило, відгинаються у стиснуту зону поздовжні стержні, діаметр яких відомий. Орієнтуючись на це, визначаємо кількість відігнутих стержнів.

Запитання для самоперевірки.

1. Де і від яких зусиль виникають похилі тріщини?
2. Які перевірки необхідно виконати перед розрахунками?
3. Яка умова міцності за моментами?
4. Яка умова міцності за перерізувачою силою?
5. Що таке перерізувача сила на одиницю довжини?
6. За яких умов визначається площа поперечної арматури?
7. За яких умов визначається площа відігнутої арматури?

Лекція 7. ПРАКТИЧНІ ЗАДАЧІ ПРИ РОЗРАХУНКУ ЕЛЕМЕНТІВ
ЗА ПОХИЛИМИ ПЕРЕРІЗАМИ. ЕПЮРА МАТЕРІАЛІВ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

П л а н

- 7.1. Задача №1: визначення площі поперечних стержнів “ A_{sw} ”.
- 7.2. Задача №2: визначення кроку поперечних стержнів “ S ”.
- 7.3. Задача №3: визначення площі відігнутих стержнів “ $A_{s.ins}, n_{s.ins}$ ”
- 7.4. Епюра матеріалів залізобетонних конструкцій.

В практиці проектування залізобетонних елементів за похилими перерізами зустрічаються три типи задач.

- 7.1. Задача №1: визначення площі поперечних стержнів “ A_{sw} ”.

План розрахунків. При відомих вихідних даних: Q_d^{\max} (на опорі),
 $b, h, R_b, R_{st}, R_{sw}$, визначити A_{sw} -?

Розрахунки ведуть у такому порядку:

1. Проводять першу перевірку – на правильність заданих розмірів:

$$Q_d \leq 0,3R_b b h_0 \varphi_{w1} \varphi_{e1}.$$

Якщо умова виконується, розміри елемента нас задовольняють.

2. Проводимо другу перевірку – на необхідність розрахунку за поперечними перерізами:

$$Q_d \leq \frac{\varphi_{e3} (1 + \varphi_n) R_{st} b h_0^2}{C}.$$

Якщо перевірка не виконується, то необхідно вести розрахунок за перерізуючою силою.

3. Припустимо, що $Q_d = Q_{wg}$, тоді можна записати:

$$Q_d = 2\sqrt{\varphi_{e2} R_{st} b h_0^2 q_{sw}},$$

звідси:

$$q_{sw} = \frac{Q_d^2}{4\varphi_{e2} R_{st} b h_0^2}.$$

4. Визначаємо крок поперечної арматури:

а) $S = 500\text{мм}$;

б) $S \rightarrow h$

на приопорних ділянках, при $h < 450\text{мм}$ $S = \frac{h}{2}$, але не більше, ніж 150мм ,

при $h > 450\text{мм}$ $S = \frac{h}{3}$, але не більше, ніж 150мм ,

в середній частині при $h > 300\text{мм}$ $S = \frac{3}{4}h$, але не більше, ніж 500мм .

$$в) S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{\epsilon 2} R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2}{Q}.$$

З трьох значень S візьмемо для подальшого розрахунку S_{\min} .

5. З розрахунку та конструювання елемента за нормальними перерізами (по M) визначаємо n_w .

6. Визначаємо площу поперечних стрижнів за формулою:

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} S_{\min}}{R_{sw} n_w}.$$

7. За таблицями по A_{sw} визначаємо діаметр поперечної арматури.

7.2. Задача №2: визначення кроку поперечних стержнів “ S ”.

План розрахунків. За відомими вихідними даними: Q_d (на опорі), $\epsilon, h, R_{\epsilon}, R_{\epsilon t}$, визначити S -?

1. Проводять першу перевірку – на правильність заданих розмірів:

$$Q_d \leq 0,3R_{\epsilon} \epsilon h_0 \varphi_{w1} \varphi_{\epsilon 1}.$$

2. Проводять другу перевірку – на необхідність розрахунку за поперечними перерізами:

$$Q_d \leq \frac{\varphi_{\epsilon 3} (1 + \varphi_n) R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2}{C}.$$

3. Задаємо діаметр поперечної арматури d_w з умови, що $d_w \geq 0,25d$, і за таблицями визначаємо A_{sw} , де d - діаметр поздовжньої арматури елемента, визначений при розрахунках по M .

4. Визначаємо кількість поперечних стержнів у одній площині перерізу n_w за розрахунками по M .

5. Визначаємо q_{sw} за умовою, що $Q_d = Q_{w\epsilon}$,

$$q_{sw} = \frac{Q_d^2}{4R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2 \varphi_{\epsilon 2}}.$$

6. Визначаємо крок поперечної арматури

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw} n_w}{q_{sw}},$$

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{\epsilon 2} R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2}{Q},$$

$$S \rightarrow h$$

та приймаємо мінімальну величину S_{\min} із всіх значень S .

7.3. Задача №3: визначення площі відігнутих стержнів “ $A_{s.ins}$, $n_{s.ins}$ ”

План розрахунків. За відомими вихідними даними: Q_d (на опорі), $\epsilon, h, R_{\epsilon}, R_{\epsilon t}$, визначити $A_{s.ins}$ -?

1. Робимо дві перевірки – на правильність заданих розмірів та необхідність розрахунку за похилими перерізами.

2. Задаємо діаметр поперечної арматури d_w з умови $d_w \geq 0,25d$ та визначаємо A_{sw} за таблицями.

3. Визначаємо кількість поперечних стержнів у одній площині перерізу n_w .

4. Визначаємо крок поперечної арматури S :

$$S_{\max} = \frac{0,75\varphi_{\epsilon 2} R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2}{Q},$$
$$S \rightarrow h$$

та приймаємо мінімальну величину з цих значень.

5. Визначаємо q_{sw}

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw} n_w}{S_{\min}}.$$

6. Визначаємо $Q_{w\epsilon}$

$$Q_{w\epsilon} = 2\sqrt{\varphi_{\epsilon 3} R_{\epsilon t} \epsilon h_0^2 q_{sw}}.$$

7. Порівнюємо задану перерізуючу силу з силою, яка сприймається бетоном та поперечними стержнями, якщо $Q_d < Q_{w\epsilon}$, то на цьому розрахунок закінчуємо, якщо $Q_d > Q_{w\epsilon}$, необхідне використання відігнутої арматури.

8. Призначаємо діаметр відігнутої арматури у залежності від діаметра поздовжньої арматури $d_{s.inc} = d$.

9. Визначаємо кількість відігнутої арматури $n_{s.inc}$

$$n_{s.inc} = \frac{Q_d - Q_{w\epsilon}}{R_{sw} A_{s.inc} \sin \theta}.$$

На цьому розрахунок закінчується.

7.4. Епюра матеріалів залізобетонних конструкцій

Епюра матеріалів залізобетонних конструкцій будується на епюрі фактично сприйнятих моментів, та характеризує економічні витрати сталі при армуванні елементів. Від епюри матеріалів повністю залежить конструювання залізобетонних елементів. Епюру матеріалів рекомендується виконувати у такій послідовності (рис.21).

1. За прийнятим перерізом арматури визначають фактичний додатний чи

від'ємний максимальний момент, який може сприймати елемент:

$$M_{\text{факт}} = A_s^{\text{факт}} R_s \left(h_0 - \frac{X}{2} \right)$$

або

$$M_{\text{факт}} = A_s^{\text{факт}} R_s h_0 \eta.$$

2. Визначають одиничні згинальні моменти, які сприймаються одним поздовжнім стержнем. Коли поздовжні стержні у перерізі елемента мають різний діаметр, одиничні моменти визначають для кожного діаметра окремо:

$$M_{oq} = A_s^{oq} R_s \left(h_0 - \frac{X}{2} \right),$$

де A_s^{oq} - площа одного стержня.

Якщо всі стержні мають однаковий діаметр та розташовані не більше, ніж у два ряди по висоті, то виникає можливість спростити ці розрахунки:

$$A_s^{oq} = \frac{A_s^{\text{факт}}}{n} \quad \text{та} \quad M_{oq} = \frac{M^{\text{факт}}}{n},$$

де n - кількість робочих розтягнутих стержнів по перерізу.

3. Одержані значення одиничних моментів слід відкласти у масштабі на

епюрі моментів (рис.21). Згідно з конструктивними вимогами не менше 50% площі робочих стержнів нижньої (прогінної) арматури або не менше двох стержнів повинно бути доведено до опор. Точка перетину координатних моментів решти стержнів з кривою епюрою моментів визначає місце теоретичного обриву стержнів.

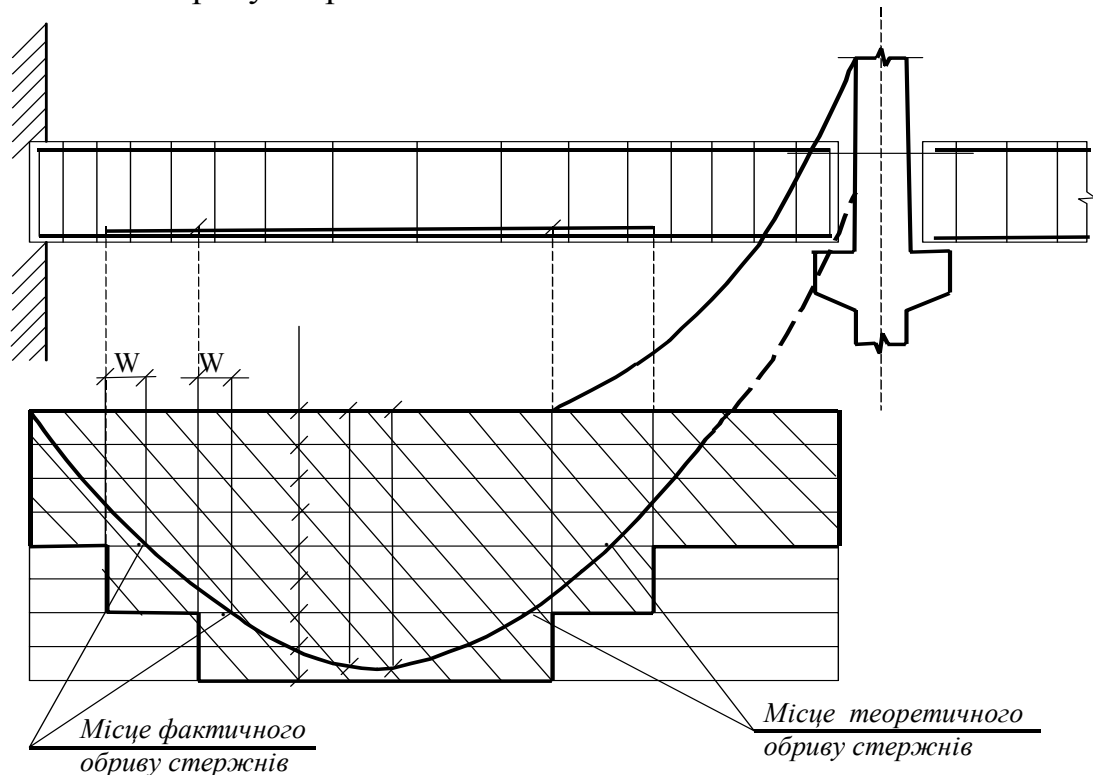


Рис. 21. Епюра матеріалів для нижньої (прогинної) поздовжньої робочої арматури.

Обірвані стержні повинні бути заведені за місця свого теоретичного обриву на деяку довжину ℓ_{sn} . Ненапружену арматуру періодичного профілю заводять на величину зони анкерування.

$$\ell_{sn} = \left[W_{sn} \frac{R_s}{R_e} + \Delta\lambda_{sn} \right] d,$$

але не менше $\ell_{sn} = \Delta\lambda_{sn} d$.

За конструктивними вимогами величина анкерування у всіх випадках повинна бути не меншою $\ell_{sn} = 20d$, де d - діаметр обірваного стержня.

W_{sn} та $\Delta\lambda_{sn}$ - коефіцієнти, які визначаються за таблицями у залежності від того, як працює елемент.

При виконанні графічних робіт і побудові епюри матеріалів слід викреслювати необхідну кількість (не менш трьох) поперечних перерізів залізобетонного елемента з вказівками номерів каркасів або окремих стержнів. Відстань між каркасами та окремими стержнями слід витримувати, згідно з конструктивними вимогами.

Далі за епюрою матеріалів необхідно конструювати каркаси та виносити їх або окремі стержні з усіма розмірами та перерізами окремо за епюрами додатних та від'ємних моментів.

Запитання для самоперевірки.

1. Що таке епюра матеріалів?
2. Як визначаються фактичні згинаючі моменти?
3. Що значить одиничні згинаючі моменти?
4. Як визначається теоретична точка обриву стержнів?
5. Як визначається фактична точка обриву стержнів?
6. Куди заводяться при побудові стержні та як вони встановлюються?

Лекція 8. ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ

П л а н

- 8.1. Історія виникнення попередньо-напружених залізобетонних конструкцій.
- 8.2. Послідовність зміни напруження по перерізу балки.
- 8.3. Типи попередньо-напружених елементів та засоби натягнення арматури.
- 8.4. Матеріали, які застосовуються при виготовленні попередньо-напружених елементів.
- 8.5. Застосування попередньо-напружених конструкцій.

Попередньо напруженими залізобетонними конструкціями називаються конструкції, в яких штучно у процесі виготовлення створюється напружений стан: бетон стиснутий, а арматура розтягнута.

Метою попереднього напруження є обтиснення бетону в тих зонах конструкцій, де під навантаженням буде виникати розтяг. Розтяг арматури є тільки засіб для обтиснення бетону.

8.1. Історія виникнення попередньо-напружених залізобетонних конструкцій

Згадаємо, що в бетоні розтягнутої зони напружених залізобетонних елементів створюється раннє виникнення тріщин (стадія 1б). При цьому напруження в арматурі до моменту виникнення тріщин досягає $\sigma_{si} = 300 \text{ кг} / \text{см}^2$, що складає приблизно 10% розрахункової міцності стержнів, тобто бетон руйнується при малому напруженні в арматурі.

Щоб не допустити виникнення тріщин у експлуатаційній стадії і якимось уникнути їх виникнення, з'явилась ідея створення попередньо-напружених залізобетонних конструкцій. Цю ідею у 1913 році висунув французький інженер Фрейсіне.

Фрейсіне виготовив балку, у якій спочатку арматуру розтягнутої зони натягнув, далі у натягнутому вигляді її закріпив, потім забетонував опалубку, витримав 28 діб і арматуру відпустив. Реактивне зусилля в арматурі стиснуло балку у нижній частині і вона набула вигнутого положення.

Але поки балку витримували, установлювали, навантажували, з'ясувалося, що вона нічим не відрізняється від балки без попереднього напруження. Тріщини виникли одночасно. Що ж сталось, адже ідея була дуже гарна. На цьому зупинимось пізніше у розділі розрахунку елементів, а тепер розглянемо, як можна виконувати попереднє напруження арматури, та як воно впливає на конструктивну та розрахункову схеми залізобетонного елемента.

8.2. Послідовність зміни напруження по перерізу балки

Спочатку розглянемо послідовність зміни напруження по перерізу

балки у процесі її виготовлення та навантаження. Коли і в процесі якого перетворення можна уникнути появи тріщин та збільшити деформативність балки, показано на рис.22.

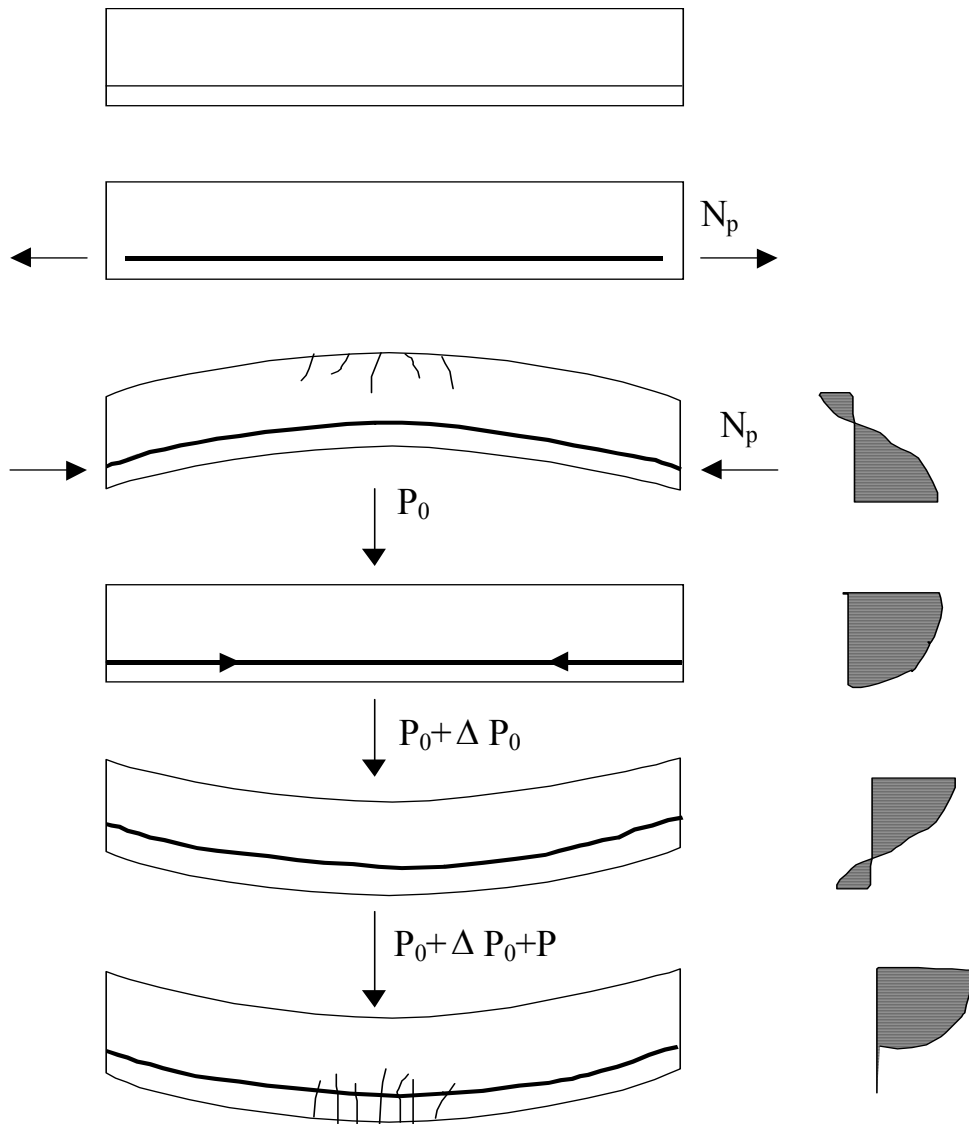


Рис.22. Зміна напруженого стану попередньо-напруженої балки

Як бачимо, щоб погасити вигинання балки у стиснуту зону, необхідно витратити частину навантаження P_0 , а потім балка працює як звичайна. На величину цієї частини навантаження P_0 і відсувається виникнення тріщин.

8.3. Типи попередньо-напружених елементів та способи натягнення арматури

Перш за все слід уяснити, що попередньо-напружений залізобетонний елемент має напружений арматурний каркас та арматуру. Для чого ставиться напружена арматура: для окреслення поперечного перерізу елемента, для сприйняття поперечної сили, а також вся конструктивна та монтажна арматура.

Існує два типи попередньо напружених елементів:

1. Натягнення арматури на упори

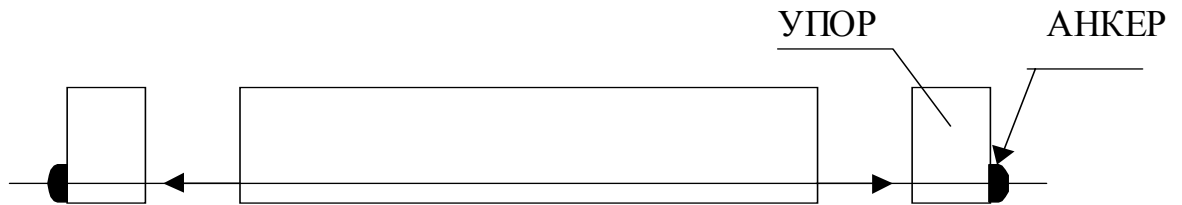


Рис. 23. Натягнення арматури на упори

В цьому разі арматуру заводять в опалубку, якимось засобом натягують, потім на упорах її закріплюють (анкерять), далі встановлюють в опалубку ненапружені арматурні каркаси, бетонують, витримують 28 діб, щоб бетон набув проектної міцності, і тільки після цього відпускають. Арматура при відновленні напружених деформацій в умовах зчеплення з бетоном обтискує й бетон, що знаходиться поруч. Тобто, коротко можна сказати, що арматуру натягують у формах до виготовлення конструкції.

2. Натягнення арматури на бетон

У цьому разі арматуру натягують після виготовлення конструкції, тобто

встановлюють в опалубку ненапружений арматурний каркас та бетонують, а для попередньо-напруженої арматури залишають у процесі виготовлення канали. Для цього використовують гофровану металеву трубку

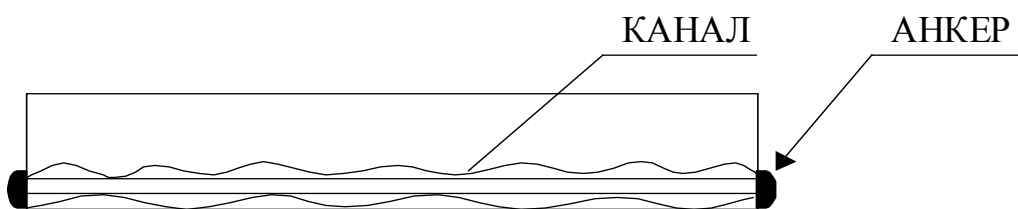


Рис. 24. Натягнення арматури на бетон

Способи натягнення арматури

1. Механічний спосіб – за допомогою домкратів будь-якого типу та конструкції.
2. Термоелектричний спосіб. Відомо, що метал збільшується у довжину при нагріванні. При цьому подовження залежить від температури нагрівання. Тому, враховуючи закон Ома, досить пропустити через стержень

великий струм з малою напругою, і він буде нагріватись і подовжуватися на певну довжину. Потім нам необхідно кінці стержня заанкерити і зняти напругу. Стержень почне охолоджуватися, скорочуватись, і в ньому виникне напруження.

3. Електромеханічний спосіб – застосовується для створення попереднього напруження при спорудженні силосних корпусів, резервуарів, труб і т. п. В цьому разі виконують комбіноване натягнення арматури і домкратами (навивальною машиною), і електричним струмом, який пропускають через арматуру, щоб вона нагрівалась.

4. Фізико-хімічний спосіб, коли застосовують розширюваний цемент. Цей спосіб застосовується при натяганні арматури у вузлах.

5. Термічний спосіб, який повністю використовує електротермічний метод, але для закріплення арматури застосовується спеціальна обмазка.

8.4. Матеріали, які застосовуються при виготовленні попередньо-напружених елементів

Бетон – важкий, на щебінці, не нижче класу В15, нормальної щільності з В/Ц відношенням 0,4.

Арматура, яка застосовується для виготовлення конструкцій:

1. Гарячекатана арматура періодичного профіля, класів АШв, АІV, АV, АVI, діаметрів 10 – 40 мм.

2. Холоднотягнутий дріт $d = 2,5 \div 8$ мм рівного та періодичного профілю. З розрахунковою міцністю від 7500 до 2100 кг/см², який застосовується у вигляді:

- а) струн, коли натягується кожна дротина окремо;
- б) пучків, коли дріт збирається у пучок, в якому він паралельний один одному;
- в) пасма, коли дріт скручується або сплітається;
- г) канатів, коли скручуються окремі пасма.

Для закріплення арматури застосовуються анкери різного типу (рис.2.5).

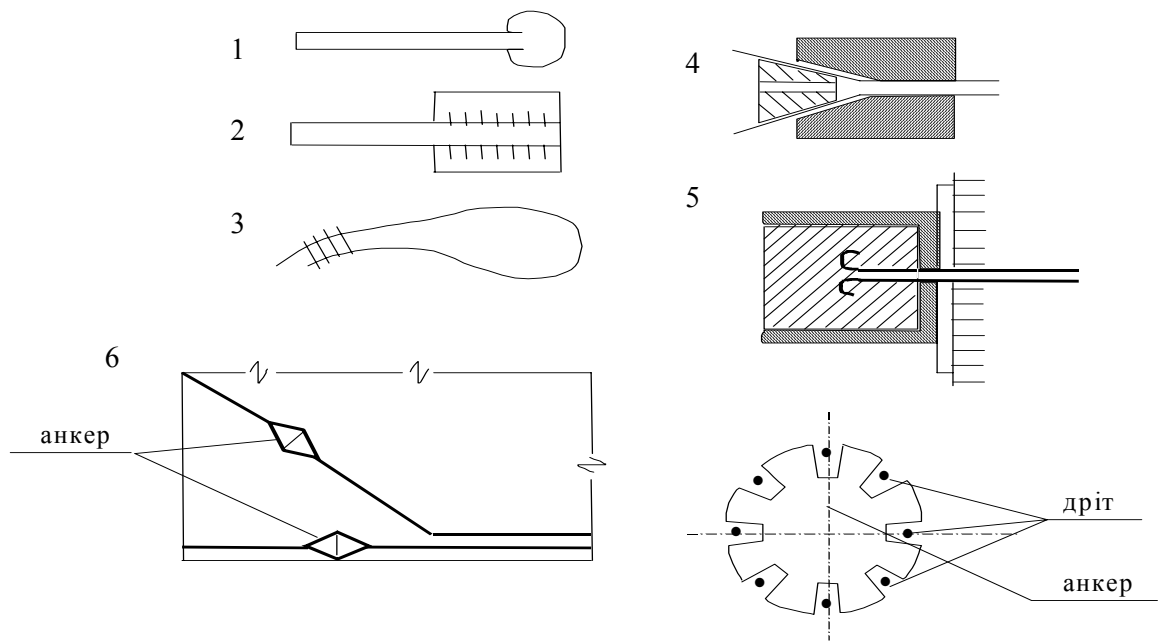


Рис. 25. Типи анкерів: 1 – висаджена головка;

2 – з навареними коротишами; 3 – у вигляді петлі; 4 – конусний;

5 – стаканного типу; 6 – у вигляді внутрішнього анкера.

Слід звернути увагу, що тип анкера залежить від типу арматури, тобто стержневої чи дротової.

У мостобудуванні дуже часто застосовується внутрішній анкер при виготовленні погінних споруд.

8.5. Застосування попередньо-напружених конструкцій

Попередньо-напружені залізобетонні конструкції застосовуються:

1) для зниження витрат сталі та бетону, шляхом використання арматури та бетону високої міцності;

2) збільшення опору бетону щодо виникнення тріщин, а також обмеження їх розвитку;

3) збільшення жорсткості, та зменшення деформативності;

4) обтиснення стиків елементів;

5) збільшення витривалості елементів при багаторазовому повторюванні навантаження.

Виникає запитання, а чи збільшується міцність попередньо-напружених елементів? Якщо звернути увагу на умову міцності, то можна зробити висновок, що сам процес попереднього напруження на міцність залізобетону не впливає. Міцність змінюється тільки за рахунок застосування матеріалів з більшою міцністю (бетону та сталі). Для виготовлення таких матеріалів збільшуються витрати (на 20 – 30%), але сама міцність цементів та сталі збільшується в $2,3 \div 10$ разів. Ось тут і криється питання економічності попередньо-напружених конструкцій.

Принципи конструювання попередньо-напружених елементів

1. Загальні вимоги до їх конструювання залишаються такими ж, що і до звичайних залізобетонних конструкцій.

2. Поздовжня попередньо-напружена арматура розташована в середині ненапруженого каркасу. При цьому напружена арматура по довжині у поперечному перерізі не закріплюється.

3. Попередньо-напружені залізобетонні конструкції не застосовуються без напруженого каркасу.

4. У попередньо-напружених балках особливого значення набуває конструювання приопорних ділянок. Тут, в разі позаосьової дії напруженої арматури на елемент, виникають місцеві перенапруження у торцевій частині елемента, внаслідок чого можуть виникати тріщини, які розкриваються по торцю або на поверхні в кінці елемента. Тому необхідно зміцнювати ці ділянки за допомогою закладних металевих деталей або поперечними сітками.

5. Якщо арматуру натягують на бетон, то відстань поверхні елемента до поверхні каналу повинна бути не меншою, ніж 40 мм і не меншою, ніж діаметр каналу.

6. Відстань у просвіті між каналами для арматури має бути не меншою, ніж діаметр каналу і не меншою, ніж 50 мм.

7. При високих елементах необхідно ставити попередньо-напружену арматуру і в стиснуту зону.

Розрахунок попередньо-напружених залізобетонних елементів.

У процесі розрахунків виконується:

- а) розрахунок несучої здатності (міцності);
- б) розрахунок тріщиностійкості за нормальних та похилих перерізів;
- в) обмеження ширини розкриття тріщин;
- г) розрахунок деформативності (за прогинами);
- д) перевірка міцності тріщиностійкості у різних стадіях виготовлення, транспортування та монтажу.

Запитання для самоперевірки

1. Що називається попередньо-напруженим залізобетоном?
2. Чому інженера Фрейсіне спіткала невдача при здійсненні попереднього напруження?
3. Типи попередньо-напружених елементів.
4. Засоби натягнення арматури.
5. Яка застосовується арматура?
6. Які застосовуються анкерні кріплення?
7. Коли застосовується попереднє напруження?
8. Які конструктивні особливості у попередньо-напружених елементів?

Л е к ц і я 9. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗА МІЦНІСТЮ

П л а н

- 9.1. Врахування втрат попередньо-напруженої арматури.
- 9.2. Визначення контрольованих напружень та величини обтиснення бетону.
- 9.3. Умова міцності зігнутого попередньо-напруженого елемента.

Розрахунок залізобетонних попередньо-напружених елементів виконується за такими ж методиками, що й звичайних елементів, але з урахуванням втрат, які виникають при натягуванні арматури.

9.1. Врахування втрат попередньо-напруженої арматури

У процесі напруження арматури та передачі реактивних зусиль на бетон внаслідок різних причин протягом деякого часу, відбувається зниження початкової величини напруження. Точні їх значення у більшості випадків обчислити неможливо, тому прийнято емпіричні формули та спрощені прийоми їх визначення. Емпіричні формули у лекції наведені не будуть, будуть розглянуті тільки фізичні умови.

Розрізняють перші втрати, які мають місце до закінчення обтиснення бетону та другі втрати, які відбуваються після обтиснення бетону.

Перші втрати

1. Втрати від релаксації напруження у арматурі при її натягненні на упори залежать від способу натягнення та типу арматури.
2. Втрати від температурного перепаду, тобто від різниці температури натягнутої арматури та засобів, які сприймають зусилля натягнення при пропарюванні. Якщо таких даних немає, приймаємо $\Delta t = 65^{\circ}$.
3. Втрати від деформації анкерів:
 - а) при натягненні на упори;
 - б) при натягненні на бетон.
4. Втрати від тертя арматури:
 - а) об стінки каналів при натягненні на бетон;
 - б) об обвідні засоби при натягненні на упори.
5. Втрати від деформації сталевих ферм.
6. Втрати від швидконабігаючої повзучості бетону, залежать від умов твердіння та класу бетону.

Другі втрати

7. Втрати від релаксації при натягуванні арматури на бетон.
8. Втрати від усадки бетону.
9. Втрати від повзучості бетону залежать від виду бетону, умов твердіння, умов напруження арматури.

10. Втрати від зім'яття бетону під витками арматури.

11. Втрати від деформації обтиснення стисків між блоками.

Таким чином:

- при натягненні арматури на упори втрати складаються

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6,$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10},$$

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}.$$

- при натягненні арматури на бетон

$$\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4,$$

$$\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11},$$

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}.$$

Сумарна величина втрат σ_{los} досягає значень 2000-2500 кг/см². У всіх випадках вона повинна прийматись не меншою за 1000кг/см².

9.2. Визначення контрольованих напружень та величини обтиснення бетону.

При великих напруженнях в арматурі, які близькі до нормативного опору, у ній виникає небезпека розриву при натягуванні (дротова арматура) або небезпека розвитку значних пластичних деформацій (гарячекатана). Значення величини натягування встановлюється нормами:

- для стержневої арматури $\sigma_{con} = 0,9R_s$;

- для дротової арматури $\sigma_{con} = 0,65R_{sp}$, але не менше $0,4R_{sp}$.

Це сила, з якою натягується арматура.

Визначаємо величину обтиснення бетону у процесі відпуску натягнення. Ця сила повинна бути меншою розрахункового опору бетону R_b ,

інакше бетон зруйнується

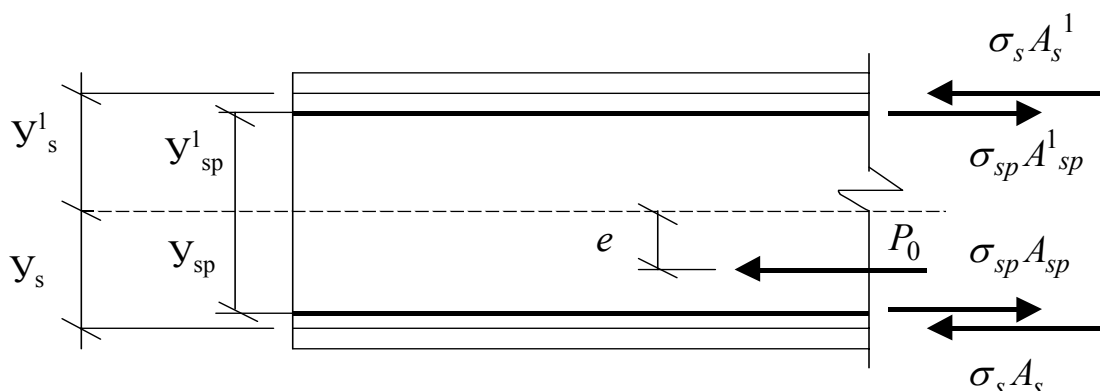


Рис. 26. Схема розподілу зусилля обтиснення бетону

З умови рівноваги всіх зусиль знайдемо

$$P_0 = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_s A'_s - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s,$$

а ексцентриситет прикладення цього зусилля відносно центра наведеного перерізу

$$e = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} Y_{sp} + \sigma_{sp} A'_{sp} Y_{sp} - \sigma_s A_s Y_s - \sigma'_s A' Y'_s}{P},$$

де σ_{sp} - напруження у попередньо натягнутій арматурі;

A_{sp}, A'_{sp} - площа попередньо натягнутої арматури в розтягнутій та стиснутій зонах.

9.3. Умова міцності зігнутого попередньо-напруженого елемента

Розглянемо умову міцності попередньо-напруженого зігнутого елемента

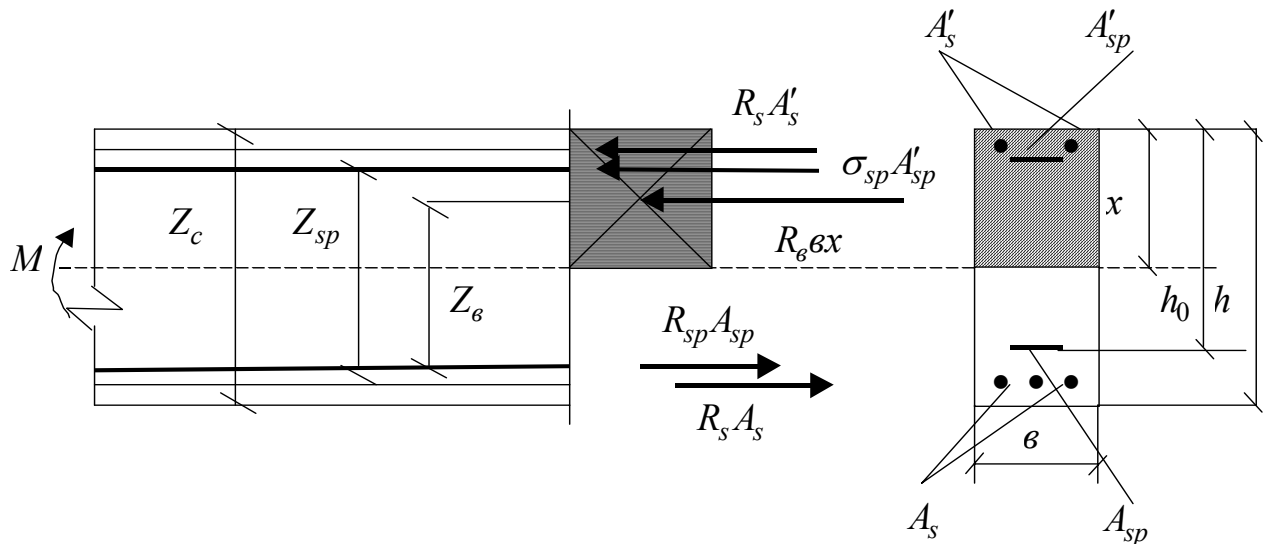


Рис. 27. Схема прикладення зусиль зігнутого попередньо-напруженого елемента.

Перш за все покажемо необхідність у стиснутій попередньо-натягнутій арматурі. Ця необхідність виникає після розрахунку на тріщиностійкість верхньої зони у процесі відпуску нижньої попередньо-натягнутої арматури.

Напруження у розтягнутій арматурі обчислюється з урахуванням втрат

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \sigma_{sc} - \sigma_{los}, \\ \sigma_{sp} &= 360 - \gamma_{sp} \sigma''_{sp}, \\ \sigma'' \tau_{sp} &= \sigma_{\kappa} - \sigma'_{los}. \end{aligned}$$

Умова міцності

$$M \leq R_6 v x Z_e + \sigma'_{sp} A'_{sp} (h_0 - a_{sp}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s).$$

Умова рівноваги внутрішніх зусиль

$$R_6 v x + \sigma_{sp} A'_{sp} + R_{sc} A'_s = R_{sp} A_{sp} + R_s A_s.$$

Площу ненапруженої арматури слід задавати, а обчислюється площа напруженої арматури за звичайною умовою,

де R_{sp} - розрахунковий опір попередньо-напруженого елемента;
 σ_{sp} - напруження, яке виникає у попередньо-напруженій стиснутій арматурі.

Запитання для самоперевірки

1. Які бувають втрати попереднього напруження?
2. Яка максимальна та мінімальна величина втрат?
3. Що таке контрольовані напруження?
4. Що таке обтиснення бетону і з якої умови вони визначаються?
5. Умова міцності попередньо-напруженого елемента.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс: Учебник для вузов. М.:Стройиздат 1985.
2. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. М.:Стройиздат. 1989.
3. СНИП 2.03.01-84 Бетонные и железобетонные конструкции М.:Стройиздат. 1985