

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ УКРАЇНИ
«КИЇВСЬКИЙ ПОЛІТЕХНІЧНИЙ ІНСТИТУТ
імені ІГОРЯ СІКОРСЬКОГО»

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ

*Рекомендовано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського
як навчальний посібник для здобувачів ступеня бакалавра
за освітньою програмою «Геоінженерія» спеціальності 184 «Гірництво»*

Київ
КПІ ім. Ігоря Сікорського
2019

Будівельні матеріали і конструкції підземних споруд. Основи розрахунку [Електронний ресурс]: навч. посіб. для студ. спеціальності 184 «Гірництво» / КПІ ім. Ігоря Сікорського; уклад.: С. М. Стовпник., А. Л. Ган., Л. В. Шайдецька. – Електронні текстові дані (1 файл: 10,7 Мбайт). – Київ : КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019. – 120 с.

*Гриф надано Методичною радою КПІ ім. Ігоря Сікорського (протокол № 2 від 31.10.2019 р.)
за поданням Вченої ради Інституту енергозбереження та енергоменеджменту
(протокол № 3 від 30.09.2019 р.)*

Електронне мережне навчальне видання

БУДІВЕЛЬНІ МАТЕРІАЛИ І КОНСТРУКЦІЇ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ

Укладачі: *Стовпник Станіслав Миколайович, канд. техн. наук, доц.
Ган Анатолій Леонідович, канд. техн. наук, доц.
Шайдецька Любов Валентинівна, канд. техн. наук*

Відповідальний редактор *Ган О.В., інженер кафедри геоінженерії*

Рецензент *Гембарський Л.В., канд. техн. наук, директор
ТОВ «ПІДЗЕМСПЕЦБУД»*

Навчальний посібник призначений для підготовки здобувачів ступеня бакалавра за освітньою програмою «Геоінженерія» з вибірковим блоком «Геоінженерія мегаполісів» спеціальності 184 «Гірництво».

У посібнику наведено основні відомості про міцнісні та деформаційні властивості будівельних матеріалів, а також основні положення з розрахунку центально-розтягнутих, центально стиснутих, вигнутих, позацентрово стиснутих та позацентрово розтягнутих елементів і конструювання залізобетонних конструкцій підземних споруд. Основні засади розрахунку металевих конструкцій та елементів з деревини та пластмас. З кожної теми подано типові алгоритми розрахунку та наведено запитання для самоконтролю.

© С.М. Стовпник, А.Л. Ган, Л.В. Шайдецька, 2019
© КПІ ім. Ігоря Сікорського, 2019

ЗМІСТ

ВСТУП	7
1. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД.....	8
1.1. Історичний огляд розвитку методів розрахунку будівельних конструкцій.....	8
1.1.1. Метод розрахунку за допустимими напруженнями.....	8
1.1.2. Гіпотеза про граничну рівновагу.....	10
1.1.3. Метод розрахунку перетинів за руйнівними зусиллями	10
1.1.4. Метод розрахунку перетинів за граничними станами.....	12
1.1.5. Коефіцієнти надійності методу розрахунку перетинів за граничними станами.....	13
Запитання для самоперевірки	15
2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ І ЇХ ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ	17
2.1. Класифікація бетонів.....	17
2.2. Структура бетону і його вплив на міцність і деформативність.	18
2.3. Кубікова та призмova міцність.	21
2.4. Міцність бетону на осьовий розтяг.....	23
2.5. Міцність бетону на зріз і сколювання.....	24
2.6. Класи і марки бетону.	25
2.6. Модуль деформації бетону і міра повзучості.	27
2.7. Реологічні властивості бетону.....	29
Запитання для самоперевірки	30
3. АРМАТУРА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	31
3.1. Загальні відомості.....	31
3.2. Види і класи арматури.....	33
3.3. Стикування ненапруженої арматури	35
3.4. Арматурні вироби	36
3.5. Деформативність сталі	37
3.6. Реологічні властивості арматури.....	38
3.7. Нормативні і розрахункові опори	38
4. ВЛАСТИВОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ	39

	4
4.1. Зчеплення арматури з бетоном	39
4.2. Усадка залізобетону	40
4.3. Повзучість залізобетону	42
4.4. Вплив високих температур на залізобетон.....	42
4.5. Корозія залізобетону і заходи захисту	42
Запитання для самоперевірки	43
5. ОСНОВИ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ	44
5.1. Стадії напружено-деформованого стану при згинанні	44
5.2. Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій	48
5.3. Гранична висота стиснутої зони.....	48
Запитання для самоперевірки	50
6. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ	51
6.1. Розрахунок міцності нормальних перерізів	51
6.2. Загальний випадок розрахунку нормальних перерізів.....	52
7. ВИГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ.....	57
7.1. Конструктивні особливості вигнутих елементів	57
7.2. Розрахунок міцності по нормальних перерізах для прямокутного профілю з одиночною арматурою	61
7.3. Розрахунок міцності по нормальних перерізах для прямокутного профілю з подвійним армуванням	63
7.4. Розрахунок вигнутих елементів таврового перерізу	64
7.5. Розрахунок таврових перерізів з подвійним армуванням.....	66
7.6. Вигинаємі елементи, армовані жорсткою арматурою	66
Запитання для самоперевірки	68
8. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПО ПОХИЛОМУ ПЕРЕРІЗУ	69
8.1. Основні розрахункові положення	69
8.2. Визначення положення розрахункового похилого перерізу	71
8.3. Розрахунок по похилих перерізах для випадку руйнування між похилими тріщинами.....	72
8.4. Розрахунок по похилих перерізах для випадку руйнування від дії поперечної сили.....	73
Запитання для самоперевірки	76

9. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ.....	77
9.1. Загальні відомості	77
9.2. Основні розрахункові положення позацентрово стиснутих елементів. 79	
9.2.1. Випадок великих ексцентриситетів	80
9.2.2. Випадок великих ексцентриситетів	81
9.3. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів із врахуванням подовжнього вигину	82
9.4. Армування стиснутих елементів	83
9.5. Врахування непрямого армування.	84
9.6. Розрахунок круглих перерізів.....	86
9.7. Розрахунок міцності розтягнутих елементів.....	86
Запитання для самоперевірки	88
10. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПО УТВОРЕННЮ І РОЗКРИТТІ ТРІЩИН (ІІ ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ) 89	
10.1. Загальні відомості	89
10.2. Розрахунок центрально розтягнутих елементів.....	91
10.3. Розрахунок вигнутих елементів	92
10.4. Момент утворення тріщин в згинальних елементах за способом ядрових моментів	94
10.5. Ширина розкриття тріщин, нормальних до осі елемента	95
10.5.1. Розрахунок розкриття тріщин.....	95
10.5.2. Розрахунок по закриттю тріщин.	97
10.6. Визначення кривизни залізобетонного елемента.	97
Запитання для самоперевірки	98
11. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ.....	100
11.1. Загальні відомості про металоконструкції	100
11.2. Марки і класи сталі для будівельних конструкцій	101
11.3. Основи розрахунку металевих конструкцій. Балки і балочні клітини. Підбір перерізу прокатних балок	102
11.4. Розрахунок сталевих елементів при центральному розтягу і стиску	104

11.5. Розрахунок сталевих елементів на дію поздовжньої сили та згинального моменту	106
12. КАМ'ЯНІ ТА АРМОКАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ	108
12.1. Матеріали для виготовлення кам'яних та армокам'яних конструкцій	108
12.2. Характеристика природних та кам'яних матеріалів	109
12.3. Армвані кам'яні (армокам'яні) конструкції	111
Запитання для самоперевірки	114
13. ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ ТА КОНСТРУКЦІЙНІ ПЛАСТМАСИ.....	115
13.1. Загальні відомості про конструкційні матеріали.....	115
13.2. Матеріали для дерев'яних конструкцій	116
13.3. Використання полімерних матеріалів та конструкцій із пластмас....	118
Запитання для самоконтролю	119
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	120

ВСТУП

Будівельні матеріали займають дуже важливе місце серед багатьох факторів, що визначають якість сучасного будівництва, архітектурну цінність будівель та споруд і техніко-економічні показники будівельних проектів.

Асортимент і якість виробів будівельної індустрії визначають безпосередній вплив на технічні, естетичні переваги об'єкта та його довговічність. Проблема підвищення загального рівня якості будівництва та архітектури безпосередньо пов'язана з поліпшенням якості будівельних матеріалів, виробів та конструкцій, впровадженням широкого асортименту нових ефективних матеріалів, які в повній мірі відповідають архітектурно-будівельним вимогам. Від правильного вибору будівельних матеріалів та конструкцій залежить не тільки фізична, а й моральна довговічність будівлі або споруди. При цьому треба враховувати, що економічність проекту не завжди є доцільною. Неможна економити на матеріалах для високоякісного оздоблювання, коли від цього залежить довговічність та естетична виразність будівлі. Низька якість допоміжних матеріалів, які використовуються для захисних покриттів або обробки поверхні, може призвести до передчасного старіння або руйнування дорогих за вартістю конструктивних елементів, від яких залежить термін служби всієї будівлі. Довговічність будівель визначається довговічністю застосовуваних будівельних конструкцій і залежить від умов обслуговування, якості будівельно-монтажних робіт (ретельності виготовлення, взаємного сполучення конструкцій, технічних умов і правил виробництва, що набуті теорією та практикою будівництва).

З огляду на бурхливий розвиток науки і техніки фахівці припускають, що основними будівельними матеріалами у майбутньому також будуть метал, бетон і залізобетон, кераміка, скло, деревина, полімери.

Нові будівельні матеріали будуть створюватися на тій же сировинній основі, але із застосуванням більш прогресивних технологічних прийомів і безвідходних технологій. Потік нових матеріалів з високими експлуатаційними характеристиками, довговічністю і надійністю буде збільшуватися.

Загальні принципи, якими слід користуватися при виборі матеріалів: – нові та існуючі матеріали повинні бути взаємно сумісними; – властивості нових матеріалів мають бути кращими за існуючі.

1. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ КОНСТРУКЦІЙ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

1.1. Історичний огляд розвитку методів розрахунку будівельних конструкцій

Розрахунок будівельних конструкцій виконують з метою забезпечення необхідної міцності, жорсткості і стійкості при мінімальній затраті матеріалів, коштів і праці. В міру розвитку будівельної науки методи розрахунку вдосконалювалися і будівельники, з доступною для їхнього часу точністю, визначали зусилля в конструкціях і необхідні розміри їхнього перерізу.

Існує три основних методи розрахунку будівельних конструкцій: за допустимими напруженнями, за руйнівними зусиллями та за граничними станами.

1.1.1. Метод розрахунку за допустимими напруженнями

Цей метод розрахунку історично сформувався першим, в ньому за основу взята стадія II НДС та прийняті наступні допущення:

1. напруження в бетоні розтягнутої зони приймають рівними нулю;
2. бетон стиснутої зони деформується пружно, а залежність між напруженнями і деформаціями лінійна відповідно до закону Гука;
3. нормальні до поздовжньої осі перерізу, плоскі до вигину, залишаються плоскими після вигину, тобто виконується гіпотеза плоских перерізів;
4. напруження в бетоні і арматурі обмежуються допустимими напруженнями:

$$\sigma_{bi} \leq [\sigma_b];$$

$$\sigma_{si} \leq [\sigma_s]$$

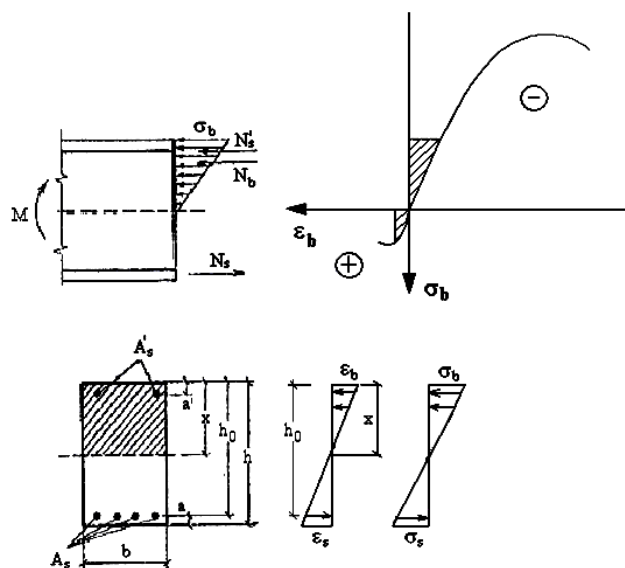


Рис. 1.1 До розрахунку за допустимими напруженнями

Як наслідок цих припущень, в бетоні стиснутої зони приймається трикутна епюра напружень і постійне значення відношень модулів пружності матеріалів $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$.

Відповідно до подібності трикутників, зображених на рис. 1.1:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{h_0 - x}{x}; \Rightarrow \varepsilon_s = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \varepsilon_b$$

$$\frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b};$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

$$\sigma_s = \frac{h_0 - x}{x} \cdot \alpha \cdot \sigma_b$$

Крайове напруження в бетоні визначається як для приведеного однорідного перерізу:

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_{red}}$$

Напруження в розтягнутій і стиснутій арматурі:

$$\sigma_s = \frac{\alpha \cdot M \cdot (h_0 - x)}{I_{red}}$$

$$\sigma'_s = \frac{\alpha \cdot M \cdot (x - a')}{I_{red}}$$

Момент інерції приведеного перерізу дорівнює:

$$I_{red} = \frac{b \cdot x^3}{3} + \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x)^2 + \alpha \cdot A'_s \cdot (x - a')^2$$

Статичний момент приведеного перерізу дорівнює нулю:

$$S_{red} = \frac{b \cdot x^2}{2} - \alpha \cdot A_s \cdot (h_0 - x) + \alpha \cdot A'_s \cdot (x - a') = 0$$

Напруження в бетоні і арматурі обмежуються допустимими напруженнями, які встановлюються як деякі частки тимчасового опору бетону стисканню і межі текучості арматури:

$$[\sigma_b] \approx 0,45 \div 0,5R_b;$$

$$[\sigma_s] \approx 0,4 \div 0,5R_s$$

Основний недолік методу розрахунку перетинів за допустимими напруженнями, полягає в тому, що бетон розглядається як пружний матеріал. Дійсний розподіл напружень в бетоні по перетину в стадії II не відповідає трикутної епюрі напружень, α - число не постійне, залежить від значень напружень в бетоні.

Встановлено, що дійсні напруження в арматурі менше обчислених, тобто є великі запаси, які призводять до перевитрат матеріалів.

1.1.2. Гіпотеза про граничну рівновагу

У 1933р. А. Ф. Лоллейт висунув нову гіпотезу - гіпотезу граничної рівноваги - і відмовився від кінетичної гіпотези.

Постулати гіпотези граничної рівноваги:

1. Перед руйнуванням перетин залізобетонних конструкцій знаходиться в рівновазі.

2. Перед руйнуванням матеріал конструкції знаходиться в граничному стані:

$$\sum x = 0 \quad R_{bn} \cdot A_b = R_{su} \cdot A_s; \quad (1)$$

$$\sum M = 0 \quad M - R_{bn} \cdot A_b \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 0 \quad (2)$$

$h_0 - \frac{x}{2} = z_b$ - плече внутрішньої пари сил.

3. Напруження в бетоні розтягнутої зони приймають рівними нулю.

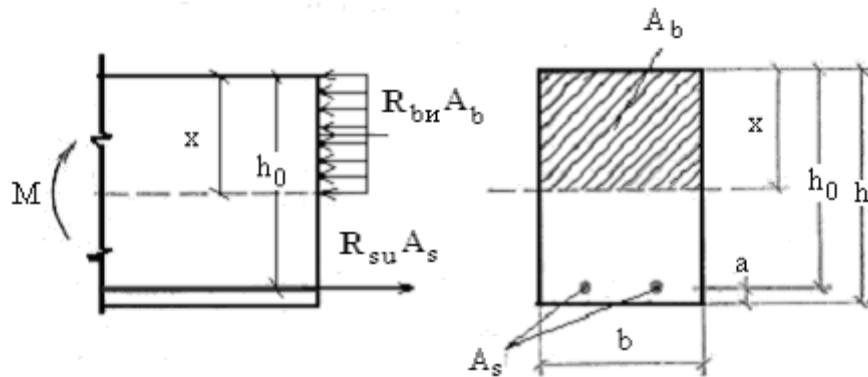


Рис. 1.2. Гіпотеза про граничну рівновагу

1.1.3. Метод розрахунку перетинів за руйнівними зусиллями

Цей метод був розроблений в 1935-1938 рр.

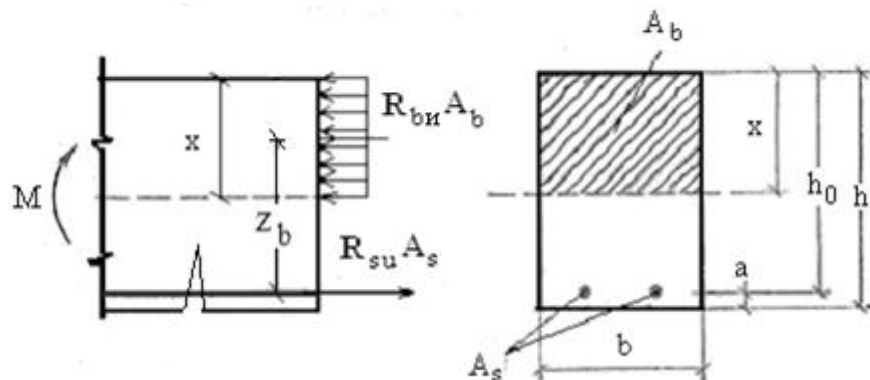


Рис. 1.3. До розрахунку балки за руйнівними зусиллями

Основні гіпотези:

1. Метод розрахунку перетинів виходить зі стадії III НДС при вигині.
2. Напруження в бетоні розтягнутої зони приймають рівними нулю;
3. В основу покладено метод граничної рівноваги.
4. В розрахункові формули замість допустимих напружень вводять межу міцності бетону при стисканні і межу текучості арматури.

Прийнято наступний розрахунковий опір бетону стиску:

- для вигинаючого елемента $R_{II} = 1,25R_b$;
- опір бетону стиску (призматична міцність) - R_b ;
- опір, рівний фізичної межі текучості $\sigma_{pl} = R_s$

Епюра напружень в бетоні стиснутої зони спочатку приймалася криволінійною, а потім була прийнята прямокутною.

Для вигнутого елемента з будь-яким симетричним перетином висоту стиснутої зони визначають з 1-ого рівняння рівноваги внутрішніх зусиль в стадії руйнування. Руйнуючий момент визначають як момент внутрішніх зусиль щодо осі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури (2-е рівняння).

$$\Sigma x = 0; \quad R_{II} \cdot b \cdot x - R_s \cdot A_s = 0;$$

$$\Sigma m = 0; \quad M - R_{II} \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = 0$$

$$\text{де } z_b = h_0 - \frac{x}{2}$$

Для прямокутних і таврових перерізів з полицею в стиснутій зоні граничне значення висоти стиснутої зони $x = 0,55h_0$

На практиці потрібні менш жорсткі умови, тоді замість другого рівняння можна записати умови:

$$M \leq R_b \cdot S_b;$$

$$S_b = A_b \cdot z_b$$

де $R_b \cdot S_b$ – несуча здатність залізобетонної конструкції, що залежить від геометричних розмірів і міцності матеріалу.

Гранична рівновага працює у вузькому діапазоні, тобто

$$M_p = M_p + \Delta M, \quad \text{де } \Delta M \rightarrow 0.$$

При розрахунку цим методом в формулах враховують запас міцності - єдиний для елемента в цілому. Коефіцієнт запасу міцності був встановлений нормами в залежності від причини руйнування конструкції, поєднання силових впливів і відношення зусиль від тимчасових навантажень до зусиль від постійних навантажень.

$$K_3 = \frac{M_p}{M_{\text{експ}}} > 1; \quad \text{де } K_3 = 2 \div 3$$

У розрахунках перерізів за руйнівними зусиллями внутрішні зусилля M, Q, N від навантаження визначають також в стадії руйнування конструкції, тобто з урахуванням утворення пластичних шарнірів. Для багатьох видів

конструкцій - плит, нерозрізних балок, рам - такого роду розрахунки дають суттєвий економічний ефект.

Переваги методу розрахунку.

Даний метод, враховує пружнопластичні властивості залізобетону, більш правильно відображає дійсну роботу перетинів конструкцій під навантаженням. Великою перевагою цього методу є можливість визначення близького до дійсності загального коефіцієнта запасу міцності. При розрахунку за руйнівними зусиллями в ряді випадків виходить менша витрата арматурної сталі в порівнянні з витратами сталі за методом допустимих напружень.

Недоліки методу розрахунку.

1. Не охоплена жорсткість і тріщиностійкість конструкцій.
2. Коефіцієнт запасу складається з різних коефіцієнтів

$$K_3 = K_1 \cdot K_2 \cdot K_3 \cdot \dots \cdot K_n;$$

де K_1 – коефіцієнт щодо навантажень та дій;

K_2 – коефіцієнт по міцності бетону і т.д.

Можливі відхилення фактичних навантажень і міцності матеріалів від їх розрахункових значень не можуть бути явно враховані при одному загальному синтезуемому коефіцієнті запасу міцності. При необхідній заміні якого-небудь коефіцієнта, доводиться міняти всі коефіцієнти, які формують коефіцієнт запасу K_3 .

1.1.4. Метод розрахунку перетинів за граничними станами

Метод розрахунку конструкцій за граничними станами є подальшим розвитком методу розрахунку за руйнівними зусиллями. При розрахунку за цим методом встановлюють граничний стан конструкцій і використовують систему розрахункових коефіцієнтів, введення яких гарантує, що цей стан не настане при найнесприятливіших поєднаннях навантажень і при найменших значеннях міцності матеріалів. Міцність перетинів визначають по стадії руйнування, але безпеку роботи конструкції під навантаженням оцінюють не одним синтезуючим коефіцієнтом запасу, а зазначеною системою розрахункових коефіцієнтів. Конструкції, запроектовані і розраховані за цим методом, виходять більш економічними.

Існують 3 групи граничних станів:

1. за несучою здатністю;
2. за деформативністю;
3. за тріщиностійкістю.

Потім останні 2 групи об'єднали в єдину групу - групу за умовами експлуатації.

При розрахунку за граничними станами використовують не опір стисненню при вигині, як в методі по руйнівних зусиллях, а призмову міцність.

Граничний стан - це стан конструкції, при настанні якого конструкція перестає задовольняти пред'явленим до неї вимогам, тобто втрачає здатність чинити опір зовнішнім навантаженням і впливам або набуває неприпустимі значення деформацій або тріщиностійкості. Оцінка неприпустимих деформацій визначається за допомогою прогинів або кутів повороту.

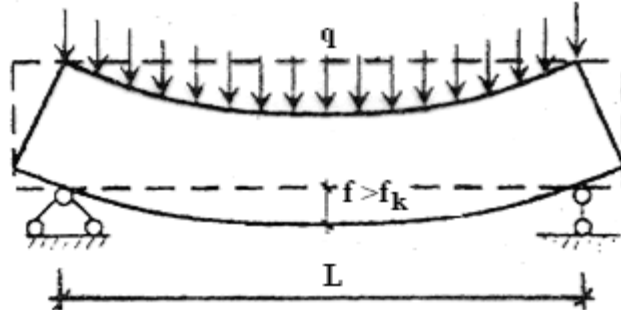


Рис.1.4. Конструкція яка не відповідає нормальним умовам експлуатації

Розрахунок за граничними станами першої групи виконують, щоб забезпечити міцність, стійкість, витривалість конструкцій.

Розрахунок за граничними станами другої групи виконують для уникнення утворення і надмірного розкриття тріщин (якщо ті передбачені за умовами експлуатації), а також надмірних переміщень (прогинів, кутів повороту).

Розрахунок за граничними станами конструкції в цілому, а також окремих її елементів або частин виконують для всіх етапів: виготовлення, транспортування, монтажу та експлуатації. При цьому розрахункові схеми повинні відповідати прийнятим конструктивним рішенням і кожному з перерахованих етапів.

Між 2 групами граничних станів є якісна різниця:

- 1 група захищає від руйнування;
- 2 група відповідає за комфортність експлуатації.

Існують деякі обмеження для 2 групи - обмеження за деформаціями:

1. конструктивні - прогини повинні бути такими, щоб не заважати експлуатації інших конструкцій;
2. технологічні - прогини повинні бути такими, щоб не заважати роботі технологічного обладнання;
3. естетичні - прогини повинні бути такими, щоб не заважати комфортності людей.

1.1.5. Коефіцієнти надійності методу розрахунку перетинів за граничними станами

Існують 4 групи коефіцієнтів надійності.

I група - ступінь відповідності будівель і споруд. Ця група визначається розміром матеріального і соціального збитку при їх передчасному руйнуванні.

При проектуванні конструкцій слід враховувати коефіцієнт надійності за призначенням, значення якого залежить від класу відповідності будівель і споруд. На коефіцієнт надійності за призначенням γ_n слід ділити граничні значення несучої здатності, розрахункові значення опорів, граничні значення деформацій, розкриття тріщин або множити на цей коефіцієнт розрахункові значення навантажень, зусиль чи інших впливів. Встановлено 3 класи відповідності будівель і споруд:

1 клас $\gamma_n = 1,0$ – будівлі та споруди, руйнування яких призводить до дуже серйозних наслідків (Чорнобильська АЕС, греблі, ГЕС, ТЕС);

2 клас $\gamma_n = 0,95$ – будівлі та споруди, що не входять в 1 і 3 класи.

3 клас $\gamma_n = 0,9$ – різні склади, одноповерхові житлові будинки, тимчасові будівлі і споруди.

II група - навантаження і впливи.

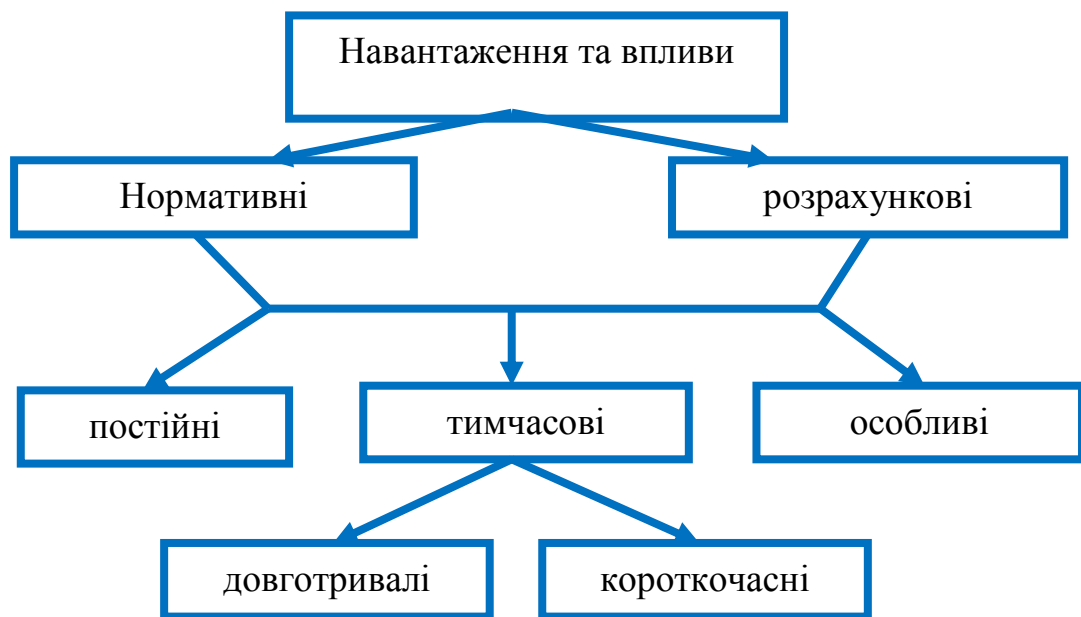


Рис. 1.5. Навантаження та впливи

Постійні навантаження - це вага несучих і огорожувальних конструкцій будівель і споруд, вага і тиск ґрунтів, вплив попереднього напруження залізобетонних конструкцій.

Тимчасове довготривале навантаження - це вага стаціонарного обладнання на перекриттях; тиск газів, рідин в ємностях; встановлена норма частина тимчасового навантаження в житлових будинках, в службових та побутових приміщеннях; навантаження від підвісних кранів; снігове навантаження і т.п. Останні дві складають частину повного їх значення і вводяться в розрахунок при врахуванні тривалості дії навантажень цих видів на переміщення, деформацію та утворення тріщин.

Тимчасові короткотривалі навантаження - це вага людей, деталей, матеріалів; частина навантаження на перекриття житлових і громадських будівель; навантаження при виготовленні, перевезенні і монтажі конструкцій; снігові і вітрові, а також навантаження від температурно-кліматичних впливів.

Особливі навантаження - це сейсмічні та вибухові впливи; вплив нерівномірних деформацій основи, які призводять до зміни структури ґрунту.

Нормативні навантаження (q_n) встановлюються нормами по заздалегідь заданій ймовірності перевищення середніх значень або за номінальними значеннями, тобто $q_n \approx 0,95$. Нормативні постійні навантаження приймають за проектним значенням геометричних і конструктивних параметрів і за середніми значеннями щільності. Нормативні тимчасові технологічні та монтажні навантаження встановлюють за найбільшим значенням, передбаченим для нормальної експлуатації; снігові і вітрові - за середніми, з щорічних несприятливих значень, або за несприятливим значенням, відповідного певного середнього періоду їх повторень.

Розрахункові навантаження (q) отримують множенням нормативного навантаження на коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f > 1$, значення якого варіюється від 1,1 до 1,6, тобто $q = q_n \cdot \gamma_f$, $q \approx 0,997$. При розрахунку за другою групою граничних станів даний коефіцієнт приймається $\gamma_f = 1$.

III група - опір матеріалів.

IV група - умови виготовлення і експлуатації конструкцій.

Коефіцієнт надійності γ_{ij} вводиться в стадії роботи конструкції.

Для бетону існують 12 коефіцієнтів умов роботи (ДБН В.2.6-98: 2009).

Наприклад, γ_{b1} - коефіцієнт, що враховує багаторазовість повторюваного навантаження; γ_{b2} - коефіцієнт, що враховує тривалість дії навантаження і умови твердіння.

В ДБН В.2.6-98: 2009 приведена R_b - межа короткочасної міцності без урахування γ_b , тому в розрахунках враховують $\gamma_{b2} \cdot R_b$.

$\gamma_b = 0,9$ - тривала міцність;

$\gamma_b = 1,0$ - твердіння під водою;

$\gamma_b = 1,1$ монтаж конструкцій.

Для арматури існують 9 коефіцієнтів умов роботи (ДБН В.2.6-98: 2009).

Наприклад, γ_{s6} - коефіцієнт, що враховує роботу напруженої арматури вище межі текучесті.

Запитання для самоперевірки

1. Які завдання розрахунку будівельних конструкцій.
2. Що таке граничний стан конструкцій?

3. Перерахуйте і назвіть групи граничних станів будівельних конструкцій.
4. Як поділяють навантаження залежно від часу дії? Які навантаження зараховують до постійних і які до тимчасових?
5. Що таке нормативні і розрахункові навантаження?
6. Назвіть сполучення навантажень під час розрахунків конструкцій.
7. Що таке нормативні і розрахункові опори матеріалів?
8. Що таке коефіцієнти надійності матеріалу, умов роботи конструкцій, надійності за призначенням конструкції.

2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОНУ І ЇХ ОСНОВНІ ВЛАСТИВОСТІ

2.1. Класифікація бетонів

Бетон - комплексний будівельний матеріал, в якому великі і дрібні заповнювачі з'єднані в'язучим (цемент, рідке скло), чинять опір навантаженням як одне монолітне тіло.

Хоча бетон являє собою матеріал грубої неоднорідної структури, йому можна надавати цілком певні наперед задані міцності, фізичні (або фізико-механічні) і деформаційні властивості.

До міцностних властивостей відносять нормативні та розрахункові характеристики бетону при стисненні і розтягуванні, зчепленні бетону з арматурою;

до фізичних - водонепроникність, морозо- жаростійкість, корозійну стійкість, вогнестійкість;

до деформативних - стисливість і розтягуваність бетону під навантаженням, повзучість і усадка, набухання і температурні деформації.

Фізико-механічні властивості залежать від способу виготовлення бетону і матеріалів і визначаються структурою бетону і умовами твердіння.

Класифікація бетону:

Бетони класифікують за такими ознаками:

- за призначенням:
 - конструкційні - бетони несучих і огорожувальних конструкцій будівель і споруд, вимогами до якості яких є вимоги за фізико-механічними характеристиками;
 - спеціальні - бетони, до яких пред'являються спеціальні вимоги відповідно до їх призначення.

До спеціальних бетонів відносять жаростійкі, хімічно стійкі, декоративні, радіаційно-захисні, теплоізоляційні та ін. бетони.

- за видом в'язучої речовини:
 - цементні (на основі клінкерних цементів);
 - силікатні (на основі вапна в поєднанні з цементами, активними мінеральними добавками);
 - шлакові (на основі мелених шлаків і зол з активізаторами твердіння);
 - гіпсові (на основі напівводного гіпсу або ангідриту, включаючи гіпсоцементно-пуццоланові і т.п.);
 - спеціальні (бетонополімери, полімербетон, цементно-полімерні бетони).
- по виду заповнювачів:
 - щільних заповнювачах (щільні гірські породи і шлаки);
 - пористих заповнювачах (штучні і природні мінеральні пористі наповнювачі, а також пористі великі і щільні дрібні заповнювачі);

- спеціальних заповнювачах (органічні наповнювачі).
- за структурою:
 - щільні - бетони, у яких простір між зернами великого і дрібного або тільки дрібного заповнювача заповнене затверділим в'язучим і порами залученого газу або повітря, в тому числі утворюються за рахунок застосування добавок, що регулюють пористість в обсязі не більше 7%;
 - поризовані - бетони щільної структури на цементному в'язучому і щільних дрібних заповнювачах;
 - пористі - бетони, у яких основну частину обсягу складають рівномірно розподілені пори у вигляді осередків, отриманих за допомогою газо- або піноутворювачів;
 - великопористі - бетони, у яких простір між зернами великого і дрібного заповнювача неповністю заповнене або зовсім не заповнено дрібними заповнювачами і затверділими в'язучими, поризованими домішками, що регулюють пористість в обсязі не більше 7%.
 - за умовами твердіння бетону:
 - в природних умовах;
 - в умовах обробки їх при атмосферному тиску;
 - в умовах обробки їх при тиску вище атмосферного (автоклавного твердіння).
 - за густиною:
 - особливо важкі ($\rho > 2500 \text{ кг / м}^3$);
 - важкі ($\rho = 2200 \div 2500 \text{ кг / м}^3$);
 - полегшені ($\rho = 1800 \div 2200 \text{ кг / м}^3$);
 - легкі ($\rho = 800 \div 1800 \text{ кг / м}^3$);
 - особливо легкі ($\rho \leq 500 \text{ кг / м}^3$).

2.2. Структура бетону і його вплив на міцність і деформативність.

Структура бетону грубо неоднорідна і залежить від багатьох факторів. Вона формується у вигляді просторової решітки з цементного каменю, заповненої зернами великих і дрібних заповнювачів і пронизаної численними мікропорами і капілярами, що містять хімічно зв'язану воду, водяну пару і повітря.

З фізичної точки зору бетон являє собою капілярно-пористе тіло, в якому різко порушена суцільність маси і присутні всі три фази: тверда, рідка і газоподібна. При цьому цементний камінь, що скріплює бетон, також неоднорідний і складається з пружного кристалічного складу і в'язкої маси - гелю, таким чином, це наділяє бетон пружнопластичними-повзучими властивостями. Ці властивості проявляються в характері деформування бетону під навантаженням, під взаємодією з режимом температурної вологості навколишнього середовища. В часі кристалічний склад збільшується, а гелева частина зменшується.

Рекомендоване водоцементне відношення $V / Ц \approx 0,2$. Однак з технологічних міркувань - для досягнення достатньої рухливості і легкоукладальності бетонної суміші - кількість води беруть з деяким надлишком ($V / Ц = 0,5 \div 0,6$) Якщо $V / Ц > 0,6$, то міцність бетону зменшується.

Склад бетону, різний по крупності: від мікрочастинок до макрочасток цементу, обумовлює нерівномірні деформації.

Розглянемо діаграму початку і кінця тріщиноутворення бетону (рис. 2.1)

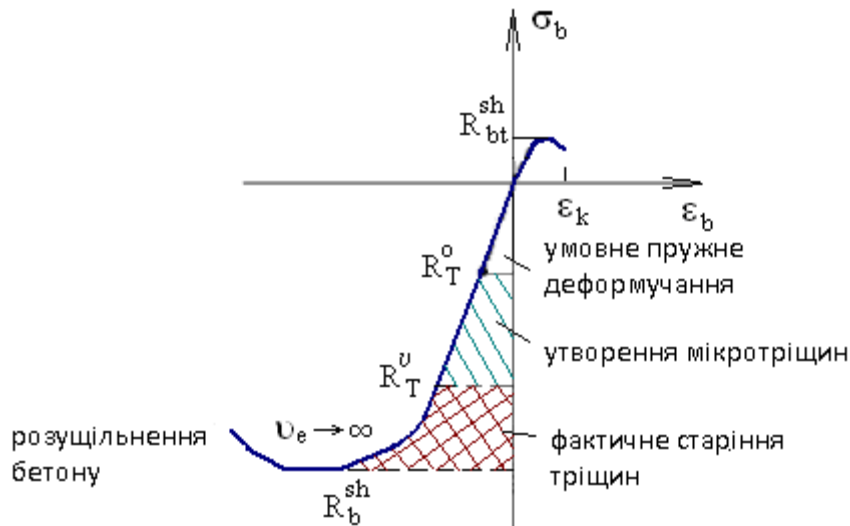


Рис. 2.1. Діаграма початку і кінця тріщиноутворення

R_T^o – початок мікротріщиноутворення;

R_T^v – кінець мікротріщиноутворення.

Фактично кінець мікротріщиноутворення є межею тривалої міцності бетону, тобто

$$R_T^v \approx R_b^{(\ell)}$$

де $R_b^{(\ell)}$ – межа тривалої міцності бетону

При досягненні межі тривалої міцності бетону кількість тріщин досягає максимального значення (насичення).

R_b^{sh} – межа короточасної міцності бетону (діапазон ущільнення бетону)

$$\nu = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}}$$

де ν - коефіцієнт пружнопластичності;

ε_{el} - пружні деформації;

ε_{pl} - непружні деформації;

$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$ - повні деформації

Якщо будь-яким способом забезпечувати сталість деформацій (тобто

$v_c = \text{Const}$), то на діаграмі буде вниз спадаюча гілка.

Навколо пор і пустот при одноосьовому стисканні утворюються, по поздовжніх майданчиках розтягуючі структурні напруження, врівноважені стискаючими напруженнями. Внаслідок частого і хаотичного розташування порожнин відбувається взаємне накладення напружень, що розтягують бетон, а це призводить до появи і розвитку мікротріщин задовго до його руйнування (рис. 2.2).

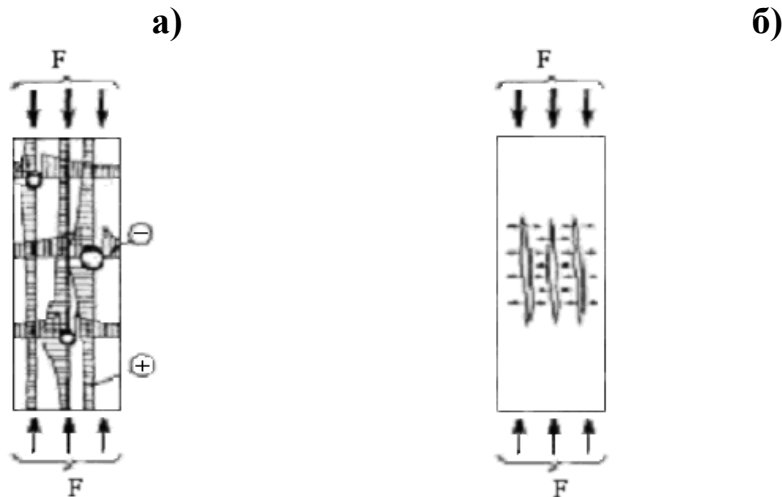


Рис. 2.2. Схема утворення тріщин: а) - концентрація напруг у мікро- і макропор; б) - розрив бетону в поперечному напрямку

Відсутність закономірності в розташуванні наповнювачів в затверділому бетоні, розмірі пор призводить до розкиду показників міцності, що призводить до великої кількості лабораторних і натурних експериментів.

На міцність бетону великий вплив має швидкість навантаження зразків (рис. 2.3).

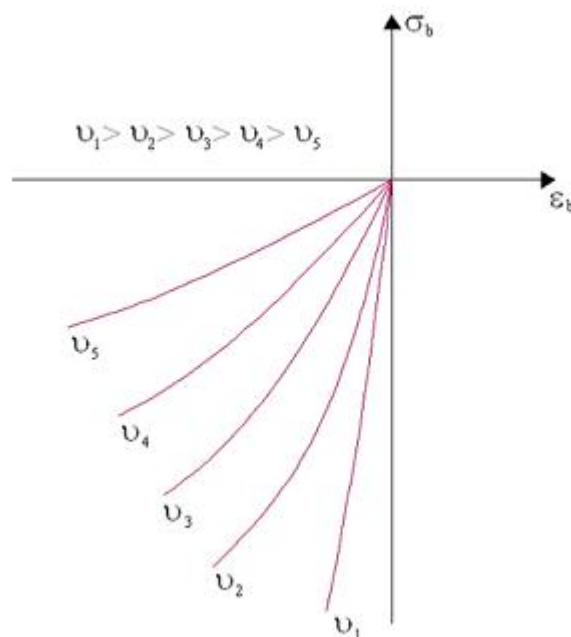


Рис. 2.3. Діаграма швидкостей навантаження

При уповільненому навантаженні зразків міцність бетону на $10 \div 15\%$ менше, ніж при коротко-часовому. При швидкому навантаженні міцність бетону зростає до 20%).

Бетон має різну міцність при різних силових впливах: стисненні, розтягненні, вигині, зрізі. Розрізняють декілька характеристик міцності бетону: кубикову і призмову міцність; міцність при зрізі і сколюванні; міцність при тривалій, короткочасній і динамічній дії навантажень, при багаторазових повторних навантаженнях.

2.3. Кубикова та призмova міцність.

З усіх міцностей бетону найбільш просто визначається його міцність при стисненні, а високий опір бетону стиску є його цінною властивістю, що використовують в залізобетонних конструкціях. Тому за основну характеристику міцностних і деформативних властивостей бетону прийнята його міцність на осьовий стиск.

Для оцінки міцності застосовують роздавлювання на пресі виготовлених в тих же умовах, що і реальні конструкції кубів бетону. За стандартні зразки приймають куби розмірами $150 \times 150 \times 150$ мм, випробування яких відбувається при температурі 20 ± 2 °C через 28 днів твердіння в нормальних умовах.

Дослідами встановлено, що міцність бетону одного і того ж складу залежить від розміру куба: якщо тимчасовий опір стиску бетону для базового куба з ребром 150 мм дорівнює R (рис. 2.4), то для куба з ребром 200 мм воно зменшується до $0,93R$, а для куба з ребром 100 мм - збільшується до $1,1R$.



Рис. 2.4. Стандартний бетонний зразок для визначення міцності на стиск з розмірами ребра 150 мм

Різний тимчасовий опір стиску зразків різної форми пояснюється впливом сил тертя, що виникають між сторонами зразка і опорними плитами преса та неоднорідністю структури бетону. Поблизу опорних плит сили тертя, спрямовані всередину зразка, створюють обойму, отже, збільшується міцність зразків при стисканні. Вплив сил тертя в міру віддалення від торців знижується, таким чином, бетонний куб при руйнуванні отримує форму двох усічених пірамід, звернених один до одного вершинами (рис. 2.5. а). При

зменшенні сил тертя за допомогою мастила характер руйнування змінюється (рис. 2.5, б): замість виколювання з боків зразка пірамід відбувається розколювання його по тріщинах, паралельним напрямку дії зусилля. При цьому тимчасовий опір бетону стиску зменшується.

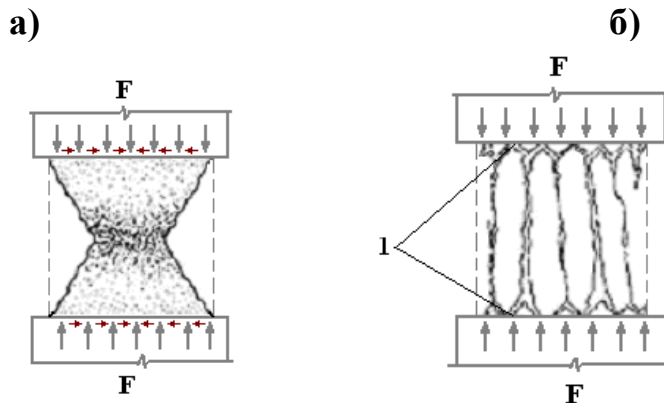


Рис. 2.5. Схема деформування бетону при стисканні: а) - при наявності тертя по опорним площинах; б) - при відсутності тертя, 1 - мастило

Оскільки залізобетонні конструкції за формою відрізняються від кубів, в розрахунках їх міцності не може бути безпосередньо використана кубикова міцність бетону.

Основною характеристикою міцності бетону стиснутих елементів є призматична міцність R_b .

Досліди на бетонних призмах зі стороною основи a й висотою h показали, що призматична міцність R_b менше кубикової і вона зменшується зі збільшенням відношення $\frac{h}{a}$.

Призматична міцність стає майже стабільною і рівною приблизно $R_b \approx 0,75R$. Як і для кубиків, це явище пояснюється різним ступенем впливу сил тертя по торцях зразків - чим більше розмір зразка і більше відстань між його торцями, тим менше вплив сил тертя. Вплив гнучкості бетонного зразка стає відчутним при $\frac{h}{a} \geq 8$.

Крива, наведена на рис. 2.6, ілюструє залежність $\frac{R_b}{R}$ від $\frac{h}{a}$ за усередненими дослідними даними.

Таким чином, призматична міцність R_b - це тимчасовий опір осьовому стиску призми R_{bu} з відношенням сторін $\frac{h}{a} = 4$.

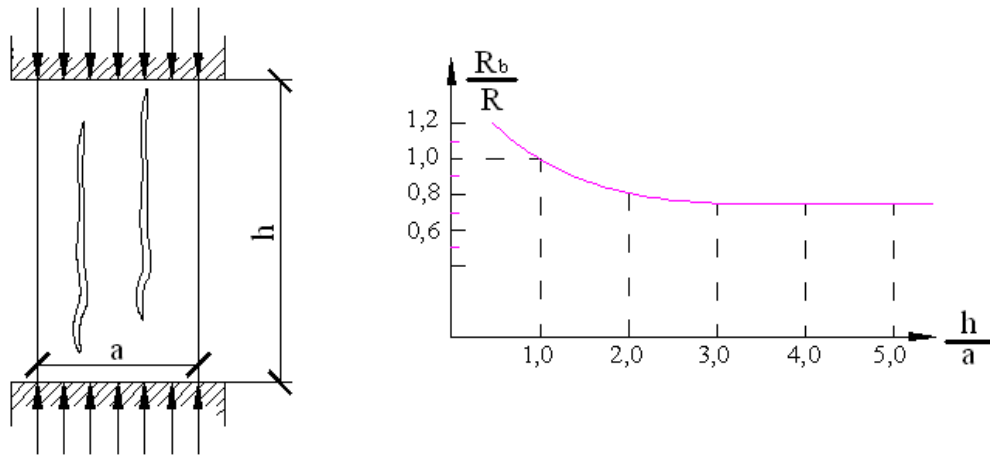


Рис. 2.6. Графік залежності призмової міцності бетону від відносини розмірів зразка

2.4. Міцність бетону на осьовий розтяг

Згідно дослідних даних міцність бетону на розтяг R_{bt} в 10 - 20 разів менше, ніж міцність на стиск, причому відносна міцність на розтяг зменшується зі збільшенням класу бетону. Дійсний опір розтягу дізнатися важко. На практиці використовують дослідні зразки у вигляді вісімок з розміром поперечного перерізу 100×100 мм (рис. 2.7). Причиною низького розтягу бетону є неоднорідність структури бетону, наявність внутрішніх напружень, слабке зчеплення між цементним каменем.

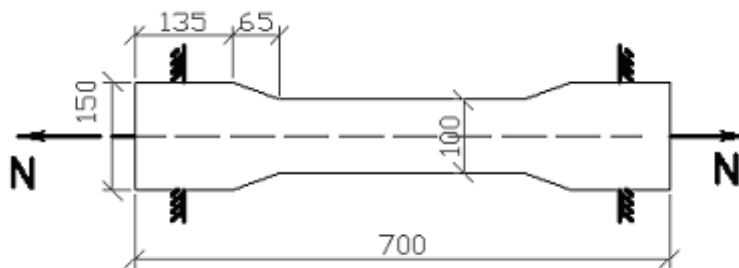


Рис. 2.7. Схема випробування зразка для визначення міцності бетону при осьовому розтягуванні на розрив

Тимчасовий опір бетону осьовому розтягу визначають за формулою:

$$R_{bt} = \frac{M_{руїн}}{\gamma \cdot W} = \frac{M_{руїн}}{\gamma \cdot b \cdot h^3}$$

де $M_{руїн}$ – руйнівний момент;

W – момент опору зразка прямокутного перерізу;

γ – коефіцієнт, що враховує криволінійний характер епюри напружень в бетоні вигнутої зони внаслідок пружно-пластичних властивостей бетону

2.5. Міцність бетону на зріз і сколювання

Чистий зріз - це поділ елемента на частини по перерізу, до якого прикладені перерізуючі сили.

При цьому виникає напружений стан, коли головні напруження $|\sigma_1| = |\sigma_3|$, $|\sigma_2| = 0$, а максимальне дотичне напруження $|\tau_{\max}| = |\sigma_1|$.

Дійсний опір зрізу надають зерна великих заповнювачів, що працюють як шпонки в площині зрізу. При зрізі розподіл напружень по площі перетину вважається одномірним.

У залізобетонних конструкціях чистий зріз зустрічається рідко; зазвичай він супроводжується дією поздовжніх сил (рис. 2.8).

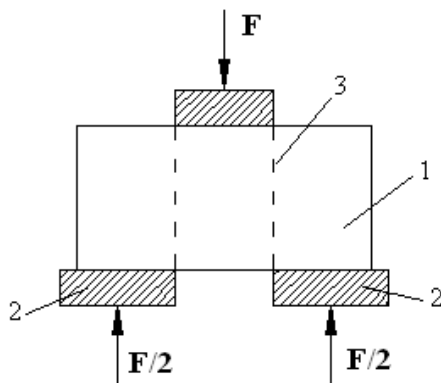


Рис. 2.8. Схема випробування бетонного зразка на зріз: 1 - випробуваний зразок; 2 - нерухомі сталеві опори; 3 - площина зрізу

Тимчасовий опір бетону на зріз можна визначити за емпіричною залежністю:

$$R_{sh} = 2 \times R_{bt}$$

Чисте сколювання - взаємне зміщення (зсув) частин елемента між собою під дією сколюючих (зсувних) зусиль.

Опір сколюванню виникає при вигині залізобетонних балок до появи в них похилих тріщин (рис. 2.9).

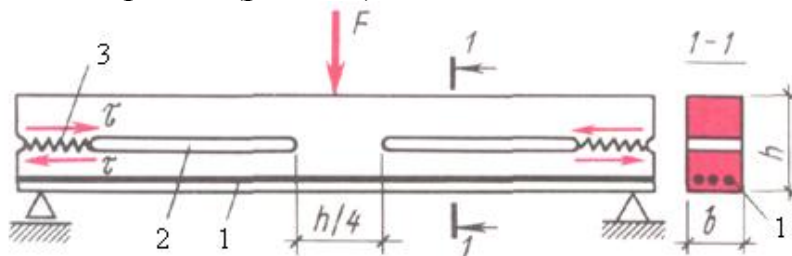


Рис. 2.9. Схема випробування бетонного зразка на сколювання: 1 - робоча арматура; 2 - прорізи (щілини); 3 - ділянки, де відбувається сколювання бетону

Сколювальні напруження по висоті перетину змінюються по квадратній параболі. Тимчасовий опір бетону на сколювання можна визначити за емпіричною залежністю:

$$R_{\text{скол}} \approx (1,5 \div 2) \times R_{\text{bt}}$$

2.6. Класи і марки бетону.

Клас - це поняття, що дозволяє отримати значення основних контрольних показників бетону, що задаються при проектуванні.

Марка оцінює основні фізичні властивості бетону.

Існує клас бетону по міцності на стиск В по міцності на розтяг В_т.

Клас бетону за міцністю на стиск - це значення тимчасового опору бетонних кубів з розміром ребра 150 мм, випробуваних у відповідності зі стандартами протягом 28 діб при температурі 20 ± 2 °С з урахуванням 95% забезпеченості їх міцності.

Для оцінки мінливості міцності і забезпечення гарантії для заданого значення використовують криву розподілу теорії ймовірності.

Середнє значення тимчасового опору бетону на стиск, встановлене при випробуванні партії стандартних кубів та визначають за залежністю:

$$R_m = \frac{n_1 \times R_1 + n_2 \times R_2 + \dots + n_k \times R_k}{\sum_{i=1}^k n_i}$$

де n_1, n_2, \dots, n_k - число випадків, в яких було встановлено тимчасовий опір відповідно R_1, R_2, \dots, R_k ;

$\sum_{i=1}^k n_i$ - загальне число випробувань в партії

Середнє квадратичне відхилення міцності бетону - це величина, що характеризує через розкид міцності експериментальних значень.

Середнє квадратичне відхилення міцності бетону визначають по залежності (2.5):

$$\sigma_m = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^k n_i \times (R_i - R_m)^2}{n - 1}}$$

Коефіцієнт варіації міцності бетону це відношення середнього квадратичного відхилення міцності бетону до середнього значення тимчасового опору бетону на стиск.

Коефіцієнт варіації міцності бетону визначають за залежністю:

$$v_m = \frac{\sigma_m}{R_m}$$

Чим досконаліше виробництво і технологія приготування бетонної суміші, тим менший коефіцієнт варіації міцності і економічніше виробництво.

Лабораторні дослідження для важких, дрібнозернистих і легких бетонів показали, що коефіцієнт варіації міцності бетону при стисканні $\nu_m = 0,135$. При показнику надійності $\alpha = 1,64$, який характерний для забезпеченості 95% їх міцності, клас бетону за міцністю на стиск визначають за формулою:

$$B = R_m - \alpha \times \sigma_m \text{ або } B = R_m \times (1 - \alpha \times \nu_m)$$

Таким чином, гарантована міцність заданого нормами класу бетону на стиск дорівнює:

$$B = R_m \times (1 - 1,64 \times 1,35) = 0,78 \times R_m$$

Коефіцієнт варіації міцності бетону при розтягуванні $\nu_m = 0,165$, тоді гарантована міцність заданого нормами класу бетону на розтяг дорівнює:

$$B_t = R_{mt} \times (1 - 1,64 \times 1,65) = 0,73 \times R_{mt}$$

На рис. 2.10 показана крива розподілу міцності.

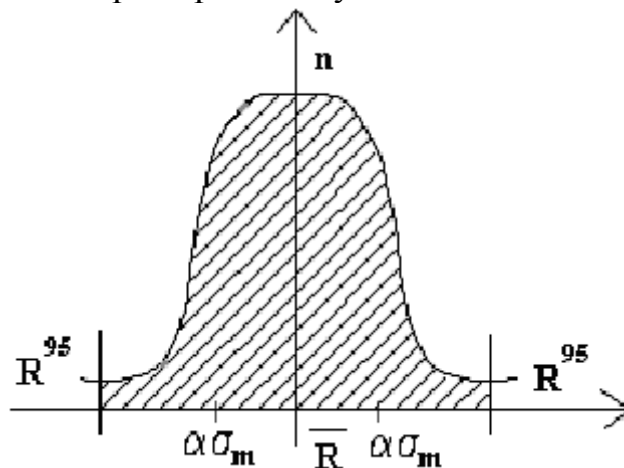


Рис. 2.10. Крива розподілу міцності

Марка бетону за морозостійкістю F - число витриманих циклів заморожування і відтавання водонасичених зразків, випробуваних у відповідності зі стандартом, при якому міцність падає не більше ніж на 15% в порівнянні з міцністю зразка, що не піддається заморожуванню.

Нормами встановлюють марки бетону за морозостійкістю від $F 15$ до $F 1000$.

Для кожного конкретного випадку марку бетону за морозостійкістю приймають в залежності від розрахункової зимової температури зовнішнього повітря, умов роботи і класу будівель.

Марка бетону за водонепроникністю W - найбільший тиск води (МПа), при якому не спостерігається її просочування через стандартний зразок, виготовлений за Держстандартом.

Цю марку приймають для конструкцій, до яких пред'являють особливі обмеження водонепроникності (резервуари, напірні труби, силоси).

Норми встановлюють марки бетону за водонепроникністю від W2 до W20, де цифрами позначають тиск води, при якому коефіцієнт фільтрації (м / с) не перевищує нормативного значення.

Конкретну марку бетону за водонепроникністю приймають в залежності від класу будівель, умов експлуатації конструкцій або максимального градієнта напору, що представляє відношення напору до товщини елемента.

Марка бетону за середньою густиною D - це гарантована власна маса бетону (кг / м³), контрольована на базових зразках у встановлені терміни відповідно до Держстандарту.

Марку за середньою густиною приймають для конструкцій, до яких пред'являють вимоги теплоізоляції.

Норми встановлюють марки за середньою густиною від D 200 до D 5000, де цифри позначають масу бетону.

Для напружаних бетонів встановлюють марку за самонапруженням.

Марка бетону за самонапруженням S_p - гарантоване значення попереднього напруження в бетоні (МПа), що створюється в результаті його розширення при наявності поздовжньої арматури в кількості 1% і контрольоване на базових зразках у встановлені терміни відповідно до Держстандарту.

Марку бетону за самонапруженням приймають в залежності від пропонованих до самонапружених конструкцій вимог по тріщиностійкості і жорсткості.

2.6. Модуль деформації бетону і міра повзучості.

Початковий модуль пружності E_b бетону при стисканні - це величина, що відповідає миттєвому навантаженню. Геометрично - це тангенс кута нахилу прямої пружних деформацій.

$$E_b = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}}, \quad E_b = \operatorname{tg} \alpha_0$$

Модуль повних деформацій бетону при стисненні E_b^A відповідає повним деформаціям, враховуючи повзучість. Це змінна величина. Геометрично - це тангенс кута нахилу дотичної до кривої в точці з заданою напруженням $E_b^A = \operatorname{tg} \alpha_1$.

Для розрахунку залізобетонних конструкцій використовують модуль пружнопластичності (січний модуль). Це тангенс кута нахилу січної, що проходить через початок координат і будь-якої точки, заданої на діаграмі $E_b' = \operatorname{tg} \alpha_2$.

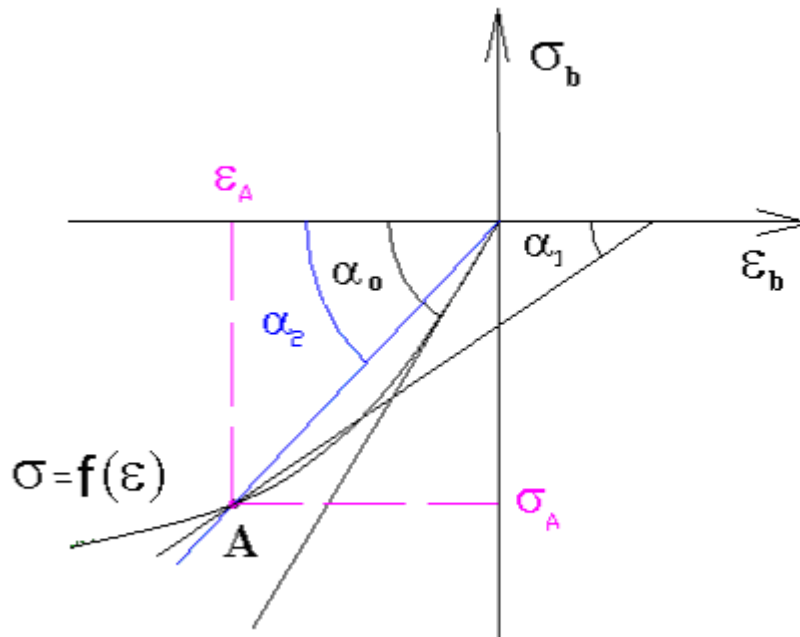


Рис.2.10. Схема для визначення модуля деформації в бетоні

Якщо ми виразимо одне і те ж саме напруження σ_b через пружні деформації ε_{el} і повні деформації $\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$, то отримуємо

$$\sigma_b = \varepsilon_b \cdot E_b = (\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}) \cdot E'_b,$$

$$\lambda = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}} - \text{коефіцієнт пластичності}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}} - \text{коефіцієнт пружнопластичної деформації бетону}$$

$$\text{відповідно } E'_b = \nu \cdot E_b.$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}}{\varepsilon_b} = 1 - \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_b} = 1 - \lambda.$$

Для ідеального пружного матеріалу $\varepsilon_{pl} \rightarrow 0$, $\nu = 1$, для ідеального пластичного матеріалу $\varepsilon_{pl} \rightarrow \infty$, $\nu = 0$.

Залежність між напруженнями і деформаціями повзучості виражають мірою повзучості C_b .

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E'_b} = \frac{\sigma_b}{\nu \cdot E_b};$$

$$\varepsilon_{pl} = \lambda \cdot \varepsilon_b = \frac{\lambda}{\nu} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b} = \varphi \cdot \frac{\sigma_b}{E_b} = C_b \cdot \sigma_b$$

$$\text{де } \frac{\lambda}{\nu} = \varphi$$

Міра повзучості залежить від класу бетону і його модуля пружності.

2.7. Реологічні властивості бетону

Усадка – зменшення бетону в об’ємі при твердінні в звичайному середовищі.

Набухання – збільшення бетону в об’ємі при твердінні у воді.

Повзучість – властивість бетону, що характеризується збільшенням непружних деформацій в часі при постійних напруженнях.

Релаксація – зменшення в часі напружень при постійній початковій деформації.

Якщо досліджуваний зразок завантажити по етапам і вимірювати деформації на кожному етапі по два рази (відразу після прикладання навантаження і через деякий час), то отримаємо ламану лінію. Деформації, що вимірюються відразу є пружними. При достатньо великій кількості вимірювань ламана лінія стає плавною кривою.

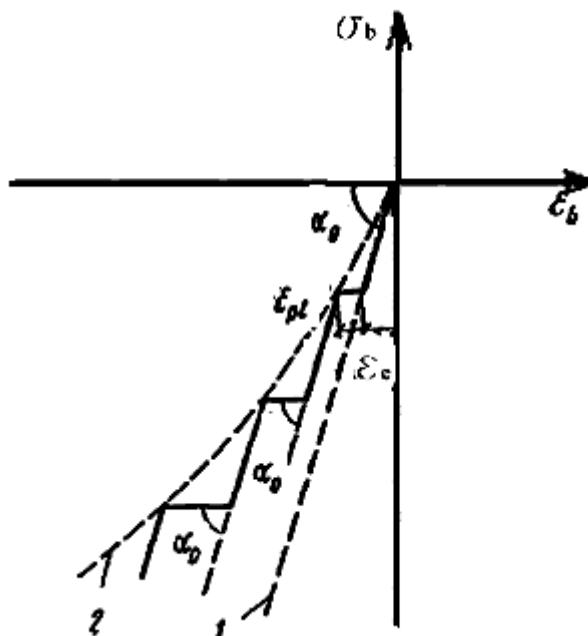


Рис.2.11. Діаграма залежностей напружень та деформацій при різних етапах завантаження: 1 – пружні деформації, 2 – повні деформації

Досліди з бетонними призмами показують, що не залежно з якою швидкістю було отримане напруження σ_{b1} , кінцеві деформації повзучості які відповідають цьому напруженню будуть однакові. Зі збільшенням напруження повзучість збільшується.

Багаторазове повторення циклів завантаження – розвантаження до досягнення ϵ_{pl} . Після достатньо великої кількості циклів непружних деформацій, що відповідають даному рівню напружень, повзучість досягає свого граничного значення, бетон починає працювати як пружний $\sigma_b \leq R_c$. При великих напруженнях непружні деформації необмежено зростають і бетон руйнується.

Запитання для самоперевірки

1. Структура і види бетону.
2. Як впливає форма і розміри зразків на міцність бетону?
3. Які чинники впливають на механічні властивості бетону?
4. Що таке клас бетону і марка бетону? Які класи і марки бетону встановлені нормами?
5. Назвіть основні види деформацій бетону.
6. Яка деформація бетону при довготривалих навантаженнях?
7. Яка деформація бетону від усадки?
8. Що таке модуль деформації бетону?

3. АРМАТУРА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Загальні відомості

Під арматурою розуміють гнучкі або жорсткі стрижні, переважно зі сталі, які розміщені в масі бетону відповідно до епюр згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил, що діють на конструкцію протягом усього періоду існування конструкції.

Призначення арматури - сприймати розтягуючі зусилля, а так само усадочні і температурні напруження в елементах конструкцій.

Рідше арматуру використовують для посилення бетону стиснутої зони зігнутих елементів, проте вона ефективна лише для армування колон. Будучи важливою складовою частиною залізобетону, арматура повинна відповідати спеціальним вимогам:

- надійно працювати спільно з бетоном на всіх стадіях експлуатації конструкції;
- використовуватися до фізичної або умовної межі текучості при втраті несучої спроможності;
- забезпечувати зручність арматурних робіт і можливість їх механізації.

За функціональним призначенням розрізняють робочу та монтажну арматуру.

Під робочою розуміють арматуру, площа перерізу A_s якої визначають розрахунком на дію зовнішніх навантажень. Поздовжня робоча арматура сприймає подовжні зусилля. Розташовують її паралельно навантаженим граням елементів. Поперечна арматура спрямована перпендикулярно поздовжньої. Вона сприймає поперечні зусилля. Поперечна арматура включає в себе хомути і відгини. Арматура встановлюється на розтягнутих волокнах конструкції. При цьому розрахунок необхідно виконувати на всіх стадіях - виготовлення, транспортування, зберігання, монтажу та експлуатації. Вміст робочої поздовжньої арматури в елементах залізобетонних конструкцій визначають відношенням загальної площі перерізу A_s робочих стрижнів до перетину A_b бетону.

$$\mu = \frac{A_s}{A_b} - \text{коефіцієнт армування (\%)}$$

Під монтажною (поперечною і поздовжньою) розуміють арматуру, що встановлюється без розрахунку (за конструктивними і технологічними міркуваннями). Вона призначена для більш рівномірного розподілу зусиль між окремими стрижнями робочої поздовжньої арматури і для збереження проектного положення робочої поздовжньої і поперечної арматури в конструкції при бетонуванні.

Монтажну арматуру встановлюють так само для часткового сприйняття, що не враховуються розрахунковими зусиллями від усадки і повзучості бетону.

Залежно від виду поперечного перерізу розрізняють сталеву арматуру: гнучку - з стрижнями круглого перетину (або періодичного профілю) і

жорстку - з фасонного прокату (двотаврів, швелерів, куточків). Останній вид арматури застосовується рідко.

У залізобетонних конструкціях при наявності агресивного середовища є велика небезпека корозії сталевій арматури. Для таких конструкцій можливе застосування неметалевої арматури (склопластики).

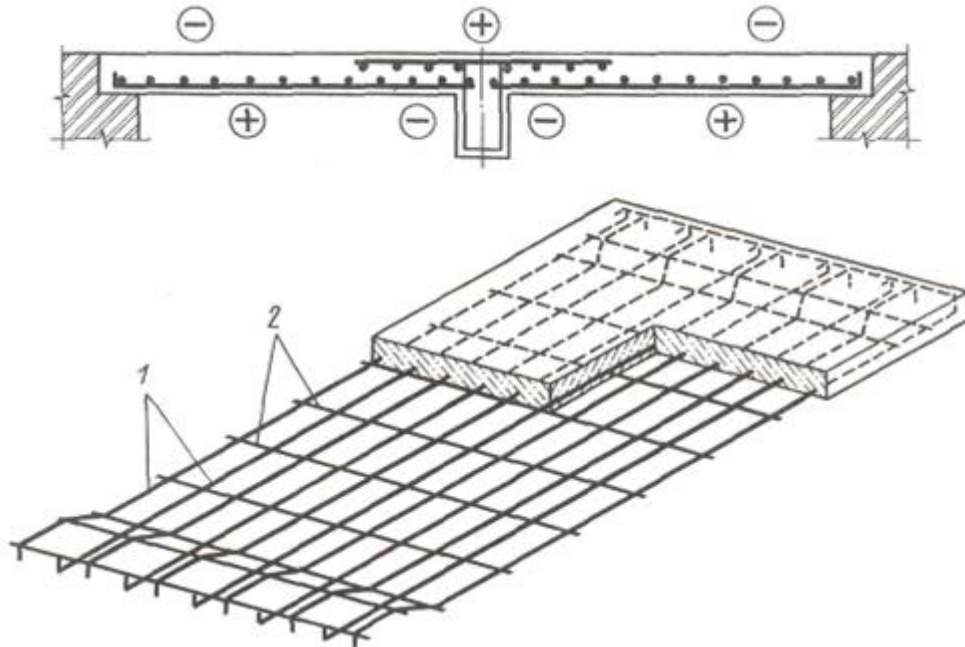


Рис. 3.1. Армуння плити: 1 – робоча арматура; 2 – конструктивна арматура

Гнучка арматура - володіє пластичністю, гарною зварюваністю, високою міцністю і межею витривалості, достатнім порогом холодоламкості.

Міцність характеризується межею текучості - це межа, при якій ростуть пластичні деформації сталі без збільшення зовнішнього навантаження.

Умовна межа текучості - це напруження, що відповідає залишковим деформаціям 0,2%.

Умовна межа пружності - це напруження, що відповідає залишковим деформаціям 0,02%.

За межу витривалості приймають міцність, коли немає крихкого руйнування при числі циклів $n = 1 * 10^5$.

Тимчасовий опір - граничний опір, коли відбувається звуження зразку (утворення шийки) і розрив.

Якщо в сталевому стрижні створити напруження розтягу, що потрапляють на діаграмі за ділянку плинності в область зміцнення матеріалу, а потім стрижень розвантажити, то діаграма розвантаження отримує вигляд прямої лінії і стрижень отримує залишкові пластичні деформації. При повторному завантаженні, оскільки пластичні деформації сталі вже обрані, нова лінія діаграми зіллється з лінією розвантаження, залишаючись паралельною ділянці, що характеризує пружну роботу матеріалу. Однак

перегин лінії діаграми - початок нової ділянки плинності - настане вже при більш високій напрузі. Такі сталі називають холоднодеформовані.

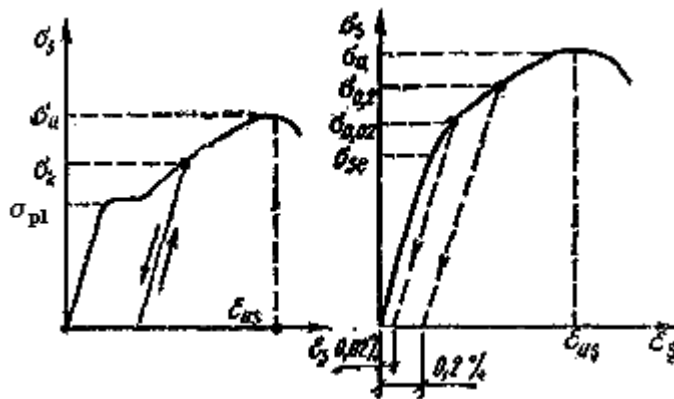


Рис. 3.2. Діаграма $\sigma_s - \epsilon_s$ при розтягу арматурної сталі: а – з ділянкою текучості (м'яка сталь); б – з умовною межею текучості

Межа витривалості - це здатність арматури сприймати тривалий час знакозмінні напруги.

Холодноламкість - це крихке руйнування при температурі нижче -30° . При високих температурах ($\sim 350^\circ$) знижується міцність.

Найбільша увага приділяється стрижневій гнучкій арматурі, що обумовлено її відносно високими пластичними властивостями, що забезпечують зниження в розрахункових перетинах елементів небезпечної концентрації напружень, внаслідок їх перерозподілу. Маловуглецева стрижнева арматура добре зварюється контактним стиковим або ручним дуговим зварюванням, економічна, має найменшу трудомісткість при армуванні залізобетонних конструкцій

3.2. Види і класи арматури

Спосіб виготовлення і форма поверхні визначає вид арматури. Розрізняють арматуру:

1. Стрижневу: гарячекатану, термостійку і термомеханічно зміцнену;
2. Дротяну: холоднотягнуту звичайну і міцну.
3. За початковим напруженим станом: напружувану і ненапружену.

Гарячекатана арматура - це сталева арматура у вигляді окремих стрижнів круглого, еліптичного, квадратного і інших перетинів.

Перевагу віддають круглому перетині, тому що така арматура найбільш технологічна у виготовленні і не має гострих кутів, що вриваються в бетон і сприяють утворенню тріщин. Клас такої арматури позначають буквою А і римською цифрою в старому СНиП 2.03.01-84 * «Бетонні і залізобетонні конструкції» (чим більше цифра, тим вище міцність), а в ще не затверджену посібнику до СНиП 52-01-2003 звичайними цифрами:

- А-I (А 240) - гладка;

- А-II (А 300), А-III (А 400), А-IV, А-V, А-VI - періодичного профілю. Така сталь не піддається після прокату термічній обробці.

Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI - термічно і термомеханічно зміцнена, тобто піддається після прокату термічній обробці;

А-IIIв - зміцнена витяжкою.

Холоднотягнута арматура - це сталева дротяна арматура, яку протягують крізь філь'єри. Позначають буквою В від слова «волочіння».

Вр-I (В500) - періодичного профілю;

По-II - гладка високоміцна;

Вр-II - високоміцна рифлена;

К-7, К-19 - дротяні канати відповідно семи- і дев'ятнадцяти- дровові і ін.

За профілем прутиків арматуру поділяють на гладку та періодичного профілю.

Арматура гладка – це круглі в перерізі прутики з гладкою зовнішньою поверхнею.

Арматура періодичного профілю - це арматура, на поверхні якої є часто розташовані кільцеві виступи, що забезпечують надійне зчеплення з бетоном без пристрою анкерних гаків на кінцях стрижнів.

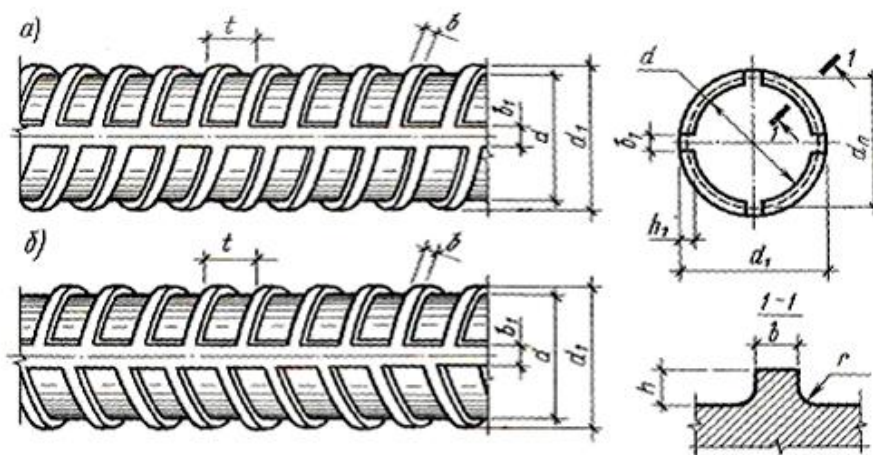


Рис.3.3. Види арматури періодичного профілю: а – стрижнева класу А300(А II); б – стрижнева класу А500(АIV)

Ненапружувана арматура - арматура, що укладається без попереднього натягу (напруження).

Як ненапружену арматуру переважно застосовують сталь класів А-III (А400), А-IVС, Вр-I (В500), А-I (А240), А-II (А300), допускається застосування А-1V.

Напружена арматура - перевага сталі класів Ат-VI, Ат-V в елементах довжиною до 12 м, допускається також сталь класів А-IV, А-V, А-VI; при великій довжині - сталь класів В-II, Вр-II, К-7, К-19.

3.3. Стикування ненапруженої арматури

За способом виробництва стики стрижнів діляться на зварні, незварні (внахлест), за місцем виготовлення - заводські і монтажні.

Незварні стики менш економічні, тому їх застосовують тільки для стикування зміцненої стрижневої арматури.

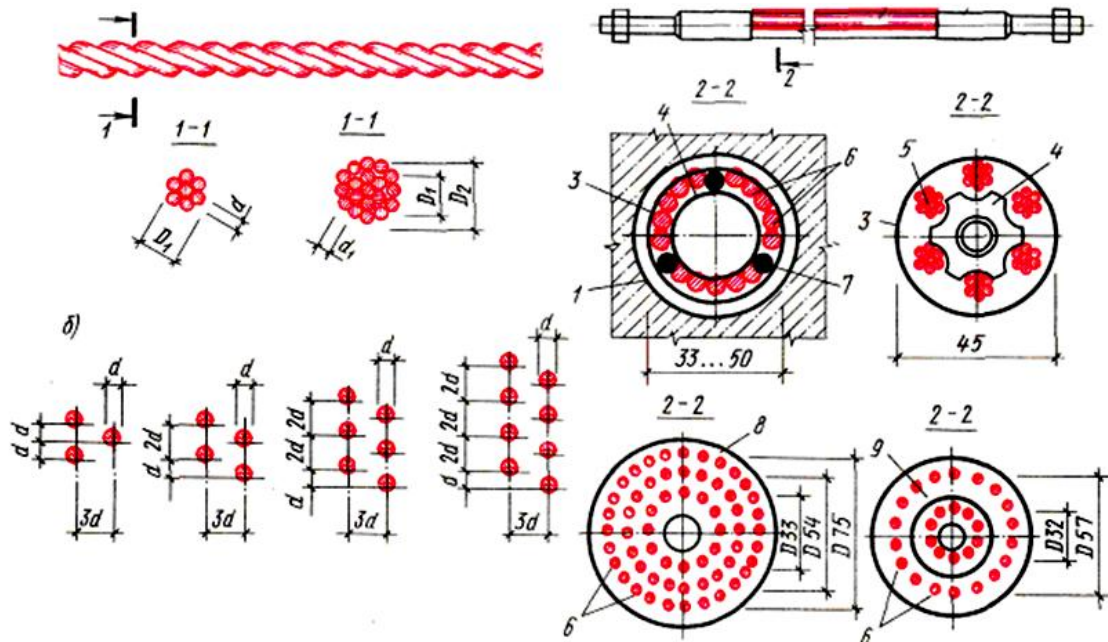


Рис. 3.4. Арматурні дотові вироби: а – дотові канати К-7, К-19; б – пакети із дроту класу Вр-II; в – однорядні (із 18 окремих дротів та із 6 семи дотових канатів) та багаторядні (із 60 та 28 дротів); 1 – трубка із покрівельної сталі; 2 – анкер; 3 – скрутки із м'якого дроту; 4 – відрізки спіралі із сталювого дроту; 5 – семидротові канати; 6 – окремо укладені дроти; 7 – коротуни $\varnothing 18$ мм, довжиною 100 мм, з кроком 1000 мм – для вільного заповнення порожнини пучка розчином; 8 – багаторядний пучок; 9 – двохрядний пучок

Залежно від виду арматури і умов виготовлення застосовують різні види зварних стиків:

- контактні;
- ванний в інвентарній формі;
- внакладку;
- таврові і т.п.

Зварні стики виконуються відповідно до ДСТУ Б В.2.6-182:2011 «З'єднання зварні стикові і таврові арматури залізобетонних конструкцій. Ультразвукові методи контролю якості. Правила приймання.» Стики з накладками і внакладку застосовують, якщо не вдається точно підігнати торці з'єднаних стержнів. Зварні стики можна розміщувати в будь-якому місці стрижня, проте робочі стрижні не рекомендують зварювати в зонах

максимальних зусиль. Стики з накладками в місцях їх насичення бетону арматурою, щоб не заважати бетонуванню.

3.4. Арматурні вироби

1. Арматурні сітки (зазвичай з перпендикулярним розташуванням робочих стержнів).

2. Каркаси - плоскі і просторові

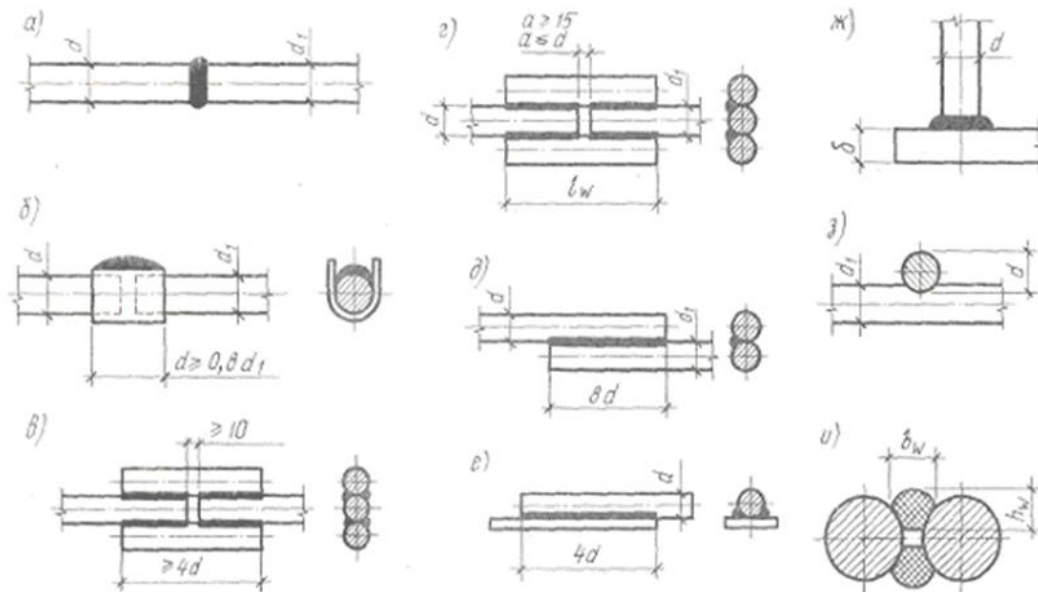


Рис. 3.5. Зварні стики ненапруженої арматури: а – контактний; б – ваний в інвентарній формі; в – двосторонній шов із накладками; г – односторонній шов з накладками; д – в накладку при з'єднанні двох стрижнів; е – теж саме, при з'єднанні стрижня з платиною; ж – тавровий при з'єднанні стрижня перпендикулярно пластині; з – контактно-точковий при з'єднанні стрижнів, що перетинаються в сітках і каркасах; и – ширина і висота зварного шва

Зварні плоскі сітки виготовляють шириною до 3800 мм з поздовжньої і поперечної робочої арматури. Відстань між осями поздовжніх і поперечних стрижнів зазвичай приймають кратним 50 мм. Плоскі каркаси застосовують для армування елементів, що згинаються. Поздовжні робочі і монтажні стрижні розміщують з одного боку поперечних стрижнів, так як це виключає перевертання стрижнів при виготовленні каркасів. Допускається розміщення робочих стрижнів в два і більше рядів, якщо це виправдано економічно. Просторові каркаси збирають з плоских каркасів або зварюють цілком, що дозволяє знизити трудомісткість робіт.

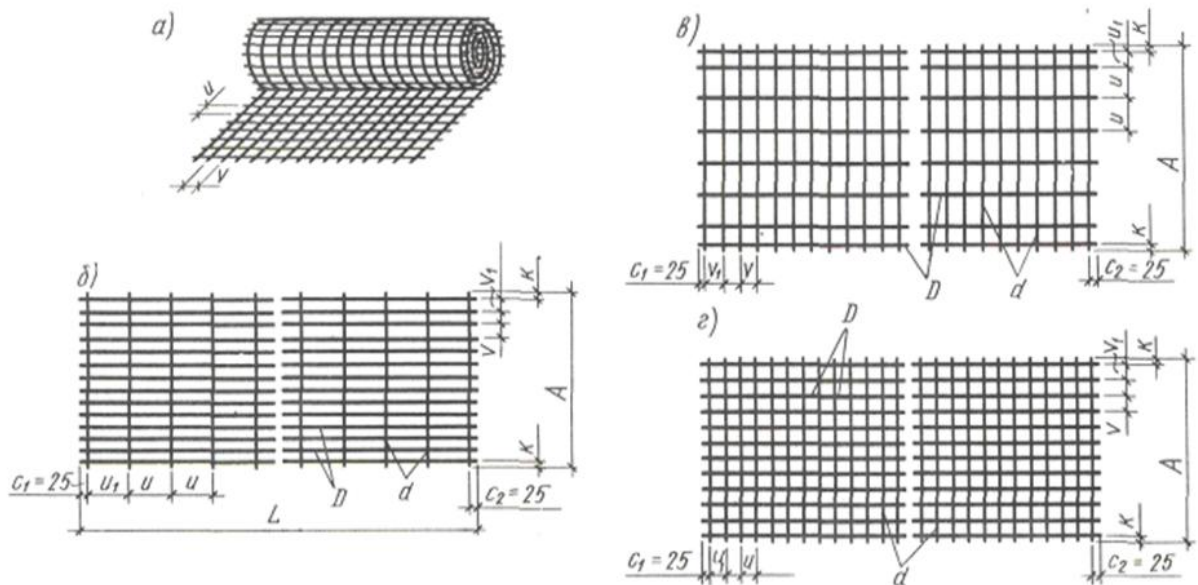


Рис. 3.6. Зварні арматурні сітки: а – рулонні; б, в, г – плоскі з робочою арматурою, відповідно поздовжньою, поперечною і робочою в обох напрямках; D – діаметр робочих стрижнів; d – діаметр розподільчих стрижнів; A – ширина сітки; v та u – відстань між осями робочих і розподільчих стрижнів

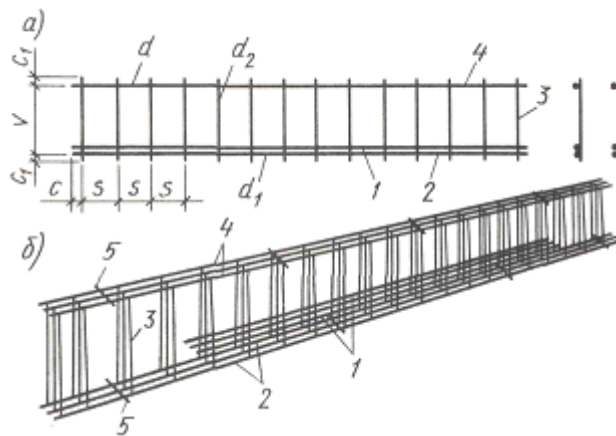


Рис. 3.7. Типи арматурних каркасів: а – плоский; б – просторовий; 1 – другий ряд робочої арматури; 2 – нижній ряд робочої арматури; 3 – хомути; 4 – монтажні стрижні; 5 – монтажні (з'єднувальні) стрижні

3.5. Деформативність сталі

Деформативність - це характеристика пластичності сталі, визначає величину кута вигину, повзучість сталі.

Подовження сталі при розриві оцінюють величиною рівномірного відносного подовження при розриві (без урахування довжини шийки) еталонного зразку. Цією величиною характеризується руйнування конструкції, армовані напруженим високоміцним дротом, можуть втрачати міцність раптово через крихкий розрив без явних ознак руйнування, тому необхідний більш високий запас надійності. Це пов'язано з тим, що при недостатніх пластичних деформаціях сталі і збільшення

попередніх напружень, напруження в повному обсязі погашаються, а підсумовуються з напругою від зовнішнього навантаження. Саме тому в попередньо напружених заборонено застосовувати тендітні сталі.

3.6. Реологічні властивості арматури

Повзучість - збільшення деформацій під стискаємим навантаженням в часі. Повзучість наростає з підвищенням напружень і зростанням температури.

Релаксація - зниження напруження в арматурі при жорсткому закріпленні її кінців. Найбільш інтенсивно релаксація розвивається протягом перших годин, однак вона може тривати довгий час.

Релаксація залежить від міцності, хімічного складу, технології виготовлення, температури і т.п. Це обумовлює втрату арматурою частини заданого попереднього напруження, тому знижується тріщиностійкість і жорсткість.

3.7. Нормативні і розрахункові опори

Основною місністною характеристикою арматури є нормативне значення опору на розтягування R_{sn} , прийняте в залежності від класу арматури за таблицями ДСТУ.

$$R_{sn} = R_b^{95} = \sigma_{0,2}^{95}$$

Розрахункове значення опору арматури розтягуванню для граничних станів першої групи визначаються:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s},$$

де γ_s - коефіцієнт надійності по арматурі, що дорівнює:

1,1 - для арматури класів А240, А300, А400;

1,15 - для арматури класу А500;

1,2 - для арматури класу В500.

Розрахункові значення опору арматури розтягуванню $R_{s,ser}$ для граничних станів другої групи приймають рівними відповідним нормативним опорам R_{sn} .

Значення модуля пружності арматури E_s приймають однаковими при розтягуванні і стисненні і рівними $E_s = 2,0 \cdot 10^5 \text{ МПа}$.

4. ВЛАСТИВОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

4.1. Зчеплення арматури з бетоном

Ковзанню арматури в бетоні перешкоджає зчеплення між ними (опір зсуву). Надійне зчеплення є основним фактором, що забезпечує спільну роботу арматури і бетону в залізобетоні і дозволяє йому працювати під навантаженням як єдине монолітне тіло. При відсутності зчеплення утворення першої тріщини тягне за собою зростання подовжень на всій довжині розтягнутої арматури, що призводить до різкого розкриття тріщини, яка утворилася, скорочення висоти стиснутої зони, зниження несучої здатності.

У різних дослідах сила зчеплення арматури з бетоном визначалася опором забетонованого стрижня при його висмикуванні або виштовхуванні. Як показали досліди, сила зчеплення змінюється в широких межах і в основному залежить від трьох чинників:

- склеювання арматури з бетоном, завдяки клеючим здібностям цементного каменю (адгезія);
- сил тертя, що виникають на поверхні арматури завдяки обтисненню стрижнів в бетоні при його усадці;
- опору бетону зусиллям зрізу, що виникають через наявність нерівностей і виступів на поверхні арматури.

Найбільший вплив на зчеплення надає третій фактор - він забезпечує близько 75% від загальної величини зчеплення. Перший фактор чинить найменший вплив - до 25% всієї сили зчеплення.

Арматура періодичного профілю з сильно шорсткою поверхнею володіє більш високим і надійним опором ковзанню завдяки зачепленню і заклинюванню її виступів в бетоні. У порівнянні з гладкими стрижнями арматура періодичного профілю володіє в 2-3 рази більшою силою зчеплення з бетоном.



Рис. 4.1. Зачеплення виступів арматури в бетоні

Напруга в бетоні під виступами арматури від її висмикування може перевищувати в 5-7 разів кубикову міцність бетону, тому неприпустимо зниження щільності бетону в зоні контакту його з арматурою. Найбільш надійне підвищення опору ковзанню арматури в бетоні досягається відповідним конструюванням арматури: влаштуванням гаків на кінцях гладких стержнів, застосуванням анкерів.

Опір зсуву τ_c зростає зі збільшенням марки цементу, зменшенням В/Ц, зі збільшенням віку бетону (вплив усадки).

По довжині закладення стрижня напруження зчеплення розподіляються нерівномірно, при цьому найбільша напруга $\tau_{c,max}$ не залежить від довжини закладення.

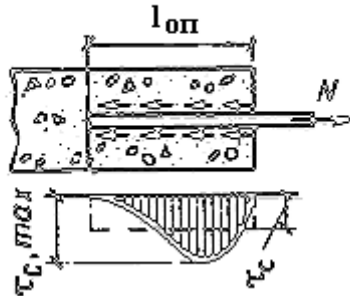


Рис. 4.2. Напружений стан арматури і бетону при витягуванні арматури

Опір ковзанню розтягнутої арматури (на висмикування) менше, ніж опір ковзанню стиснутої арматури (на виштовхування), що пояснюється поперечними деформаціями самого стрижня. Зі збільшенням діаметра сталевго стрижня і підвищенням нормального напруження в ньому сила зчеплення його з бетоном при розтягуванні зменшується, а при стисненні - збільшується.

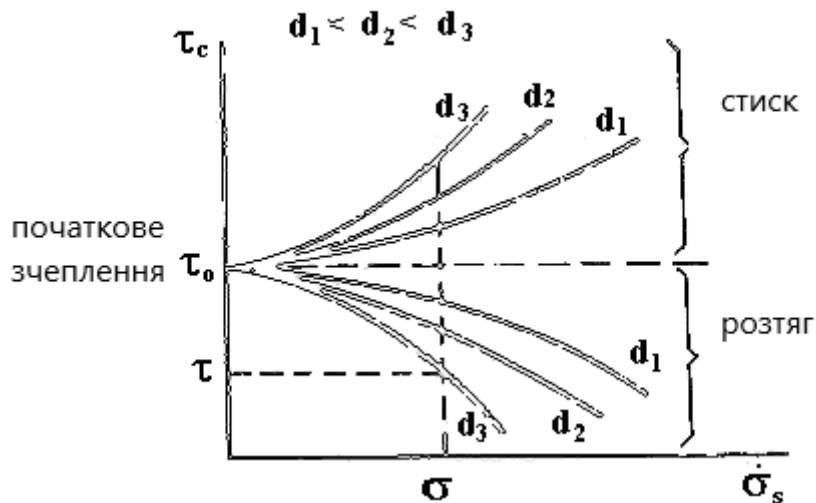


Рис.4.3. Вплив діаметру арматури на напруження

4.2. Усадка залізобетону

У залізобетонних конструкціях сталевая арматура внаслідок її зчеплення з бетоном становиться внутрішнім зв'язком, що перешкоджає вільній усадці бетону. Досліди показують, що усадка залізобетону приблизно вдвічі менше усадки бетону. Усадка залізобетону, як і бетону, отримує найбільшого розвитку в перший рік твердіння і значно перевищує деформацію набухання.

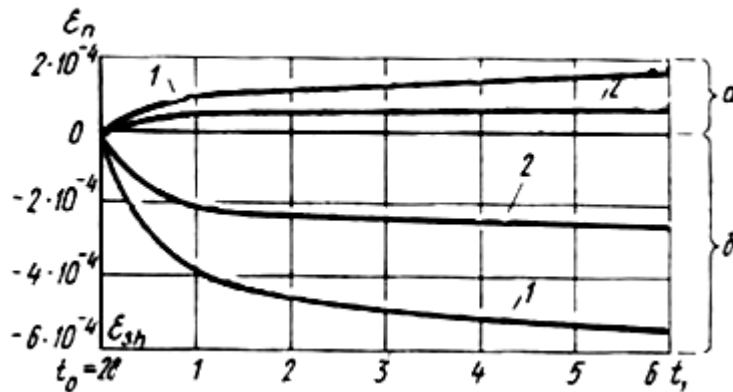


Рис. 4.4. Криві усадки і набухання бетонних і залізобетонних зразків:
а – набухання у воді; б – усадка на повітрі

Це пояснюється тим, що арматура, що володіє значно більшим модулем пружності, включається в спільну роботу з бетоном за рахунок сил зчеплення і тим самим перешкоджає вільним усадочним деформаціям бетону.

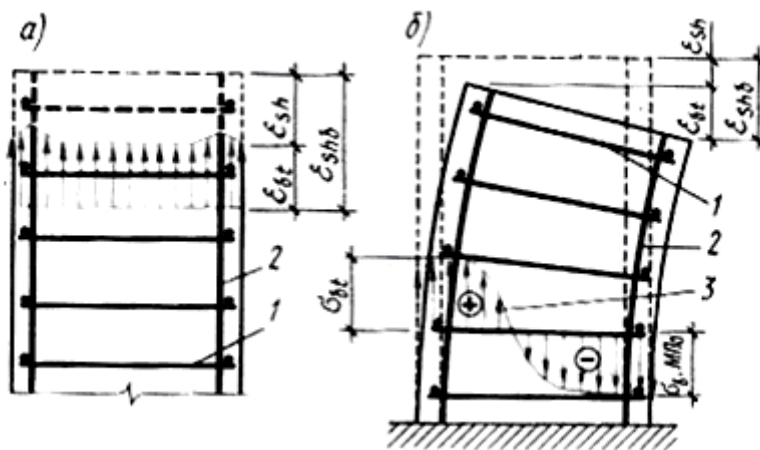


Рис. 4.5. Схема деформації армованого елемента від усадки бетону:
а, б – симетричне і несиметричне армування; 1- поперечна, 2 – подовжня (робоча) арматура; 3 – епюра напруження стиску та розтягу в бетоні

Внаслідок цього в бетоні виникають початкові напруження розтягу, а в арматурі - стискаючі. Розтягуючі зусилля в бетоні дорівнюють стискаючим зусиллям в арматурі, тому що процес усадки відбувається само врівноважено без зовнішнього навантаження.

Розтягуючі напруження бетону в залізобетонному зразку залежать від величини вільної усадки бетону, кількості арматури і класу бетону. Несиметричне розташування арматури в перерізі залізобетонного зразка підвищує початкові усадочні напруження, тому що вплив такої арматури при усадці позначиться як дію поздовжньої сили і згинального моменту.

Початкові розтягуючі напруження в бетоні від усадки будуть складатися з напружень в розтягнутій зоні вигнутого елемента і сприяє більш ранній появі тріщин в бетоні. Але з появою тріщин вплив усадки

зменшується, а в стадії руйнування зникає і не впливає на граничну несучу здатність елемента.

При проектуванні промислових і цивільних будівель і споруд великої довжини передбачають влаштування деформаційних швів, які зменшують негативний вплив усадки.

4.3. Повзучість залізобетону

Повзучість залізобетону є наслідком повзучості бетону. Сталева арматура, як і при усадці, є внутрішнім зв'язком, що перешкоджає вільній деформації повзучості бетону. В залізобетонному елементі при тривалій дії навантаження обмежена деформація повзучості призводить до перерозподілу зусиль в перерізі між бетоном і арматурою. Процес перерозподілу напружень відбувається протягом тривалого часу спочатку інтенсивно, а потім згасає.

Повзучість і усадка протікають одночасно і спільно впливають на роботу конструкцій. У залізобетонній колоні вони діють в одному напрямку: зменшують напруження в бетоні і збільшують їх в арматурі. У вигнутих елементах усадка і повзучість мають протилежний вплив: під дією усадки напруження в бетоні стиснутої зони збільшуються, а в розтягнутій арматурі зменшуються; а під дією повзучості, навпаки, напруження в бетоні стиснутої зони зменшуються, а в розтягнутій арматурі збільшуються. Це призводить до збільшення прогинів.

4.4. Вплив високих температур на залізобетон

У залізобетонних конструкціях, що піддаються впливу температури до 100°C , додаткові напруження невеликі і не призводять до зниження міцності. При більш високих температурах міцність залізобетону зменшується ($200-250^{\circ}\text{C}$), при температурі $500-600^{\circ}\text{C}$ проходить повне руйнування бетону.

При проектуванні залізобетонних конструкцій будівлі великої протяжності ділять температурними швами на окремі блоки, які зазвичай поєднують з усадковими швами.

4.5. Корозія залізобетону і заходи захисту

Характер корозії бетону та арматури в залізобетонних конструкціях залежить від агресивності середовища, складу і щільності бетону.

Корозія бетону відбувається при недостатньо щільних бетонах під дією фільтрування води. При цьому на поверхні бетону утворюються білі пластівці, які свідчать про руйнування бетону. Найбільш небезпечні м'які води.

Інший вид руйнування може відбуватися під впливом агресивного середовища (кислоти).

Корозія арматури зазвичай протікає одночасно з корозією бетону. При поганому бетоні, а також при великому розкритті тріщин агресивне середовище може викликати корозію арматури і без руйнування арматури.



Рис.4.6. Корозія арматури

Заходи захисту від корозії:

- зниження фільтраційних властивостей бетону (спеціальні добавки);
- підвищення щільності бетону;
- збільшення товщини захисного шару;
- застосування спеціальних видів бетону;
- захист поверхні (штукатурка кислототривка, облицювання керамічне та ін.)

Запитання для самоперевірки

1. Механічні властивості і види сталеві арматури.
2. Марки і класи арматурної сталі.
3. Модуль пружності арматурної сталі.
4. Відомості про неметалеву арматуру.
5. Вплив арматури на усадку і повзучість бетону.
6. Види корозії залізобетону.

5. ОСНОВИ ТЕОРІЇ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

5.1. Стадії напружено-деформованого стану при згинанні

Стадія I - до появи тріщин в бетоні розтягнутої зони, коли напруження в бетоні менше тимчасового опору розтягуванню та розтягуючі зусилля сприймаються арматурою та бетоном спільно.

При малих навантаженнях на елемент напруження в бетоні і арматурі невеликі, деформації носять переважно пружний характер; залежність між напруженнями і деформаціями - лінійна, епюра нормальних напружень в бетоні стиснутої зони перетину - трикутна.

Арматура в верхній зоні A'_s

x - висота стиснутої зони.

h_0 - робоча висота перерізу.

Якщо арматури не один ряд, то спочатку знаходиться центр ваги всіх стрижнів, і h_0 - від найбільш стиснутого волокна до центра ваги всіх стрижнів.

$$\sigma_b < \sigma_{bu};$$

$$\sigma_{bt} < \sigma_{btu};$$

$$\sigma_s < \sigma_{su}$$

$$\sigma'_s < \sigma_{sc}$$

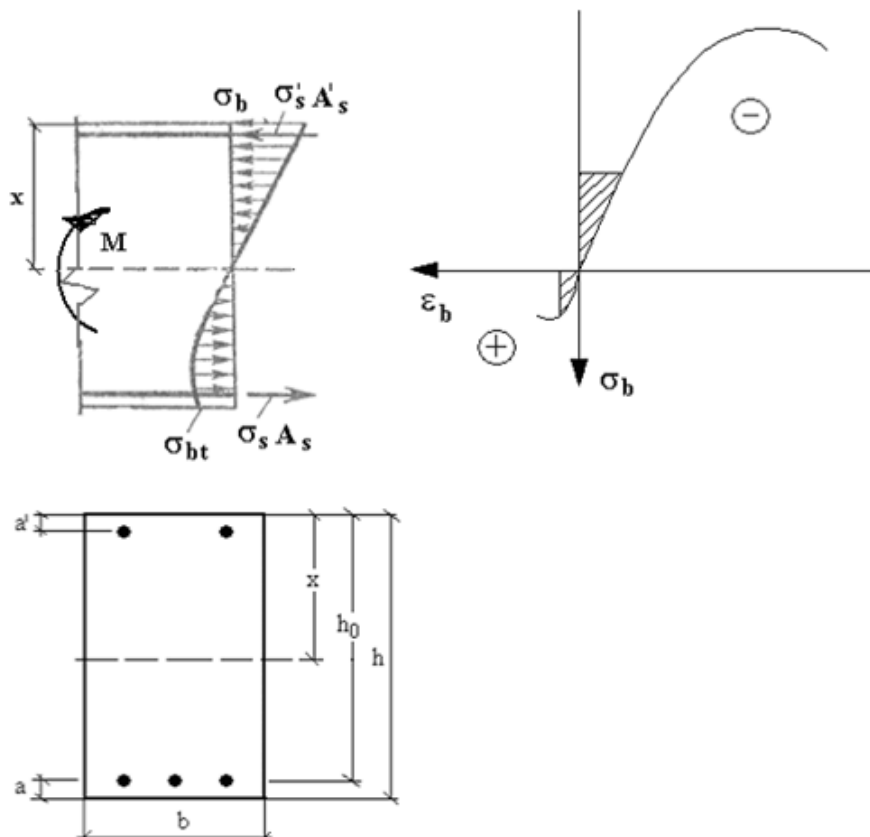


Рис. 5.1. Перша стадія напружено-деформованого стану

Стадія I а - кінець стадії I.

Зі збільшенням навантаження на елемент в бетоні розтягнутої зони розвиваються непружні деформації, епюра напружень стає криволінійною, напруження наближаються до межі міцності при розтягуванні. При подальшому збільшенні навантаження в бетоні розтягнутої зони утворюються тріщини, настає новий якісний стан.

Розтягнутий бетон повністю вичерпує свої властивості - він знаходиться в граничному стані.

Стадія I а характеризує стан перед утворенням тріщин.

$$\sigma_{bt} = \sigma_{btu}$$

σ_{btu} – максимальне значення напруження.

Стадія I а необхідна для розрахунку по визначенню моменту утворення тріщин.

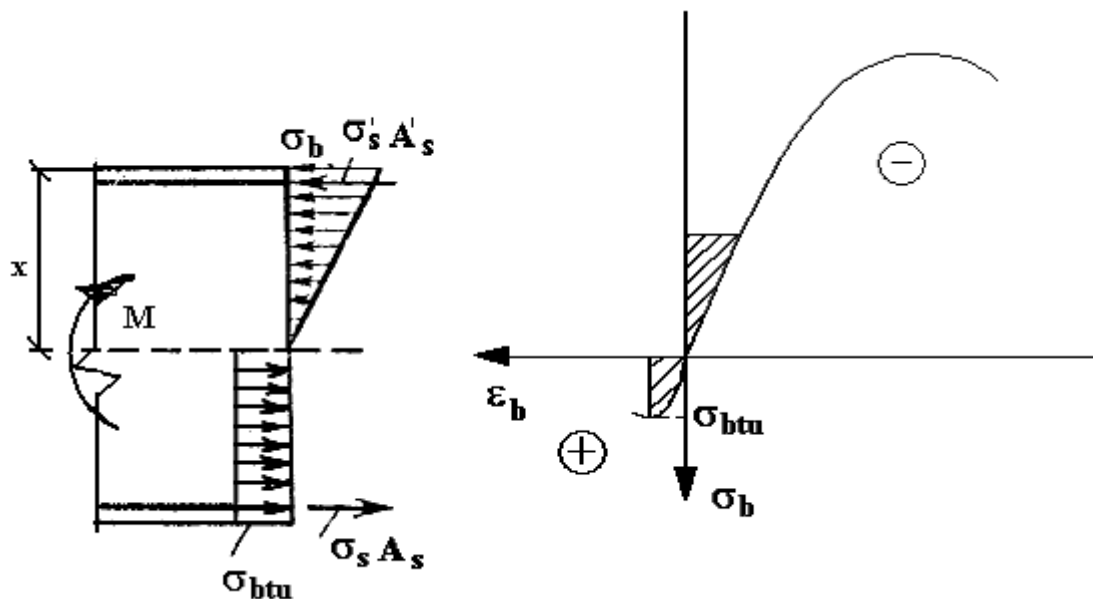


Рис.5.2. Стадія Iа напружено-деформованого стану (пружна)

Стадія II - це стадія експлуатації, необхідна для визначення прогинів f та ширини розкриття тріщин a_{cr} .

У тому місці розтягнутої зони, де утворилися тріщини, розтягуюче зусилля сприймається арматурою і частково ділянкою бетону розтягнутої зони над тріщиною. В інтервалах між тріщинами в розтягнутій зоні зчеплення арматури з бетоном зберігається, і в міру віддалення від країв тріщин розтягуючі напруження в бетоні збільшуються, а в арматурі зменшуються. З подальшим збільшенням навантаження на елемент в бетоні стиснутої зони розвиваються непружні деформації, епюра нормальних напружень викривляється, а ордината максимальних напружень переміщається в край перерізу в його глибину.

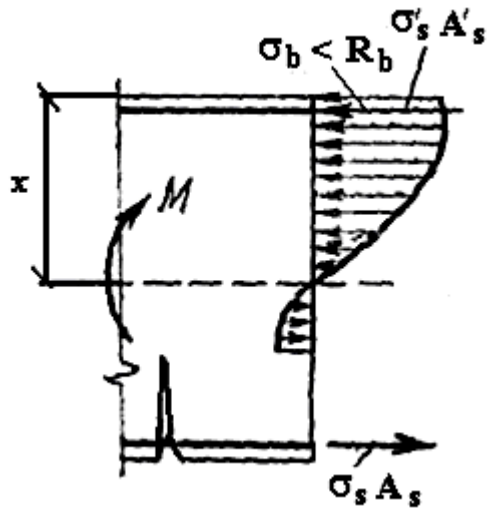


Рис. 5.3. Стадія II напружено-деформованого стану (робота з тріщинами)

З цього моменту розтягнутий бетон практично не бере участі в роботі, в стислому бетоні з'являються пластичні деформації.

Кінець цієї стадії - стадія ІІа.

Стадія ІІа (стадія передруйнування).

Стадія ІІа характеризується початком помітних непружних деформацій в арматурі.

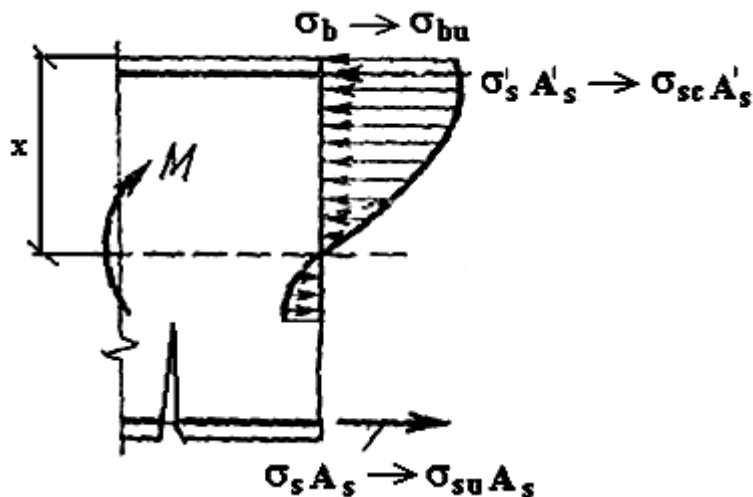


Рис.5.4. Стадія ІІа напружено-деформованого стану

Стадія ІІІ (стадія руйнування).

За тривалістю це найкоротша стадія. Напруження в арматурі досягають фізичної або умовної межі текучості, а в бетоні - тимчасового опору осьовому стиску. Криволінійність епюри нормальних напружень стиску стає яскраво вираженою. Бетон розтягнутої зони з роботи елемента майже виключається.

Розрізняють два характерних випадки руйнування елемента.

Випадок 1.

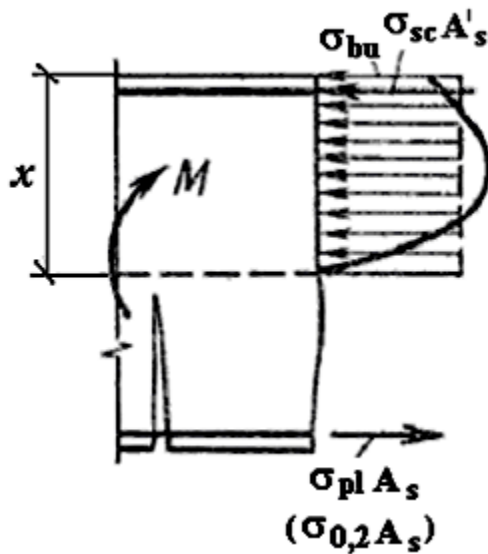


Рис.5.5. Стадія III напружено-деформованого стану. Випадок 1. (Руйнування по арматурі).

Випадок I - випадок пластичного руйнування внаслідок уповільненого розвитку місцевих пластичних деформацій арматури. Руйнування починається з прояви плинності арматури, внаслідок чого швидко зростає прогин і інтенсивно зменшується висота стиснутої зони перерізу за рахунок розвитку тріщин по висоті елемента і появи непружних деформацій в бетоні стиснутої зони над тріщиною. Ділянка елемента, на якому спостерігається плинність арматури і пластичні деформації стиснутого бетону, деформується практично при постійному граничному моменті. Тому такі ділянки зветься пластичними шарнірами.

$$\sigma_{sc} \leq \begin{cases} R_s \\ \sigma_{sc} = E_s \varepsilon_{btu} = \begin{cases} 400 \\ 500 \end{cases} \end{cases}$$

При слабкому армуванні тріщина зростає при невеликих навантаженнях, нульова лінія піднімається догори перетину; при сильному армуванні положення нульової лінії не змінюється. Напруження в стиснутій зоні перетину досягають тимчасового опору осьовому стиску і може статися роздроблення бетону.

До випадку I відносять також крихке руйнування елементів, армованих високоміцним дротом, так як розрив останнього через мале відносне подовження при розтягуванні ($\approx 4\%$) проходить одночасно після роздроблення бетону стиснутої зони елемента.

Випадок 2.

Цей випадок спостерігають при руйнуванні елементів з надмірним вмістом розтягнутої арматури. Руйнування таких елементів завжди відбувається раптово (крихке руйнування) від повного вичерпання несучої

здатності бетону стиснутої зони, при неповному використанні міцності розтягнутої арматури. В цьому випадку прогини f і ширина розкриття тріщин a_{cr} незначні. Несуча спроможність такого елемента практично перестає бути залежною від площі поздовжньої арматури, і залежить лише від міцності бетону, форми і розмірів перетину.

Нормально армовані елементи - елементи, в яких повністю використовується несуча здатність арматури.

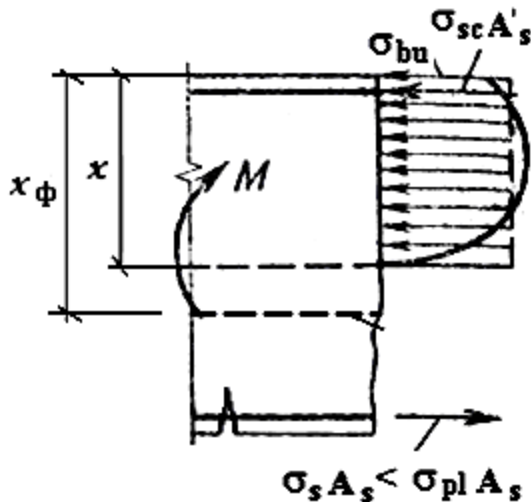


Рис. 5.6. Стадія III напружено-деформованого стану. Випадок 2. (Руйнування по бетону).

Переармування елементів допускають, коли площа перерізу робочої арматури недостатня за розрахунком за другою групою граничних станів або коли арматура прийнята з конструктивних міркувань.

Норми рекомендують розрахунок міцності виконувати по I випадку.

5.2. Тріщиностійкість залізобетонних конструкцій

Під тріщиностійкістю конструкцій розуміють їх опір утворенню тріщин в кінці стадії I НДС або опір розкриттю тріщин в стадії II.

Раннє утворення і велике розкриття тріщин у розтягнутих зонах є істотним недоліком залізобетонних конструкцій, так як знижує їх довговічність через корозію арматури і підвищує деформативність через зменшення моменту інерції перерізів елементів.

Залізобетонні конструкції розраховують на:

- утворення тріщин;
- розкриття (нетривалого і тривалого) тріщин;
- закриття (для нетривалого розкриття) тріщин.

5.3. Гранична висота стиснутої зони

Розглянемо початкові деформації - працює гіпотеза плоских перетинів.

Якщо арматура розташована близько до нейтрального шару, то витрата арматури неекономічна, тому що $\sigma_s \rightarrow 0$.

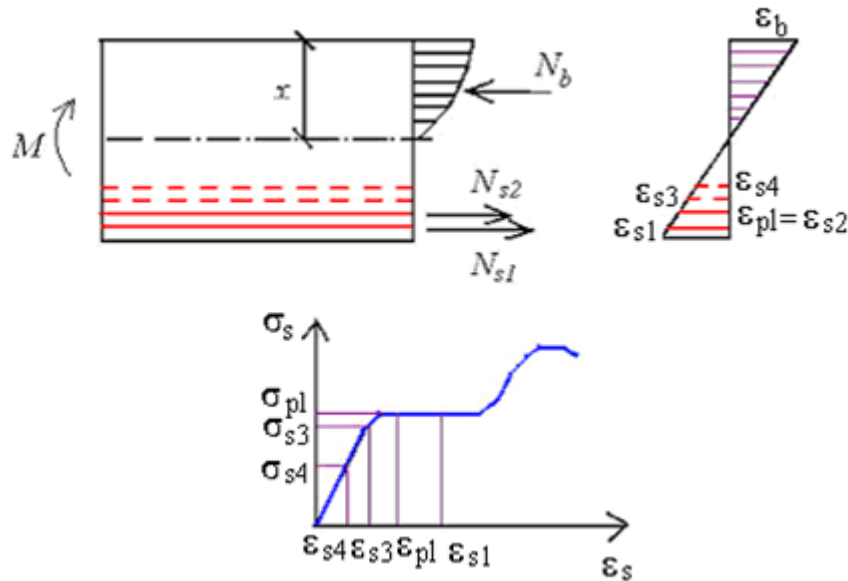


Рис.5.7. Визначення висоти стиснутої зони (--- ще один шар арматури)

$$N_b = \sum_{i=1}^n N_{si}$$

Виходячи з величини армування і враховуючи, що при будь-якому заданому значенні міцності бетону і ширині перерізу $N = f(x)$, положення нейтрального шару, відповідно до прийнятих гіпотез, може змінюватися від $0 < x < h_0$, необхідно обмежити раціональний діапазон висоти стиснутої зони.

Найбільша висота стиснутої зони, при якій вдається повністю використовувати міцнісні властивості арматурної сталі в перетині, називається граничною висотою стиснутої зони (x_R).

$$\frac{x_R}{h_0} = \xi_R - \text{відносна гранична висота стиснутої зони.}$$

$$\frac{x_i}{h_0} = \xi_i - \text{відносна висота стиснутої зони.}$$

Умова, коли арматурна сталь повністю використана в перерізі $\xi_i \leq \xi_R$ - гранична умова між 1 і 2 випадком стадії III (стадії руйнування).

Досліди показують, що при $\xi_i \leq \xi_R$ руйнування елементів відбувається за випадком 1, а при $\xi_i > \xi_R$ за випадком 2.

З ростом міцності бетону знижується його деформативність, а, отже, і здатність до перерозподілу напружень за висотою перерізу. Тому гранична висота стиснутої зони x_R для високоміцних бетонів виходить меншою в порівнянні з менш міцними бетонами.

Запитання для самоперевірки

1. Назвіть основні методи розрахунку залізобетонних конструкцій.
2. Опишіть стадії напружено-деформованого стану залізобетонної балки при згині.
3. Назвіть систему коефіцієнтів, які визначають розрахункову несучу здатність елемента.
4. Які значення нормативних опорів бетону?
5. Які значення нормативних опорів бетону для розрахунків за першою групою граничних етапів?
6. Які значення нормативних опорів бетону для розрахунків за другою групою граничних етапів?
7. Яка залежність початкового модуля пружності бетону від його щільності (густини).
8. Як визначають нормативний опір арматури R_{sn} ?
9. Як визначають розрахунковий опір арматури R_s ?

6. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ

6.1. Розрахунок міцності нормальних перерізів

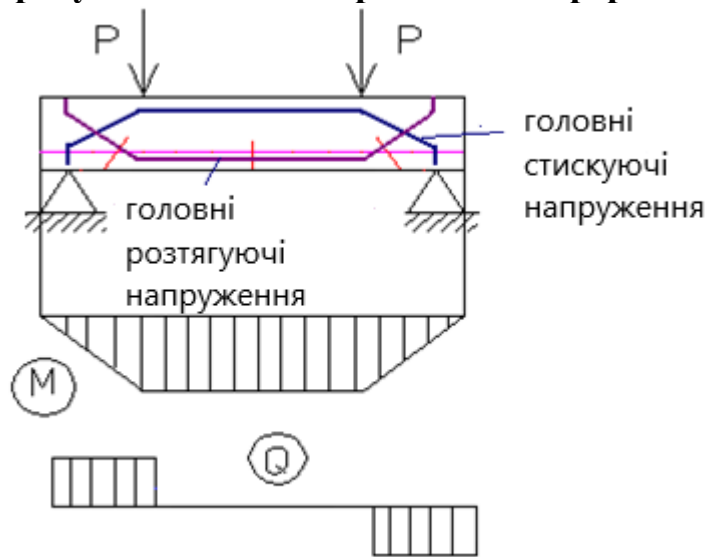


Рис. 6.1. Схема вигнутого залізобетонного елемента

Для прикладу розглянемо однопрогонову залізобетонну балку, вільно оперту на дві опори, симетрично завантажену двома зосередженими силами. Ділянка балки між силами знаходиться в умовах чистого вигину, в межах якого діє тільки вигинаючий момент M , поперечна сила дорівнює нулю.

На деякій ступені завантаженості в бетоні розтягнутої зони цієї ділянки під дією розтягуючих напружень утворюються нормальні тріщини, тобто тріщини направлені перпендикулярно до подовжньої осі балки. На ділянках між опорою та силою діє одночасно вигинаючий момент M та поперечна сила Q . Тут утворюються похилі тріщини.

В перерізах, нормальних до подовжньої осі елемента – вигнутих, позацентрово стиснутих, позацентрово розтягнутих – при двозначній епюрі напружень в стадії III характерний один і той самий сапружено-деформований стан. В розрахунках міцності елементів зусилля, які сприймаються перерізом, нормальним до подовжньої осі елемента, визначаються за розрахунковим опором матеріалів з урахуванням коефіцієнтів умов роботи.

$$\sigma_{sc} \leq \begin{cases} R_s \\ E_s \cdot \varepsilon_{bu} = \begin{cases} \varepsilon_{bu}^{sh} = 400 \text{ МПа} \\ \varepsilon_{bu}^{pl} = 500 \text{ МПа} \end{cases} \end{cases}$$

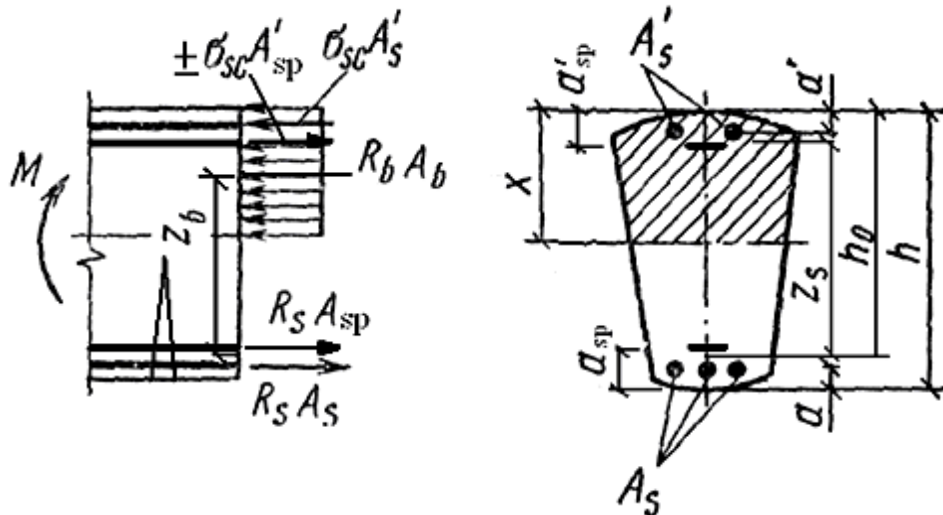


Рис.6.2. Розрахунок міцності перерізів будь-якої симетричної форми

В загальному випадку умовою міцності при будь-якому із перерахованих зовнішніх зусиль формується у вигляді вимог про те, що момент зовнішніх сил повинен бути менше моменту внутрішніх зусиль

$$R_b \cdot A = R_s \cdot A_{sp} + R_s \cdot A_s - \sigma_{sc} \cdot A'_s \mp \sigma_{sc} \cdot A'_{sp}$$

$$M \leq R_b \cdot S_b + \sigma_{sc} \cdot S'_{sp} + \sigma_{sc} \cdot S'_s$$

$$S_b = A_b \cdot z_b,$$

де M – у вигнутих елементах – момент зовнішніх сил від розрахункових навантажень; S_b – статичний момент площі перерізу бетону стиснутої зони відносно тієї ж осі; z_b – відстань між центром тяжкості бетону стиснутої зони і центром тяжкості розтягнутої (напруженої та ненапруженої) арматури.

6.2. Загальний випадок розрахунку нормальних перерізів

Основні передумови:

1. Розтягнутий бетон в роботі перерізу не враховується.
2. Епюра напружень бетону в стиснутій зоні приймається прямокутною.
3. Стиснута зона обмежена лінією, паралельною нейтральною віссю.
4. Робоча висота перерізу приймається для кожного арматурного шару індивідуально.
5. Розподіл напружень в арматурі здійснюється з урахуванням гіпотези плоских перерізів.
6. Відношення між умовною лінією, що обмежує стиснуту зону і фактичним нейтральним шаром враховується коефіцієнтом повноти епюри напружень.

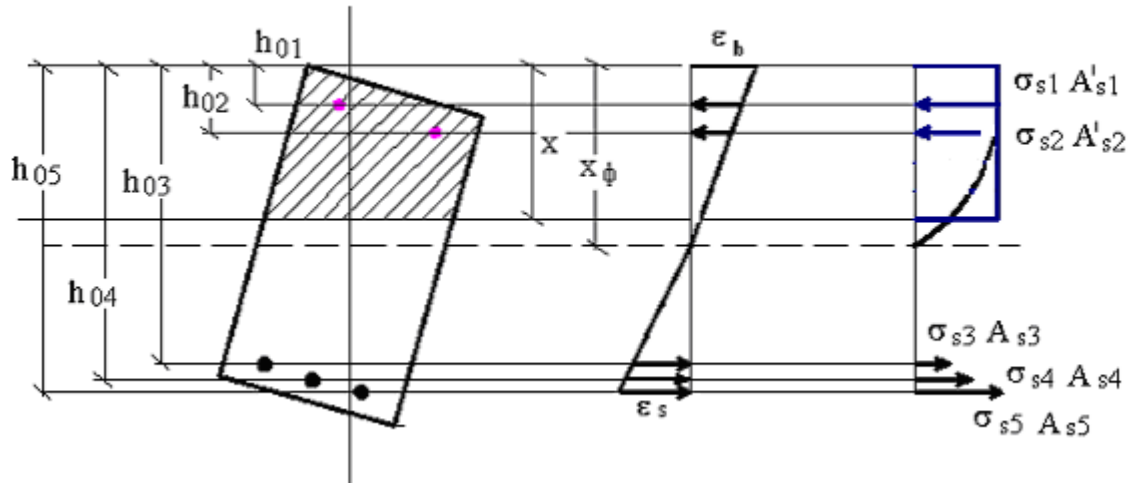


Рис. 6.3. Визначення коефіцієнта повноти епюри напружень

$\omega = \frac{x}{x_\phi}$ – визначається за формулою ДБН В.2.6-98:2009.

Висоту стиснутої зони x для перерізів, які працюють за випадком 1, коли в розтягнутій арматурі і стиснутому бетоні досягаються граничні опори, які визначаються із рівнянь рівноваги:

$$R_b \cdot A_b - \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} = 0; (\pm N)$$

$$N = \begin{cases} > 0 - \text{розтяг} \\ = 0 - \text{вигин} \\ < 0 - \text{стиск} \end{cases}$$

При вигині рівняння моментів має вигляд:

$$M \pm \sum_{i=1}^n \sigma_{si} \cdot A_{si} \cdot z_{si} - \sum_{j=1}^k \sigma'_{sj} \cdot A'_{sj} \cdot z_{sj} - R_b \cdot A_b \cdot z_b = 0;$$

де $A_b \cdot z_b = S_b$ – статичний момент.

Розподіл напружень по висоті перерізу проходить лінійно:

$$\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_b} = \frac{h_0 - x_\phi}{x_\phi} = \frac{1}{\xi_\phi} - 1;$$

$$x = h_0 \cdot \xi;$$

$$\frac{x}{x_\phi} = \frac{h_0 \cdot \xi}{h_0 \cdot \xi_\phi} = \omega;$$

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b \cdot \left(\frac{1}{\xi_\phi} - 1 \right) = \varepsilon_b \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right)$$

Гранична деформація в бетоні стиснутої зони

$$\varepsilon_{bu} = \frac{-\varepsilon_{scu}}{\frac{\omega}{\xi} - 1} = \frac{\varepsilon_{scu}}{1 - \frac{\omega}{\xi}},$$

де $-\varepsilon_{scu}$ – гранична деформація в арматурі стиснутої зони.

При центральному стисканні приймають, що $x=h$, тоді відносна висота стиснутої зони дорівнює

$$\xi = \frac{h}{h_0} \approx 1.1$$

$$\text{Тоді } \varepsilon_{bu} = \frac{\varepsilon_{scu}}{1 - \frac{\omega}{1.1}}, \text{ а } \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_{scu}}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi} - 1\right);$$

напруження в і-ому стрижні подовжньої арматури:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{scu}}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1\right) \leq \beta \cdot R_s, \quad (1)$$

де σ_{scu} – граничне напруження а арматурі стиснутої зони,

$$\beta = \frac{R_s^{el}}{R_s} - \text{коєфіцієнт відношення опору арматури в пружній зоні до}$$

загального опору арматури.

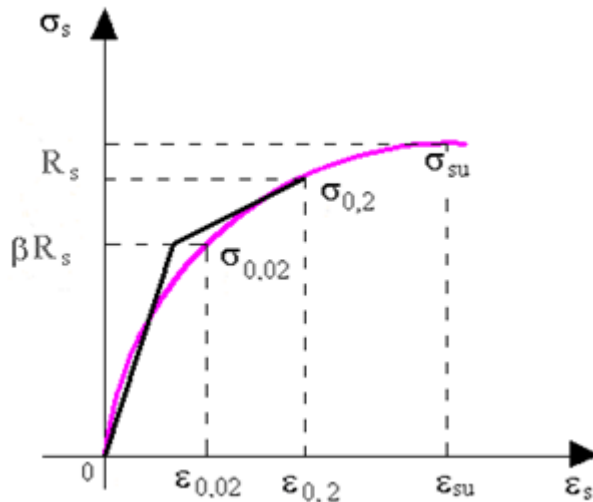


Рис. 6.4. Графік визначення βR_s

При механічному, а також автоматизованому електротермічному, електромеханічному способах попереднього напруження арматури класів А-IV, А-V, А-VI

$$\beta = 0,5 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} + 0,4 \geq 0,8,$$

де σ_{spi} – попереднє напруження в і-ому стрижні поздовжньої арматури, з урахуванням коєфіцієнту γ_{sp} , який залежить від розташування стрижня.

Для арматури класів В-II, Вр-II, К-7, К-19 при $\Delta\sigma_{spi} = 0$ $\beta = 0.8$

Значення σ_{spi} приймається з урахуванням коєфіцієнта $\gamma_{sp} < 1$ та втрат

$$\sum_1^5 \sigma_i \cdot$$

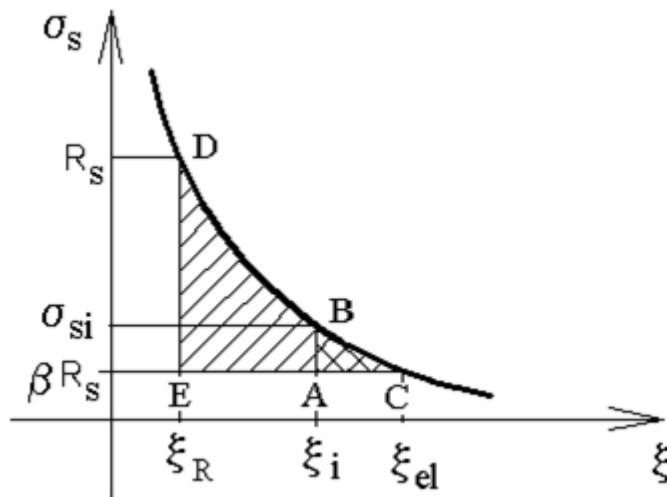


Рис. 6.5. Емпірична залежність між граничними напруженнями в арматурі і висоти стиснутої зони в стадії III

Із подібності трикутників $\Delta ABC \sim \Delta EDC$:

$$\frac{\sigma_{si} - \beta \cdot R_s}{R_s - \beta \cdot R_s} = \frac{\xi_{el} - \xi_i}{\xi_{el} - \xi_R}$$

$$\sigma_{si} - \beta \cdot R_s = R_s \cdot (1 - \beta) \cdot \frac{\xi_{el} - \xi_i}{\xi_{el} - \xi_R}$$

$$\beta \cdot R_s < \sigma_{si} = [\beta + (1 - \beta) \cdot \frac{\xi_{el} - \xi_i}{\xi_{el} - \xi_R}] \cdot R_s \leq \gamma_{s6} \cdot R_s \quad (2)$$

Гранична висота стиснутої зони

Застосуємо припущення, що $\xi_i = \xi_R$. Тоді $\varepsilon_s = \varepsilon_{su}$ і рівняння (1)

перетворюється:

$$\frac{\omega}{\xi_R} - 1 = \frac{\sigma_{sRu}}{\sigma_{scu}},$$

$$1 - \frac{\omega}{1.1}$$

$$\frac{\omega}{\xi_R} = 1 + \frac{\sigma_{sRu} \cdot (1 - \frac{\omega}{1.1})}{\sigma_{scu}} \cdot \frac{1}{\xi_R}$$

$$\frac{\xi_R}{\omega} = \frac{1}{1 + \frac{\sigma_{sRu} \cdot (1 - \frac{\omega}{1.1})}{\sigma_{scu}}}$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sRu} \cdot (1 - \frac{\omega}{1.1})}{\sigma_{scu}}}$$

$$\xi_i = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{el}}{\sigma_{scu}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$$

σ_{sRu} – умовне напруження, яке при виконанні закону Гука відповідає граничній висоті стиснутої зони.

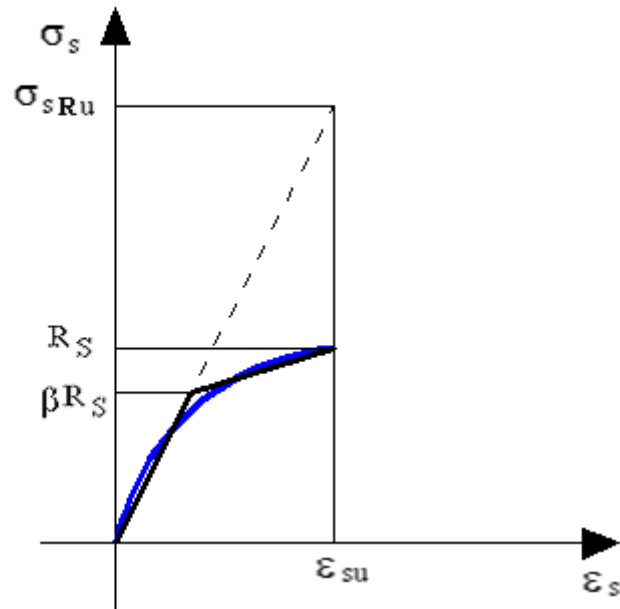


Рис. 6.6. Графік визначення σ_{sRu}

σ_{sRu} – напруження в арматурі, МПа, яке приймається для арматури класів:

А-I, А-II, А-III, Вр-I

$$\sigma_{sRu} = R_s - \sigma_{sp}$$

В-II, Вр-II, К-7, К-19

$$\sigma_{sRu} = R_s + 400 - \sigma_{sp}$$

7. ВИГНУТІ ЕЛЕМЕНТИ

7.1. Конструктивні особливості вигнутих елементів

Вигнуті залізобетонні елементи можуть застосовуватися самостійно, але частіше за все входять до складу плоских перекриттів і підрозділяються на плити і балки.

Плити - це плоскі суцільні конструкції з товщиною малою в порівнянні з іншими конструкціями.

Балки - це лінійні конструкції, у яких довжина значно перевищує геометричні розміри перерізів.

Плити і балки можуть бути як самостійно працюючими конструкціями, так і елементами більш складних конструкцій.

За конструктивною схемою залізобетонні перекриття поділяють на дві основні групи:

- балкові перекриття
- безбалкові перекриття.

Балкові перекриття містять балки, що йдуть в одному або двох напрямках і спираються на них плити або панелі.

Безбалкові перекриття не містять балок, а плити або панелі спираються безпосередньо на колони або їх капітелі.

Обидві групи перекриттів в залежності від способу зведення бувають:

- монолітні - зведені в опалубці безпосередньо на будмайданчику;
- збірні - виготовлені на підприємствах будіндустрії;
- збірно-монолітні - послідовне зведення.

Спочатку укладають легкі збірні перекриття, що сприймають власну вагу і вагу при монтажі. Ці елементи мають арматурні випуски; деформування відбувається за статично визначеною схемою. Далі укладають додаткову арматуру для сприйняття експлуатаційних навантажень і омоноличують систему, перетворюючи її в статично невизначену.

Що входять до складу конструкції перекриття плити в залежності від ставлення сторін опорного контуру можуть бути:

$\frac{\ell_2}{\ell_1} > 2$ - балковими, тобто плити працюють на вигин по короткому

напрямку (при цьому величиною моменту в довгому напрямку нехтують зважаючи на його малість);

$\frac{\ell_2}{\ell_1} \leq 2$ - опертими по контуру, тобто плити працюють в двох напрямках,

з перехресною робочою арматурою.

Збірні перекриття можуть бути ребристі, пустотні і суцільні.

Плити перекриття спираються на ригелі (прямокутної форми перетину) поверху або на полиці ригеля таврової форми. З точки зору статичного розрахунку всі збірні плити розглядаються як вільно оперті однопрогонові балки, навантажені погонним рівномірно розподіленим навантаженням. За

розрахунковий проліт плит приймається відстань між центрами ділянок її опирання.

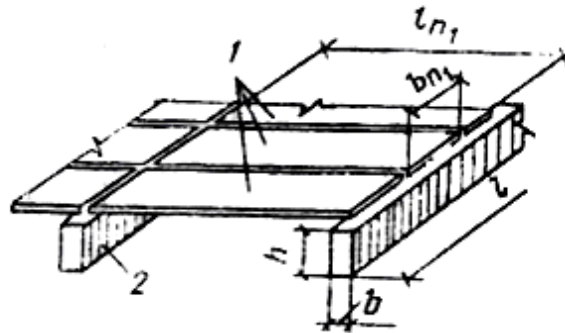


Рис.7.1. Схема збірного перекриття: 1 – плити; 2 – балки.

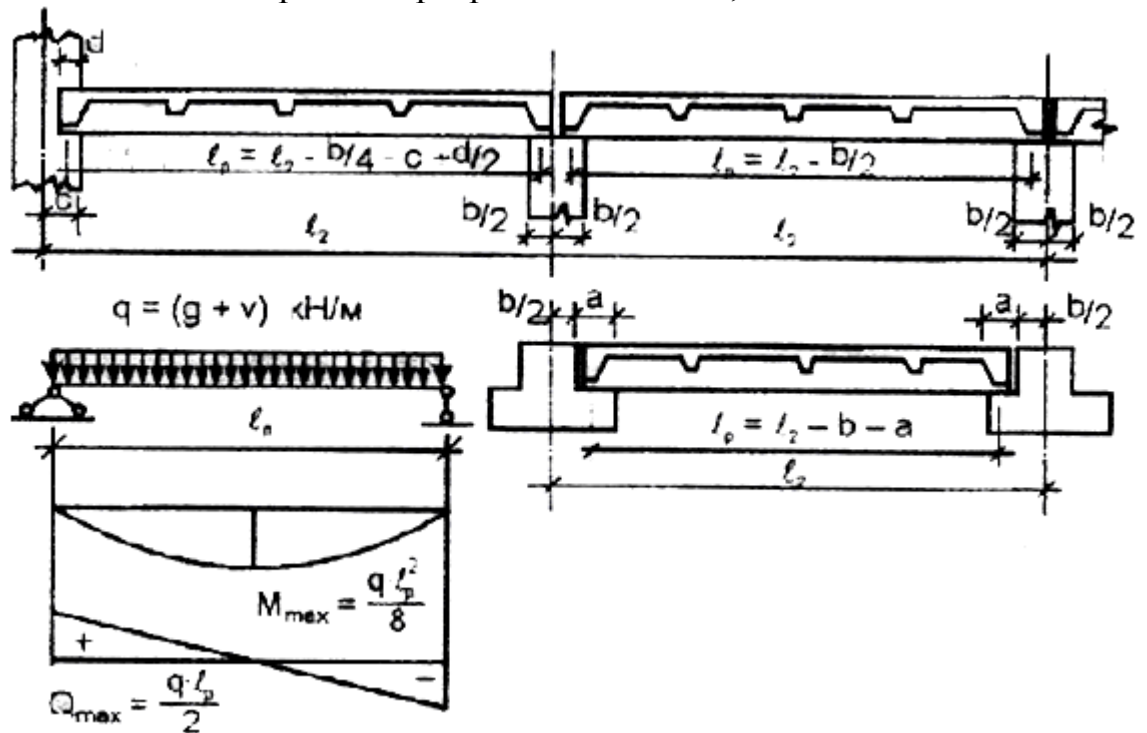


Рис. 7.2. Розрахункова схема збірної плити перекриття

Робочу арматуру встановлюють в розтягнутих зонах плит для сприйняття розтягуючих зусиль, які виникають при вигині під навантаженням. Вона розміщується відповідно до епюр згинальних моментів. У однопрогонових плитах робоча арматура укладається внизу, а в нерозрізних плитах в прольотах внизу, а на опорах - поверху. З метою економії арматури частина стрижнів може не доводитися до опор. Площа перерізу стержнів, що доводяться до опори, повинна становити не менше 1/3 площі перетину нижніх стрижнів в прольоті, розрахованої за найбільшим вигиначим моментом.

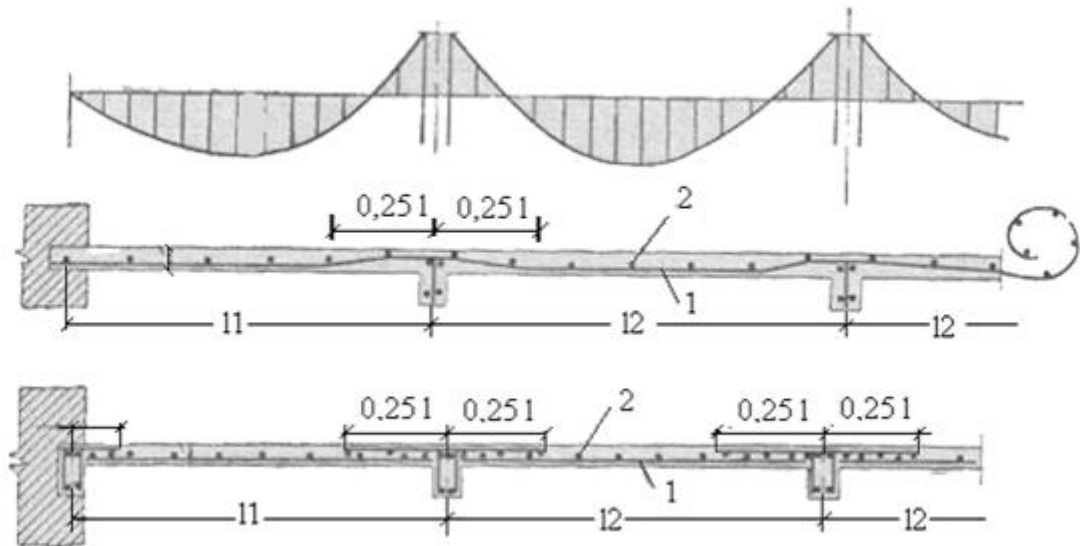


Рис. 7.3. Армування нерозрізної плити (два варіанта)

Пустотні плити перекриттів відносяться до одних з наймасовіших видів збірних залізобетонних конструкцій. Найбільшого поширення набули плити висотою 220 мм з круглими отворами діаметром 159 мм. Розрахункова схема багатопустотних плит така ж, як і ребристих плит.

Монолітне перекриття утворено системою, що складається з плит, другорядних і головних балок. Напрямок, прольоти і розміри поперечних перерізів елементів перекриття визначають за технологічними, архітектурними і конструктивними вимогами.

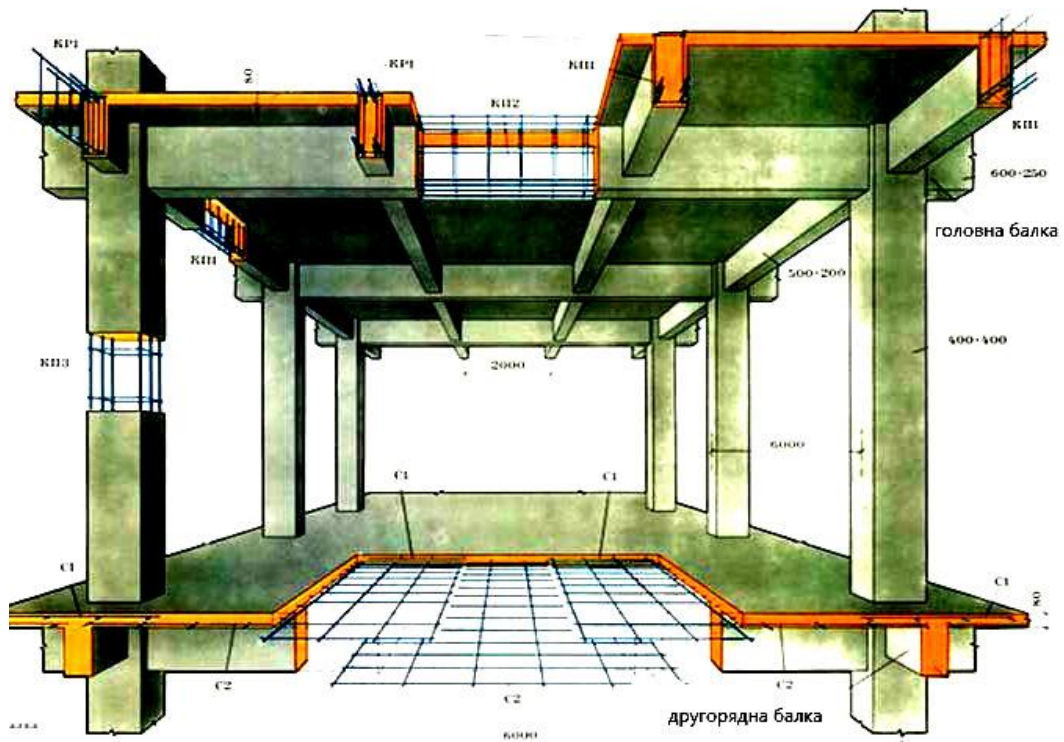


Рис. 7.4. Схема монолітного перекриття

Всі елементи перекриття монолітно взаємопов'язане. Розташування головних і другорядних балок визначають призначенням будівлі, вимогами забезпечення просторової жорсткості і т.п. Розрахунковий перетин монолітного перекриття балочного типу прямокутне.

Залізобетонні балки в поперечному перерізі бувають прямокутні, таврові, двотаврові, трапецеїдальні, порожнисті. Найбільш поширені прямокутного і таврового перерізів.

Висота балок h коливається в широких межах і становить в залежності від навантаження від $1/8$ до $1/20$ прольоту. Отож її приймають кратною 50 мм при розмірах до 600 мм і кратною 100 мм при великих розмірах. Ширину перетину b призначають в межах $0,25-0,5h$.

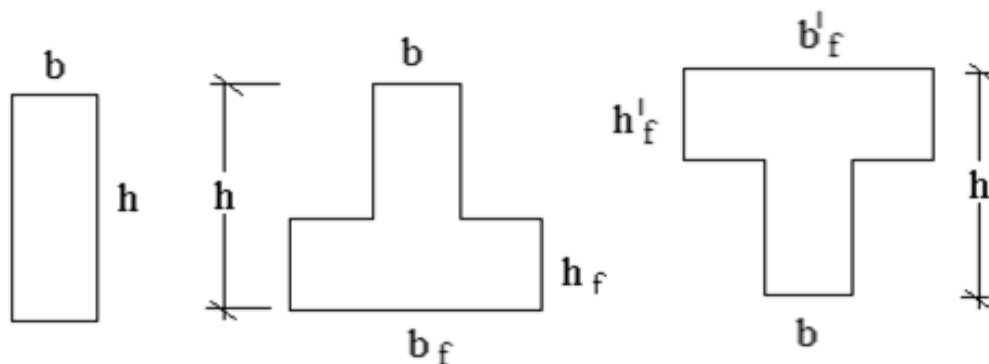


Рис. 7.5. Типи залізобетонних балок

В якості розрахункової схеми другорядної балки приймається багатопрогонова нерозрізна балка, завантажена різними навантаженнями, з крайніми шарнірними опорами при тому, що спирається на стіни і проміжними опорами - головними балками.

Перетин другорядної балки приймають тавровим.

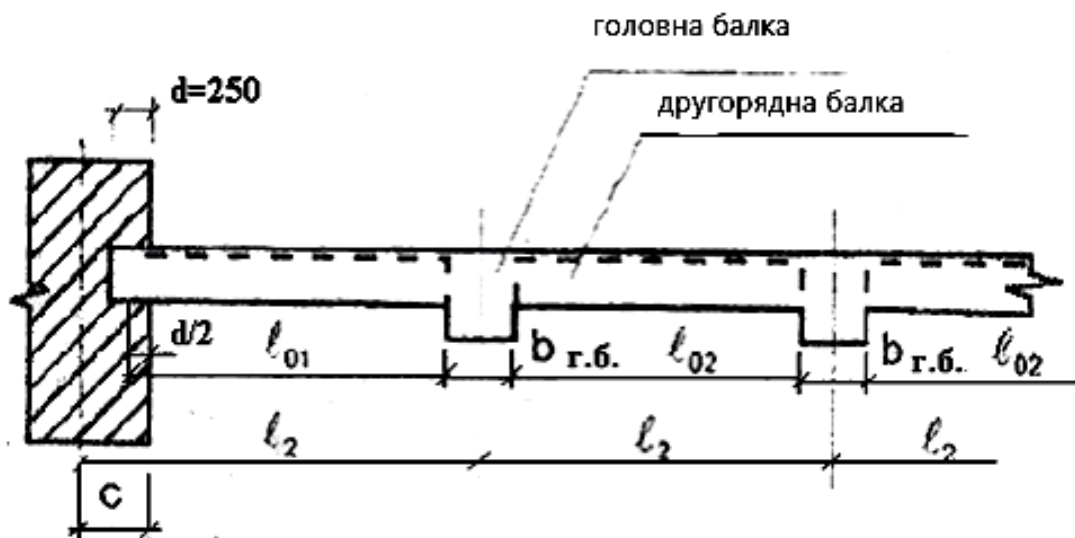


Рис. 7.6. Розрахункова схема другорядних балок

7.2. Розрахунок міцності по нормальних перерізах для прямокутного профілю з одиночною арматурою

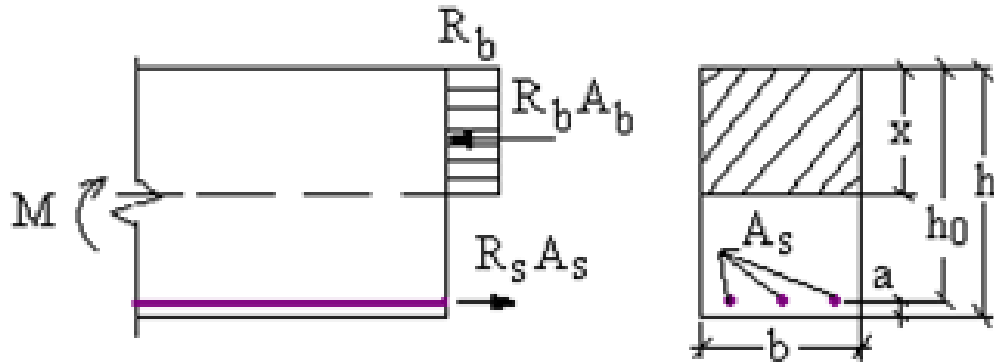


Рис. 7.7. Розрахункова схема прямокутного перерізу із одиночною арматурою

1 тип розрахунку

$$\begin{cases} \sum x = 0; R_b \cdot b \cdot x - R_s \cdot A_s = 0; (1) \\ \sum M = 0; M - R_b \cdot b \cdot x \cdot z_b = 0; (2) \end{cases}$$

$$z_b = h_0 - \frac{x}{2}$$

Алгоритм розрахунку:

1. Вирішити квадратне рівняння 2 відносно x .
2. Вирішити рівняння 1 відносно A_s^{mp} . За сортаментом арматури підібрати $A_s^{\phi} \approx A_s^{mp}$.
3. Перевірити несучу спроможність перерізу

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x_{\phi} \cdot \left(h_0 - \frac{x_{\phi}}{2}\right);$$

$$x_{\phi} = \frac{R_s \cdot A_s^{\phi}}{R_b \cdot b};$$

$$\xi \leq \xi_R$$

Міцність елемента достатня, якщо зовнішній розрахунковий момент менший розрахункової несучої спроможності перерізу, який формується у вигляді зворотно направленого моменту внутрішніх сил.

Зручно користуватися також виразом моментів, взятих відносно осі, що проходять через центр ваги стиснутої зони:

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

Переріз вважається підібраним правильно, якщо його несуча спроможність, перевищує заданий розрахунковий момент не більше як на 3-5%.

2 тип розрахунку

Розрахунок за допомогою таблиць

$$\begin{cases} \sum x = 0; R_b \cdot b \cdot x - R_s \cdot A_s = 0; \\ \sum M = 0; M - R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) = 0; \end{cases}$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} \Rightarrow x = \xi \cdot h_0;$$

$$M - R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 \cdot (h_0 - \frac{\xi \cdot h_0}{2}) = M - R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \xi (1 - \frac{\xi}{2});$$

$$\alpha_0 = \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2})$$

$$M - \alpha \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 0;$$

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}; (1)$$

$$R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 - R_s \cdot A_s = 0; (2)$$

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0};$$

$$M - R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) = M - R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot (1 - \frac{\xi}{2});$$

$$\zeta = 1 - \frac{\xi}{2};$$

$$M - R_s \cdot A_s \cdot h_0 \cdot \zeta = 0;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot h_0 \cdot \zeta}; (3)$$

$$\alpha_0 = \xi \cdot (1 - \frac{\xi}{2});$$

$$\zeta = 1 - \frac{\xi}{2}$$

Для коефіцієнтів ξ, α_0, ζ складена таблиця, використання якої значно скорочує розрахунок

Таблиця 7.1.

α_0	ζ	ξ
0,010	0,995	0,01
0,020	0,990	0,02
$\alpha_{0,k}$	ζ_k	ξ_k
...
$\alpha_{0,n}$	ζ_n	ξ_n

Алгоритм розрахунку:

1. За формулою знайти α_0 .
2. За таблицею 7.1. знайти ζ .

3. За формулою найти A_s^{mp} за сортаментом арматури підібрати $A_s^\phi \approx A_s^{mp}$.

4. Перевірити несучу здатність перерізу.

Якщо проводити розрахунки за формулою (2), то спочатку знаходять α_0 , потім за таблицею 7.1. знаходять ξ , потім за формулою (3) A_s^{mp} , а далі по аналогії.

7.3. Розрахунок міцності по нормальних перерізах для прямокутного профілю з подвійним армуванням

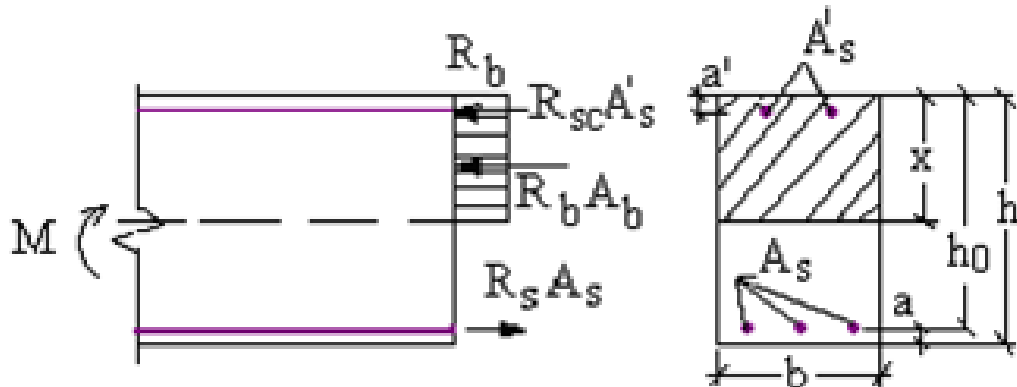


Рис. 7.8. Розрахункова схема прямокутного перерізу із подвійним армуванням

В практиці можуть зустрічатися випадки застосування елементів із подвійним армуванням. Її необхідно встановлювати коли $\xi > \xi_R$

1 тип розрахунку

$$\sum x = 0 \quad R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s = 0; \quad (1)$$

$$\sum M = 0 \quad M - R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s)$$

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s)$$

$$x = \xi_R \cdot h_0;$$

$$A'_s = \frac{M - R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \xi_R \cdot \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right)}{R_{sc} \cdot (h_0 - a'_s)} \quad (2)$$

Якщо $A'_s < 0$, то розрахункова арматура в стиснутій зоні не потрібна.

Алгоритм розрахунку:

1. знаходимо A_s^{mp} з формули (2).
2. знаходимо A_s^ϕ - діаметр та кількість стержнів стиснутої арматури за сортаментом арматури.

3. знаходимо A_s^ϕ з формули (1).

Далі по аналогії за розрахунком перерізу з одиночним армуванням.

2 тип розрахунку

Використання таблиць для розрахунку прямокутних перерізів з подвійним армуванням

$$M_{\text{внеш}} = R_b \cdot b \cdot h_0^2 \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s)$$

$$\alpha_0 = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right);$$

$$\alpha_0 = \frac{M - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a'_s)}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Розрахунок по аналогії з розрахунком елементів з одиночною арматурою але з урахуванням стиснутої арматури.

7.4. Розрахунок вигнутих елементів таврового перерізу

Таврові перерізи зустрічаються в практиці досить часто. Тавровий переріз складається із полицки та ребра.

В порівнянні з прямокутними перерізами таврові значно економніше, так як при одній і тій самій несучій здатності витрати бетону значно менше внаслідок скорочення розмірів розтягнутої зони, так як несуча здатність залізобетонного елемента не залежать від площі перерізу бетону розтягнутої зони. Існують таврові перерізи з полкою як в стиснутій так і в розтягнутій зоні.

Тавровий переріз як правило має одиночне армування.

При великій ширині полицки ділянки виступів напружені менше внаслідок більшого віддалення від ребра.

Тому в розрахунок вводять еквівалентну ширину b'_f та висоту h'_f виступів полицки.

$$\ell_{cs} \leq \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot \ell_1 \\ \frac{1}{2} \cdot \ell_2 \end{cases};$$

При $h'_f < 0,05h$ виступи полицки в розрахунках участі не приймають.

При розрахунку таврових перерізів зустрічається два випадки розташування положення нижньої границі стиснутої зони в межах стиснутої зони: в межах полицки ($x \leq h'_f$) і нижче полицки ($x > h'_f$).

Випадок 1 коли $x \leq h'_f$ - переріз із розвинутими виступами.

В цьому випадку тавровий переріз розраховують як прямокутний з шириною b'_f .

$$\sum x = 0 \quad R_b \cdot b'_f \cdot x - R_s \cdot A_s = 0;$$

$$\sum M = 0 \quad M \leq R_b \cdot b'_f \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right);$$

Якщо розрахунок проводити табличним способом, то

$$\xi = \frac{x}{h_0}$$

$$M \leq R_b \cdot b'_f \cdot \xi \cdot h_0 \cdot \left(h_0 - \frac{\xi \cdot h_0}{2}\right) = R_b \cdot b'_f \cdot \xi \cdot h_0^2 \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right) = R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 \cdot \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right);$$

$$\alpha_0 = \xi \cdot \left(1 - \frac{\xi}{2}\right);$$

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2}$$

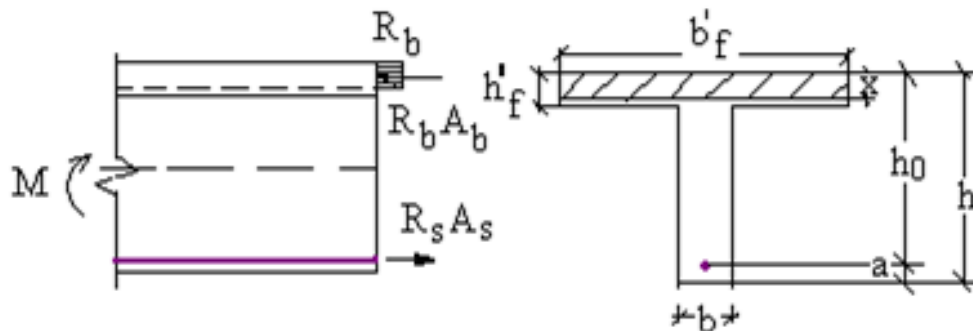


Рис. 7.9. Розрахункова схема таврових перерізів із стиснутою зоною в межах полицки

Дальше по аналогії з розрахунком прямокутних перерізів з одиночним армуванням з врахуванням ширини b'_f .

Випадок 2 коли $x > h'_f$ - переріз елемента зі слабо розвиненими виступами.

В цьому випадку стиснута зона перерізу складається із стиснутої зони ребра і виступів полицки.

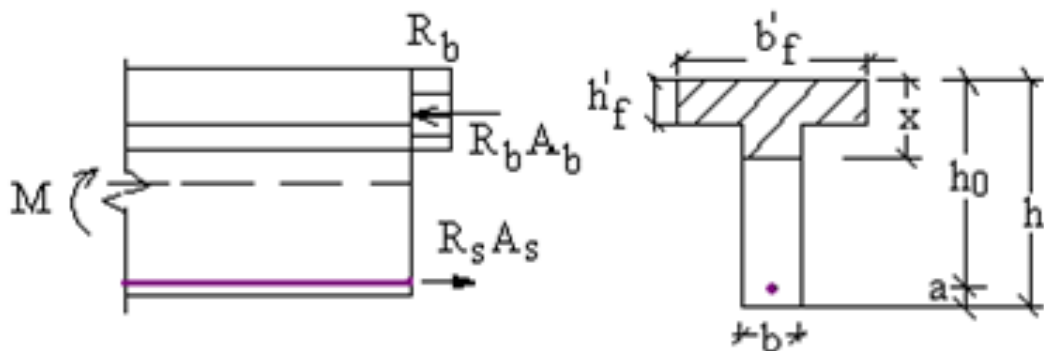


Рис. 7.10. Розрахункова схема таврових перерізів із стиснутою зоною у ребрі

$$\sum x = 0 \quad R_b \cdot b \cdot x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f - R_s \cdot A_s = 0;$$

$$\sum M = 0 \quad M = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot \left(h_0 - \frac{h'_f}{2}\right);$$

Табличний варіант розрахунку

$$\alpha_0 = \frac{M - R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - \frac{h'_f}{2})}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Дальше по аналогії.

7.5. Розрахунок таврових перерізів з подвійним армуванням

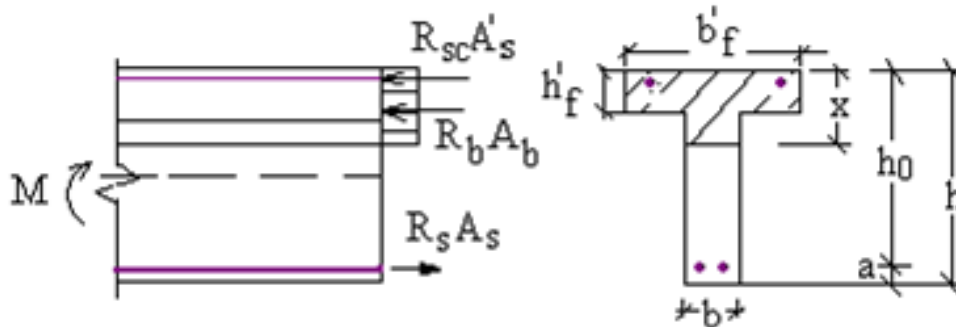


Рис. 7.11. Розрахункова схема таврового перерізу з подвійним армуванням

$$\sum x = 0 \quad R_b \cdot b \cdot x + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f - R_s \cdot A_s + R_{sc} \cdot A'_s = 0;$$

$$\sum M = 0 \quad M = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - \frac{x}{2}) + R_b \cdot (b'_f - b) \cdot h'_f \cdot (h_0 - \frac{h'_f}{2}) - R_{sc} \cdot A'_s \cdot z_b;$$

Розрахунковий випадок таврового перерізу з одиночною арматурою може бути визначений за наступними ознаками:

1. Якщо відомі всі дані про переріз, враховуючи A_s , то при $x = h'_f$

$R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \geq R_s \cdot A_s$ – межа стиснутої зони знаходиться в поличці, тобто $x \leq h'_f$.

При зворотній нерівності стиснута зона знаходиться у ребрі.

2. Якщо відомі всі розміри перерізу та заданий розрахунковий вигинаючий момент, але A_s не відома, то при $x = h'_f$

$$M_{сеч} \leq R_b \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot (h_0 - \frac{h'_f}{2})$$

– межа стиснутої зони знаходиться у поличці, тобто $x \leq h'_f$.

При зворотній нерівності стиснута зона знаходиться у ребрі.

7.6. Вигинаємі елементи, армовані жорсткою арматурою

Сумісна деформація жорсткої арматури і бетону зберігається аж до руйнування елементів. В період руйнування здатність жорсткої арматури і бетону стислої зони, використовується повністю; при цьому несуча здатність елементів, не залежить від первинних напружень в арматурі, придбаній нею в процесі зведення конструкцій. У елементах, армованих низькими профілями, для зв'язку бетону стиснутої зони перерізу з жорсткою арматурою до

останньої приварюють спеціальні анкерні стержні або встановлюють хомути. За відсутності зв'язку бетону стиснутої зони з жорсткою арматурою руйнування елемента походить від зрізу бетону зрушуючими силами по площині контакту з жорсткою арматурою.

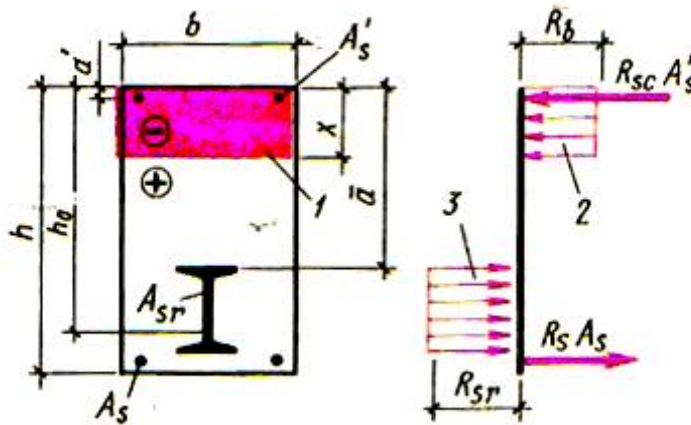


Рис. 7.12. Армуння елемента жорсткою арматурою низьким профілем: 1 – стиснута зона перерізу, 2 – напруження в бетоні стиснутої зони, 3 – напруження розтягу в жорсткій арматурі

У елементах, армованих високими профілями (майже на уся висоту перерізу), сумісність деформації забезпечується і за відсутності хомутів, оскільки суцільна металева стінка повністю сприймає поперечну силу.

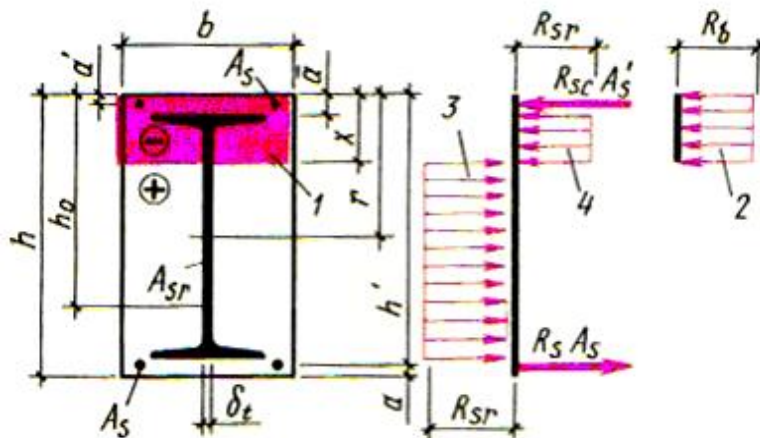


Рис. 7.13. Армуння елемента жорсткою арматурою високим профілем: 1 – стиснута зона перерізу, 2 – напруження в бетоні стиснутої зони, 3 – напруження розтягу в жорсткій арматурі, 4 – напруження стиску в жорсткій арматурі

До бетонування елементів жорстку арматуру розраховують по нормах проектування сталевих конструкцій на дію навантажень, що виникають в процесі зведення будівель (від бетону і опалубки, транспорту і т.п). Розрахунок перерізів елементів, що згинаються, з жорсткою арматурою

ведуть по аналогії з розрахунком елементів, що згинаються, з гнучкою арматурою, при цьому враховуючи опір сталевого профілю.

Запитання для самоперевірки

1. Назвіть основні види згинальних залізобетонних елементів.
2. Опишіть характер руйнування залізобетонного нормально армованого згинального елемента.
3. Назвіть два випадки розрахунку згинальних елементів за нормальними перерізами.
4. Накресліть розрахункову схему згинального елемента, що має переріз будь-якої симетричної форми, у граничному стані.
5. Яка розрахункова схема згинального елемента, прямокутного перерізу з одинарною арматурою, у граничному стані.
6. Які задачі розрахунку згинальних елементів прямокутного перерізу можна розв'язувати за допомогою таблиць?
7. Накресліть розрахункову схему згинального елемента прямокутного перерізу з подвійною арматурою у граничному стані.
8. Назвіть особливості розрахунку таврових та двотаврових перерізів.

8. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПО ПОХИЛОМУ ПЕРЕРІЗУ

8.1. Основні розрахункові положення

При вигині залізобетонного елемента виникають, крім нормальних напружень, сколюючі, що діють по горизонтальному і вертикальному напрямках.

У похилих перетинах мають місце ті ж 3 стадії напружено-деформованого стану (НДС), як і в нормальних перетинах.

Після утворення похилої тріщини вигнутий елемент розділяється на частини, з'єднані бетоном стиснутої зони і арматурою, що перетинає похилу тріщину.

При збільшенні навантаження похила тріщина розкривається, і руйнування відбувається по одному з трьох можливих випадків.

Випадок 1 - дроблення бетону стінки по похилій смугі між похилими тріщинами від головних стискаючих напружень.

Це обумовлено тим, що в стінці по взаємно перпендикулярним ділянкам діють стискаючі і розтягуючі напруження. Останні істотно знижують міцність на стиск.

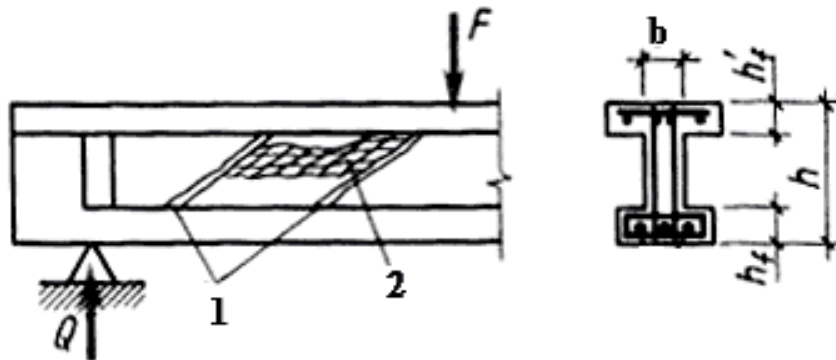


Рис. 8.1. Схема руйнування вигнутого елемента по похилому перерізі у стиснутій полосі між похилими тріщинами: 1 – похила тріщина, 2 – дроблення стиснутої полоси стінки

Випадок 2 - зрушення по похилому перерізі від переважаючої дії поперечної сили.

Утворення похилої тріщини починається в середині бічних граней, де дотичні напруження досягають свого максимального значення.

Якщо дотичні напруження не досягають свого максимального значення, то похилі тріщини не утворюються.

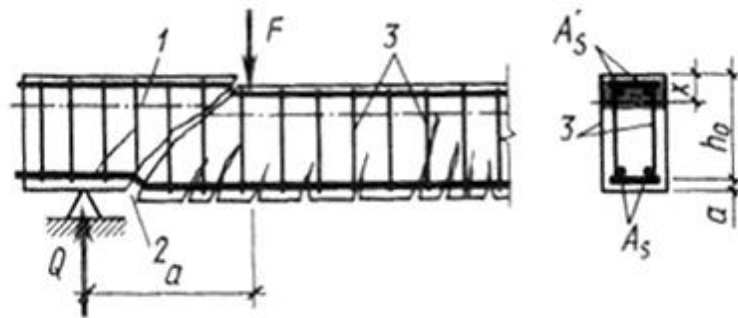


Рис. 8.2. Схема руйнування вигнутого елемента по похилому перерізу від переважаючої дії поперечної сили: 1 – нульова лінія, 2 – похила тріщина, 3 – хомути

Випадок 3 - руйнування по похилому перерізі від переважаючої дії вигинаючого моменту M .

Це обумовлено тим, що головні напруження розтягу долають опір бетону на осьовий розтяг. Похила тріщина утворюється з максимальним розкриттям в розтягнутій зоні. Бетон розтягнутої зони в похилому перерізі виключається з роботи, і всі розтягуючі зусилля передаються на арматуру. Відбувається взаємний поворот частин елемента навколо центру обертання, арматура тече або при слабкому заанкеруванні висмикується навіть при невеликих значеннях вигинаючого моменту, стисла зона скорочується і руйнується. При наявності сильної заанкерованої поздовжньої арматури в результаті спільної дії зрізуючих і стискаючих зусиль руйнується бетон стиснутої зони.

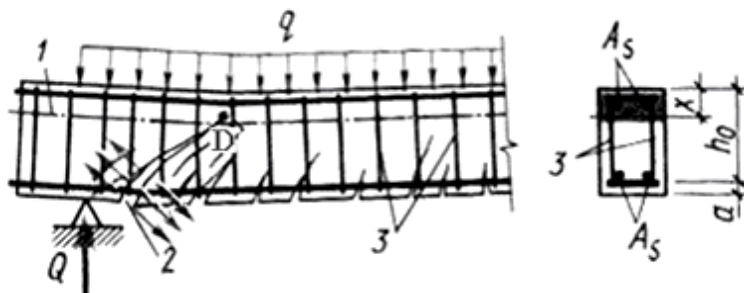


Рис. 8.3. Схема руйнування вигнутого елемента по похилому перерізу від переважаючої дії вигинаючого моменту: 1 – нульова лінія, 2 – похила тріщина, 3 – хомути

Якщо головні напруження розтягу не досягають значення осьового стиснення, то похилі тріщини не утворюється і поперечна сила повністю сприймається одним бетонним перетином.

Міцність елементів по похилих перерізах на спільну дію згинального моменту M і поперечної сили Q розраховують залежно від випадку руйнування елементів.

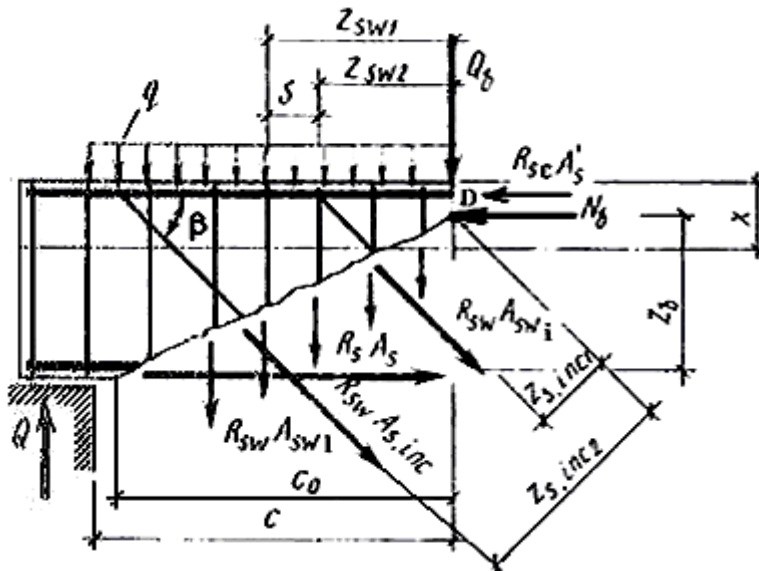


Рис. 8.4. Розрахункова схема по нормальним перерізам

Виходячи з описаної схеми руйнування елемента, що руйнівний момент і руйнуюча поперечна сила в похилому перерізі рівні:

$$\sum y = 0 \quad \sum_{i=1}^n R_{sw} A_{swi} + \sum_{i=1}^k R_{sw} A_{s.inci} \sin \beta + Q_b \quad - \text{сума проекцій внутрішніх}$$

зусиль на поздовжню вісь елемента.

$$\sum m = 0 \quad \sum_{i=1}^n R_{sw} A_{swi} z_{swi} + \sum_{i=1}^k R_{sw} A_{s.inci} z_{s.inci} + R_s A_s z_b \quad - \text{сума моментів}$$

внутрішніх зусиль відносно точки прикладання рівнодіючої стиснутої зони на нормальну вісь елемента.

$A_{sw}, A_{s.inc}, A_s$ – площа перерізу відповідно поперечної арматури (хомутів), похилої арматури (відгинів), поздовжньої (робочої) арматури;

$z_{sw}, z_{s.inc}, z_b$ – відстань до точки D відповідно від хомутів, відгинів і поздовжньої арматури.

8.2. Визначення положення розрахункового похилого перерізу

Розглянемо загальний випадок армування вигнутого елемента одночасно поперечними і похилими стержнями, розміщеними рівномірно і досить часто.

З усіх можливих похилих перерізів, що проходять через початок похилої тріщини, необхідно знайти похилий переріз мінімальної міцності – положення небезпечного похилого перерізу, яке і буде розрахунковим.

Q_D - поперечна сила над тріщиною;

Q - поперечна сила, що визначається від зовнішнього навантаження;

Q_{sw} - сума зусиль в поперечних арматурних стержнях, що перетинаються небезпечним похилим перерізом;

$Q_{s.inc}$ - сума проекцій на нормаль до подовжньому напрямку балки зусиль, пересічених небезпечним похилим перерізом;

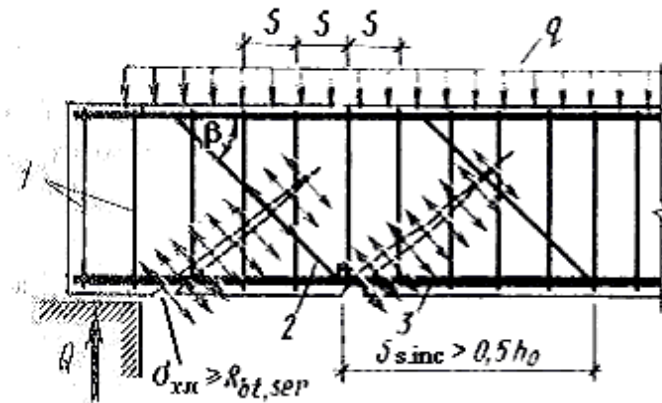


Рис. 8.5. Схема утворення похилих тріщин: 1 – хомути, 2 – відгини, 3 – подовжня арматура

Q_b - поперечне зусилля, яке сприймає бетон;

q - зовнішнє рівномірно розподілене навантаження, що діє по гранях балки;

c - довжина проекції небезпечного похилого перерізу на поздовжню вісь елемента;

c_0 - довжина проекції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента.

Міцність елемента в похилому перерізі достатня, якщо поперечна сила Q в похилому перерізі від розрахункових навантажень не перевищує суми проекцій на нормаль до осі елемента внутрішніх розрахункових зусиль в стержнях арматури, що перетинаються похилим перерізом, і в бетоні стиснутої зони. З врахуванням того, що : $Q_D = Q - q \cdot c$

$$Q - q \cdot c = Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc}$$

Очевидно, що розрахунковим похилим перерізом буде таке, в якому несуча здатність має найменше значення.

8.3. Розрахунок по похилих перерізах для випадку руйнування між похилими тріщинами

Розрахунок проводиться від дії головних стискуючих напружень:

$$Q_{max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0$$

де Q_{max} – найбільше значення поперечної сили від зовнішнього навантаження;

φ_{w1} – коефіцієнт, який враховує вплив хомутів, нормальних до подовжньої осі елемента:

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw}}{b \cdot s} \leq 1,3;$$

A_{sw} – площа перерізу хомутів;

s – крок хомутів;

φ_{b1} – коефіцієнт, який залежить від виду бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot R_b,$$

де $\beta = 0,01$ – для важкого, мілкозернистого та ніздрюватого бетону;
 $0,02$ – для легкого бетону.

R_b приймається в МПа з врахуванням коефіцієнту γ_{b2} .

8.4. Розрахунок по похилих перерізах для випадку руйнування від дії поперечної сили

$$Q - q \cdot c = Q_b + Q_{sw} + Q_{s.inc}$$

В реальних конструкціях навантаження q в межах похилої тріщини може бути відсутнім. Тому нормами передбачається враховувати зменшення поперечної сили за рахунок навантаження q , розташованого в межах похилого перерізу лише в тих випадках, коли навантаження q є безумовно діючим (наприклад, тиск ґрунту або води).

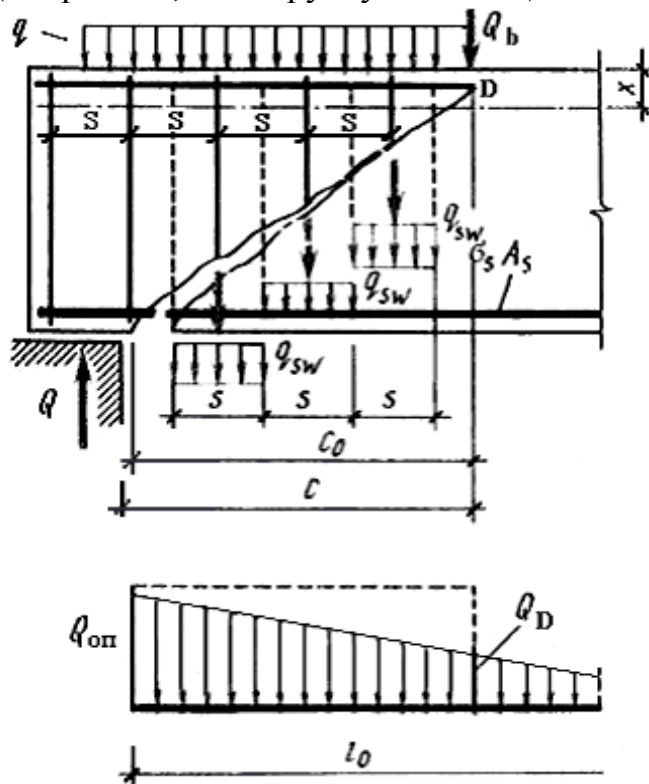


Рис. 8.6. Розрахункова схема по похилим перерізам для випадку від дії поперечної сили

Технологічно відгини встановлювати складно, тому їх застосовують досить рідко. Таким чином, розрахунок похилих перерізів розглядається за умови, що $A_{s.inc} = 0$.

Виходячи із вище вказаного, отримаємо:

$$Q = Q_b + Q_{sw}$$

За ДБН В.2.6-98: 2009 поперечне зусилля, яке сприймається бетоном, дорівнює

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

де φ_{b2} – коефіцієнт, який враховує вид бетону (для важкого бетону $\varphi_{b2} = 2$);

φ_f – коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полицок в таврових та двотаврових елементах, тобто виступи:

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

$$b'_f \leq b + 3 \cdot h'_f;$$

φ_n – коефіцієнт, який враховує вплив подовжніх сил.

При цьому повинна виконуватися умова, що $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$.

Таким чином, можна записати наступне:

$$Q_b = \frac{M_b}{c}$$

Поперечне зусилля в хомутах визначається як:

$$Q_{sw} = \sum_{i=1}^n R_{sw} \cdot A_{swi},$$

n – кількість поперечних стержнів, які перетинає похила тріщина в похилому перерізі.

Але так як Q_{sw} – величина дискретна, а Q_b – неперервна функція, то в розрахунках використовується інтенсивність q_{sw} .

Таким чином, отримаємо

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot s$$

При дії зусиль на проекції похилої тріщини c :

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot c$$

тоді

$$Q = \frac{M_b}{c} + q_{sw} \cdot c (*)$$

Довжина проекції розрахункового перерізу встановлюється із умови:

$$\frac{dQ}{dc} = 0$$

$$\text{тоді } \frac{-M_b}{c_0^2} + q_{sw} = 0$$

Тоді проекція похилого перерізу, за несучою спроможністю:

$$c_0^2 = \frac{M_b}{q_{sw}}, \text{ тобто } c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}$$

$$c_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{q_{sw}}}$$

Розглянемо випадок, коли $c = c_0$.

$$\text{Тоді } Q = \frac{M_b}{\sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}} + q_{sw} \cdot \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_{sw}},$$

$$\text{тобто } Q^2 = 4 \cdot M_b \cdot q_{sw}$$

$Q \leq 2 \cdot \sqrt{M_b \cdot q_{sw}}$ – несуща спроможність похилого перерізу

$$q_{sw,mp} = \frac{Q^2}{4 \cdot M_b} = \frac{Q^2}{4 \cdot (\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2)}$$

Алгоритм рішення:

1. Перевірка міцності по похилим перерізам від руйнування між похилими тріщинами:

$$Q_{\max} \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0;$$

2. Перевірка необхідності встановлення поперечних стержнів (хомутів) за розрахунком:

$$Q_{\max} \leq 2,5 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

Якщо умова виконується, то бетон опирається зовнішньому навантаженню без допомоги поперечних стержнів; якщо умова не виконується то необхідно встановлювати поперечну арматуру відповідно за розрахунком.

3. Знаходимо крок стержнів виходячи із умови, що

$$s \leq \begin{cases} s_{\max}^{\text{конст}} \\ s_{\max} \end{cases}$$

$s_{\max}^{\text{конст}}$ – максимальний крок стержнів за конструктивними вимогами;

s_{\max} – найбільше значення проекції похилої тріщини на поздовжню вісь елемента у випадку, якщо похила тріщина проходить між суміжними поперечними стержнями і вся поперечна сила сприймається лише бетоном.

$$c = s;$$

$$Q = Q_b$$

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c};$$

$$s_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot (1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{Q};$$

4. Визначаємо M_b .

5. Визначаємо $q_{sw,mp}$.

6. За сортаментом обираємо діаметр та кількість стержнів фактичного поперечного армування $A_{sw}^{mp} \approx A_{sw}^{\phi}$, де

$$R_{sw} \cdot A_{sw}^{mp} = q_{sw}^{mp} \cdot s;$$

$$A_{sw}^{mp} = \frac{q_{sw}^{mp} \cdot s}{R_{sw}}$$

7. Знаходимо $Q_{розр} = Q - q \cdot c$.
8. Перевіряємо міцність похилих перерізів $Q_{розр} \leq Q_b + Q_{sw}$.

Запитання для самоперевірки

1. Поясніть характер руйнування згинального елемента за похилим перерізом від дії згинального моменту і поперечної сили.
2. Коли потрібна перевірка розрахунку міцності за похилим перерізом?
3. Поясніть призначення поперечної арматури, назвіть її основні види.

9. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ

9.1. Загальні відомості

До стислих елементів відносять: колони; верхні пояси ферм, завантажені по вузлах, висхідні розкоси і стойки решітки ферм; елементи оболонок; елементи фундаменту і деякі інші конструктивні елементи.

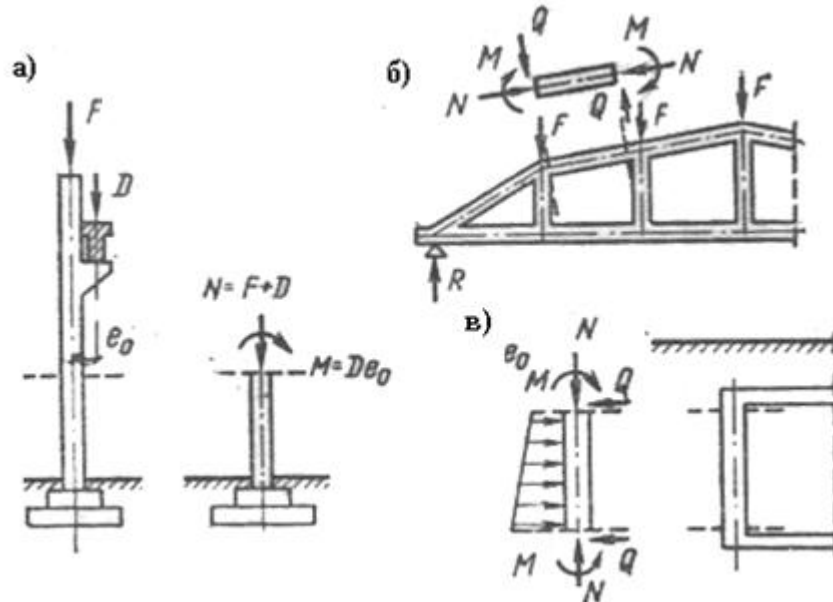


Рис. 9.1. Стиснуті елементи: а – колона, б – верхній пояс ферми, в – стіна підземного резервуара

Залізобетонні колони бувають збірні та монолітні. По армуванню вони поділяються на 3 типи: 1) з гнучкою подовжньою арматурою і поперечними стержнями; 2) з гнучкою подовжньою арматурою і непрямою арматурою у вигляді спіралей або зварних кілець; 3) з несучою арматурою.

Форма поперечного перерізу колон буває, переважно, квадратна і прямокутна. Для зменшення ваги колон їх можуть робити двотавровими і порожнистими (трубчастого і коробчатого перерізів). При спіральному армуванні колони бувають круглі або багатокутні. Перед руйнуванням колон прямокутного перерізу напруження у бетоні досягають граничної призмової міцності, напруження в арматурі - межі плинності, а величина руйнівного зусилля дорівнює сумі граничних зусиль в арматурі і бетоні. Таким чином, при розрахунку центрально-стислих елементів, за розрахунковими граничними станами умова міцності перерізів колон полягає в тому, щоб подовжня сила від розрахункових навантажень не перевершувала суми внутрішніх розрахункових зусиль

$$N \leq R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot (A_s + A'_s),$$

де N – розрахункове зусилля;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури при стисканні;

A_b – площа бетону;

A_s, A'_s – площа розтягнутої і стиснутої арматури відповідно.

Гнучкі залізобетонні елементи внаслідок поздовжнього згину втрачають стійкість при напруженні у бетоні і арматурі менш граничних. Крім того, із-за недосконалості геометричних форм елементів конструкції та неоднорідності бетону центральне стискування в чистому вигляді не відбувається, а відбувається позацентрове стискування з так званими випадковими ексцентриситетами. Гнучкі елементи, що не мають заданих ексцентриситетів, згідно ДБН В.2.6-98: 2009 розглядаються як центрально стислі, а зниження їх несучої здатності і вплив випадкових ексцентриситетів (в межах допустимого) враховують коефіцієнтом поздовжнього згину φ :

$$N \leq \varphi \cdot [R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot (A_s + A'_s)]$$

Величину випадкового ексцентриситету e_a приймають

$$e_a \geq \begin{cases} \frac{1}{600} \cdot \ell_0 \\ \frac{1}{30} \cdot h \end{cases},$$

де ℓ_0 – розрахункова довжина елемента з урахуванням точок закріплення;

h – висота перерізу елемента.

У збірних конструкціях слід враховувати можливість утворення випадкового ексцентриситету внаслідок неточного виготовлення або зміщення елементів на опорах через неточність монтажу; за відсутності досвідчених даних значення цього ексцентриситету набувають $e_a \leq 1 \text{ см}$.

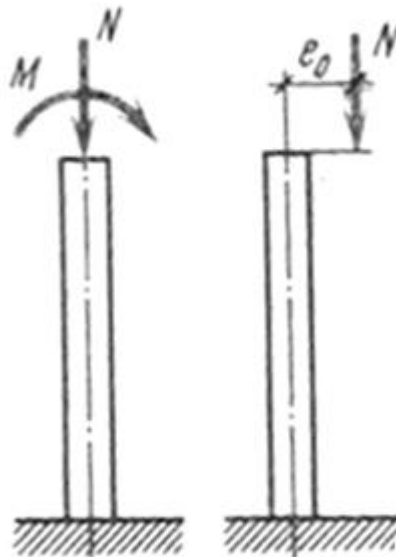


Рис. 9.2. Позацентрово стиснута колона з початковим ексцентриситетом

Позацентрово стиснуті елементи - елементи, в яких розрахункові подовжні стискаючі сили N діють з початковим (проектним)

ексцентриситетом по відношенню до вертикальної осі елементу або на які одночасно діють осьова подовжня стискаюча сила N і момент M , що вигинає.

Сукупність осьової подовжньої стискаючої сили N і моменту M , що вигинає, можна замінити силою N , що діє з ексцентриситетом

$$e_0 = e_{0N} = \frac{M}{N}$$

Початковий (проектний) ексцентриситет для статично невизначних систем приймають не менш випадкового ексцентриситету; для статично

визначних систем - не менше суми $\frac{M}{N} + e_a$, тобто $e_0 \geq \begin{cases} \text{CHC} : e_a; \\ \text{COC} : \frac{M}{N} + e_a; \end{cases}$

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів проводять з врахуванням їх прогинів як в площині вигину, так і із-за площини вигину. При розрахунку із-за площини вигину $e_0 = e_a$.

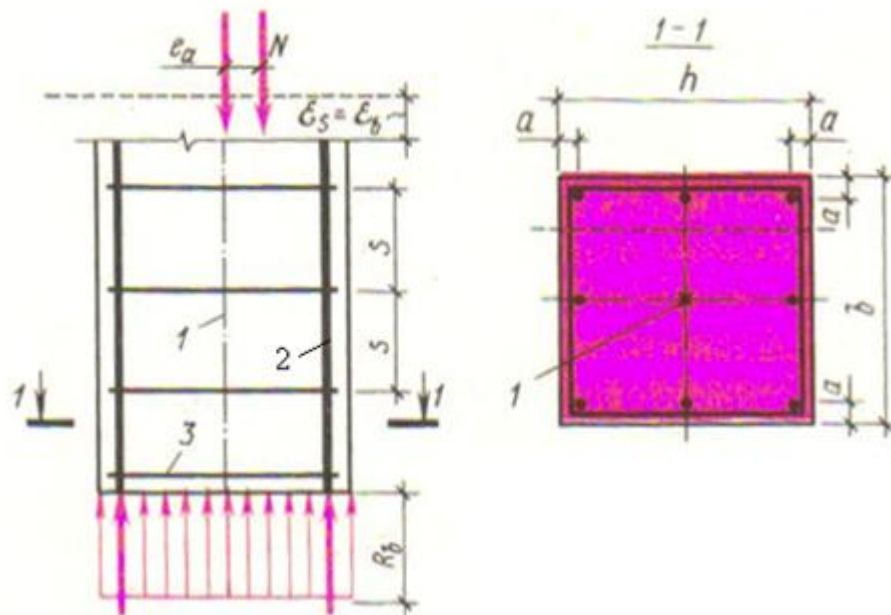


Рис. 9.3. Розрахункова схема позацентрово стиснутого елемента із випадковим ексцентриситетом: 1 – геометрична вісь елемента, 2 – подовжня арматура, 3 – хомути

9.2. Основні розрахункові положення позацентрово стиснутих елементів

При завантаженні позацентрово стиснутих елементів до межі їх несучої спроможності (стадія III) в залежності від величини ексцентриситету

$e_0 = \frac{M}{N} + e_a$ існує 2 випадки руйнування:

випадок 1 – випадок великих ексцентриситетів $\xi \leq \xi_R$;

випадок 2 – випадок малих ексцентриситетів $\xi > \xi_R$.

9.2.1. Випадок великих ексцентриситетів

Напружений стан (як і руйнування) близький до напруженого стану елементів, що згинаються у випадку 1. У стадії II НДС в розтягнутій зоні утворюються нормальні тріщини, а у стадії III - настає плавне руйнування елементів. При цьому напруження в розтягнутій і стиснутій арматурі і у бетоні стиснутої зони перерізу досягає своїх граничних значень R_s, R_{sc}, R_b , тобто руйнування відбувається при одночасному вичерпанні здатності розтягнутої арматури і бетону і арматури стиснутої зони перерізу. При цьому елементи слід проектувати, щоб дотримувалася умова $x \geq a'$, інакше арматура A'_s знаходитиметься за межами бетону стислої зони, і її міцність не буде використана. Якщо $x < a'$ в розрахункових рівняннях приймають $A'_s = 0$.

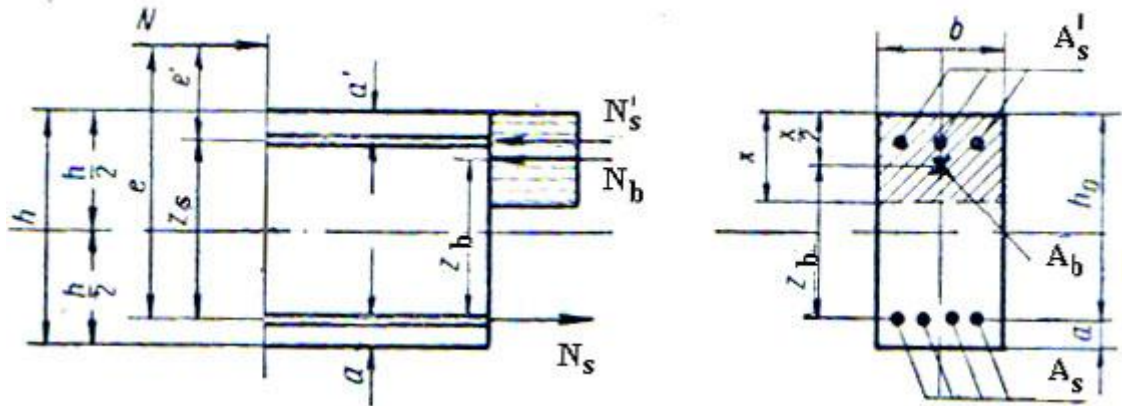


Рис. 9.4. Розрахункова схема позациентрово стиснутого елемента (випадок 1)

$$\sum x = 0; N_b + N'_s - N_s - N = 0;$$

Положення межі стиснутої зони визначають з рівності значень розрахункової подовжньої сили N від дії зовнішніх розрахункових навантажень і суми проекцій внутрішніх розрахункових сил в арматурі і стиснутій зоні бетону на подовжню вісь елемента

$$N = N_b + N'_s - N_s;$$

$$N = R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s - R_s \cdot A_s;$$

$$\sum m = 0; N \cdot e - N_b \cdot z_b - N'_s \cdot z_s = 0;$$

$$N \cdot e = N_b \cdot z_b + N'_s \cdot z_s = R_b \cdot S_b + R_{sc} \cdot S'_s;$$

$$N \cdot e = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

Умова несучої спроможності елемента:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

При розрахунку позацентрово стиснутих елементів за 1 випадком можливе застосування таблиць

$$\alpha_0 = \frac{N \cdot e - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}$$

Таким чином, розрахунок за допомогою таблиць аналогічний розрахунку за допомогою таблиць вигнутих елементів з подвійною арматурою.

9.2.2. Випадок великих ексцентриситетів

Цей випадок об'єднує 2 варіанти напруженого стану: коли увесь переріз стиснутий або коли частина перерізу слабо розтягнута. У обох варіантах руйнування елемента настає внаслідок вичерпання здатності бетону стиснутої зони і стиснутої арматури. При цьому міцність розтягнутої арматури недовикористовується, напруження в ній залишається низькими. В цілях спрощення розрахунків дійсні епюри стискуючих напружень замінюють прямокутною епюрою з ординатою R_b . Напруження в розтягнутій арматурі рівні $\sigma_s < R_s$, в стиснутій арматурі - R_{sc} .

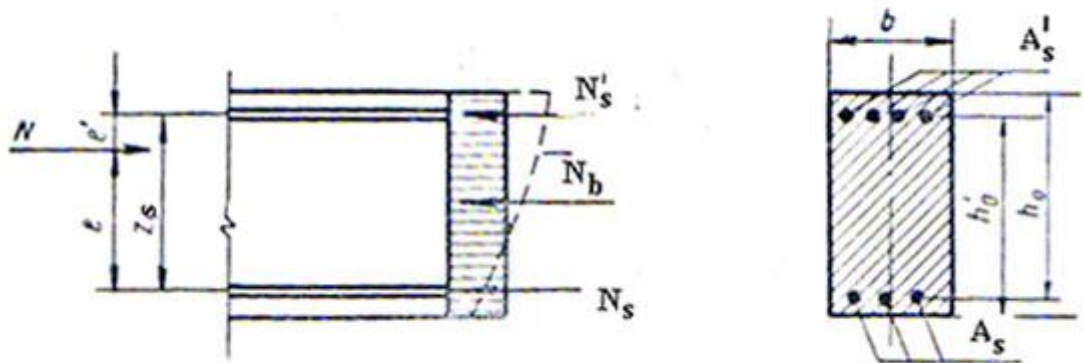


Рис. 9.5. Розрахункова схема позацентрово стиснутого елемента (випадок 2)

Напруження в стиснутій арматурі отримують із умови, що в стадії руйнування деформації бетону та арматури, завдяки їх зчепленню однакові:

$$\varepsilon_{su} = \varepsilon_{bu} = \frac{R_b}{E'_b} = \frac{R_b}{\nu \cdot E_b}$$

Звідси граничні стискаючі напруження в подовжній арматурі $\sigma'_s \leq \begin{cases} R_s \\ \sigma_{su} \end{cases}$:

$$\sigma_{su} = \varepsilon_{su} \cdot E_s = \alpha \cdot \frac{R_b}{\nu}$$

$$\sum x = 0; \quad R_b \cdot b \cdot x + R_{sc} \cdot A'_s \pm \sigma_s \cdot A_s - N = 0;$$

$$\sum m = 0; \quad N \cdot e = R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

Умова несучої спроможності елемента:

$$N \cdot e \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) + R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a')$$

Норми передбачають визначати σ_s за емпіричною залежністю:

$$\sigma_s = \left(2 \cdot \frac{1 - \xi}{1 - \xi_R} - 1\right) \cdot R_s.$$

Напруження σ_s приймають зі своїм знаком. Воно повинно знаходитися в межах $-R_{sc} \leq \sigma_s \leq R_s$.

9.3. Розрахунок позацентрово стиснутих елементів із врахуванням подовжнього вигину

Під дією розрахункової сили N гнучкі стиснуті елементи ($\lambda = \frac{\ell_0}{i} \geq 14$) вигинаються, в результаті чого в статично невизначених системах, початковий ексцентриситет e_0 збільшується до $\eta \cdot e_0$; в статично визначених системах - $e_{01} = \eta \cdot e_0 + e_a$. Таким чином, знижується несуча спроможність елементів внаслідок збільшення вигинаючого моменту.

Вплив вигину на несучу здатність стиснутих елементів, враховують за допомогою розрахунку конструкцій за деформованою схемою, зважаючи на непружні деформації бетону і арматури і наявність тріщин. Із-за складності такого розрахунку норми допускають розрахунок конструкцій за недеформованою схемою з урахуванням впливу вигину на ексцентриситет елементів за допомогою множення останнього на коефіцієнт η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{crc}}}; \quad 1 < \eta \leq 2,5,$$

де N_{crc} – умовна критична сила по Ейлеру.

$$N_{crc} = \frac{\pi^2 EI}{\ell_0^2} \text{ – формула Ейлера}$$

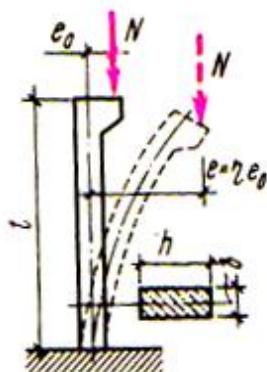


Рис. 9.6. Подовжній вигин

З урахуванням дослідних значень коефіцієнтів норми рекомендують критичну силу, для елементів будь-якої форми, визначати за формулою:

$$N_{crc} = \frac{6,4 \cdot E_b}{\ell_0^2} \cdot \left[\frac{I_b}{\varphi_\ell} \cdot \left(\frac{0,11}{\frac{\delta_e}{\varphi_p} + 0,1} + 0,1 \right) + \alpha \cdot I_s \right],$$

де φ_ℓ – коефіцієнт, який враховує повзучість від довготривалого завантаження;

$$\varphi_\ell = 1 + \frac{\beta \cdot M_1}{M} \leq 1 + \beta;$$

φ_p – коефіцієнт, який враховує вплив попереднього напруження арматури на жорсткість елемента;

$$\varphi_p = 1 + \frac{12\sigma_{bp}}{R_b} \cdot \frac{e_0}{h},$$

$$\frac{e_0}{h} < 1,5$$

I_s – момент інерції перерізу арматури відносно центру ваги всього перерізу:

$$I_s = \mu b h_0 \left(\frac{h_0 - a'}{2} \right)^2;$$

R_b – приймають без врахування коефіцієнта умови роботи бетону.

Якщо $\eta > 2,5$, необхідно збільшувати розміри поперечного перерізу або змінити статичну схему, так як при значеннях $\eta > 2,5$ збільшується небезпека різкого зменшення несучої здатності елементів в результаті їх прогинання.

Якщо $\lambda = \frac{\ell_0}{i} < 14$, то $\eta = 1$.

Якщо $N_{crc} < N$ ($\eta \leq 0$), то необхідно збільшити розміри перерізу елемента кратно 50мм.

9.4. Армвання стиснутих елементів

Для подовжнього армування використовують сталеву арматуру класу А300 діаметрами від 12 до 40 мм. Подовжня арматура яка істотно впливає на несучу здатність колон називається робочою арматурою.

Насичення поперечного перерізу колон подовжньою арматурою оцінюється коефіцієнтом - коефіцієнтом армування μ :

$$\mu_{\min} = 1\%;$$

$$\mu_{\max} = 3\%$$

Оптимальне значення $\mu = 1 \div 1,5\%$.

У поперечному перерізі робочі стержні розміщують по периметру, біля поверхні елемента, з дотриманням мінімальної величини захисного шару.

Кількість стержнів приймають не менше 4.

Відповідно до характеру силової дії профіль позацентрово стиснутих елементів, приймається зазвичай розвиненим в площині дії моменту і може бути прямокутним, тавровим, двотавровим, коробчатим, кільцевими т.п. Відстань у світлі між стержнями приймають залежно від способу виготовлення: при вертикальному бетонуванні в монолітних колонах воно має бути не менше 5 см; при горизонтальному бетонуванні, у збірних конструкціях воно може бути зменшене до 2,5 см для нижньої арматури і до 3 см для верхньої. У стиснутих елементах відстань між стержнями в площині дії моментів, не більше 500 мм; з площини дії вигинаючих моментів - не більше 400 мм. По довгих сторонах поперечного перерізу при розмірі їх більше 800 мм встановлюють конструктивну арматуру із стержнів діаметром не менше 12 мм на відстані 500 мм.

Поперечні стержні встановлюють без розрахунку, але з дотриманням вимог норм. Відстань між ними (по умові забезпечення подовжніх стержнів від бічного витріщення при стискуванні) S має бути при зварних каркасах не більше $20d$, при в'язаних - $15d$, але не більше 500 мм (де d - найменший діаметр подовжніх стиснутих стержнів). Крок S округлюють до розмірів, кратних 50 мм.

У позацентрово стиснутих елементах з центрально-розташованою напруженою подовжньою арматурою встановлення поперечної арматури не потрібно, якщо опір дії поперечних сил забезпечується одним бетоном. Відстані між хомутами позацентрово стиснутих елементів в місцях стикування робочої арматури в накладку без зварювання повинні складати не більше $10d$. Якщо насичення елемента потрібною за розрахунком стиснутою подовжньою арматурою складає понад 1,5 % або якщо увесь переріз елемента стиснутий і загальне насичення арматурою і понад 3 %, відстань між хомутами має бути не більше $10d$ і не більше 300 мм. Діаметр хомутів у в'язаних каркасах позацентрово стиснутих елементів повинен прийматись не менше ніж d і не менше 5 мм, де d - найбільший діаметр подовжніх стержнів; у зварних каркасах - не менше $0,25d$. При відсотку армування вище 3% крок стержнів не більше $10d$ подовжніх стержнів арматури і не більше 300мм.

9.5. Врахування непрямого армування.

Непрямим армуванням називається часте розташування поперечної арматури, яке сприяє значному підвищенню несучої здатності центрально стиснутого елемента. З можливих типів непрямого армування застосовують спіралі і зварні сітки.

Дослідами виявлен підвищений опір стисканню бетоном, ув'язненого усередині спіралі: спіраль подібно до обойми стримує поперечні деформації бетону, зберігаючи його несучу здатність. Ядро, ув'язнене усередині спіралі, добре працює навіть після відшарування зовнішнього шару бетону до тих пір, поки в спіралі напруження не досягають межі плинності, після чого спіраль не в силах стримувати радіальні деформації бетону. Підвищення несучої здатності елементів, внаслідок непрямої поперечної арматури

враховують за допомогою підстановки в рівняння міцності приведеної призмової міцності бетону $R_{b,red}$ замість R_b ; повну площу перерізу замінюють площею ядра перерізу.

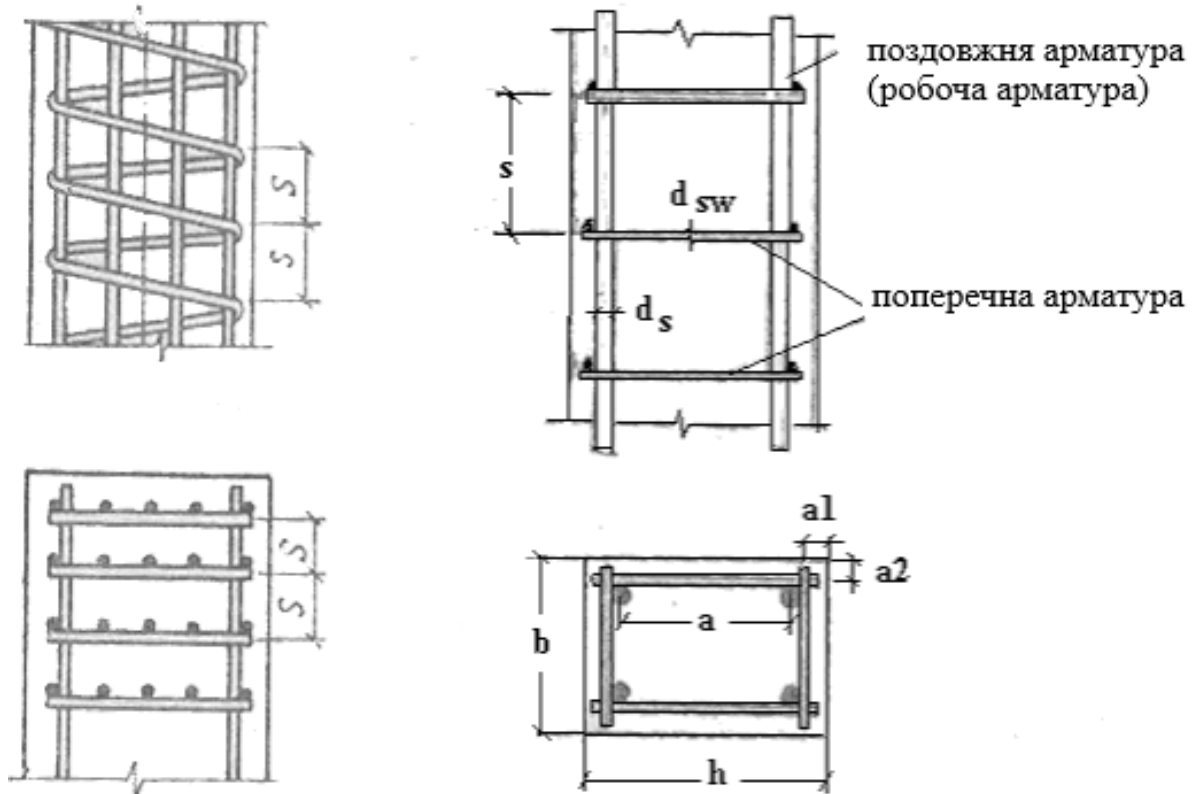


Рис. 9.7. Армуння стиснутих елементів

Гнучкість $\frac{\ell_0}{i_{ef}}$ елементів з непрямым армуванням (i_{ef} - радіус інерції що вводиться в розрахунок частини перерізу) приймають не більше 35 - при армуванні спіраллю, оскільки при більшій гнучкості руйнування елементів відбувається внаслідок зростання прогинів від поздовжнього згину і врахувати позитивний вплив непрямої арматури не вдається.

Крок спіральної арматури має бути не менше $\frac{D_{ef}}{5}$ і не більше 100 мм.

Для спіралей застосовують арматуру діаметром 6-16 мм. Колони із спіральним армуванням застосовують в умовах, коли при великих навантаженнях бажають отримати елемент з можливо меншими розмірами поперечного перерізу. Непряме армування також застосовують в тих випадках, коли $\mu > 1,5\%$.

Стиснуті елементи армують зварними каркасами або окремими подовжніми стержнями і хомутами. Плоскі зварні каркаси за допомогою зварювання об'єднують в просторові. Окремі стержні і хомути сполучають в'язальним дротом у в'язані каркаси.

9.6. Розрахунок круглих перерізів

Круглі поперечні перерізи зустрічаються в конструкціях колон, опор електропередачі і в димарях. Елементи круглого профілю армують подовжніми стержнями, розташованими рівномірно по колу.

Розрахункові формули отримані на основі загальних передумов розрахунку елементів будь-якого симетричного профілю з введенням емпіричних коефіцієнтів.

Міцність стиснутих елементів круглого перерізу розраховують за умови ($r_1/r_2 \geq 0,5$):

$$N \cdot e_0 \leq [(R_b A_b r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \sin \xi_{cir}] / \pi + R_s A_{s,tot} \varphi_s z_s \quad (1),$$

де $r_m = 0,5(r_1 + r_2)$;

r_s – радіус кола, що проходить через цент ваги стержньової арматури;

$A_{s,tot}$ – площа перерізу всієї поздовжньої арматури;

A_b – площа бетону всього круга;

ξ_{cir} – відносна площа бетону

стиснутої зони

$$\xi_{cir} = \frac{N + (\sigma_{sp} + \omega_1 R_s) A_{s,tot}}{R_b A_b + (R_{sc} + \omega_2 R_s) A_{s,tot}} > 0,15;$$

z_s – відстань від рівнодіючої в

арматурі до центра ваги перерізу, визначається за формулою:

$$z_s = (0,2 + 1,3 \xi_{cir}) r_s \leq r_s;$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_{cir};$$

$$\omega_1 = \eta - \frac{\sigma_{sp}}{R_s};$$

$$\omega_2 = \omega_1 (1,5 + 6 \cdot R_s \cdot 10^{-4})$$

$\eta = 1$ – для арматури класів А-I, А-III; $\eta = 1,1$ – для інших класів арматури.

σ_{sp} – попереднє напруження арматури, з коефіцієнтом точності натягання γ_{sp}

Якщо $\xi_{cir} < 0,15$, то відносна площа бетону стиснутої зони визначають за формулою:

$$\xi_{cir} = \frac{N + (\sigma_{sp} + \varphi_s R_s) A_{s,tot}}{R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}},$$

де z_s, φ_s визначають при $\xi_{cir} = 0,15$.

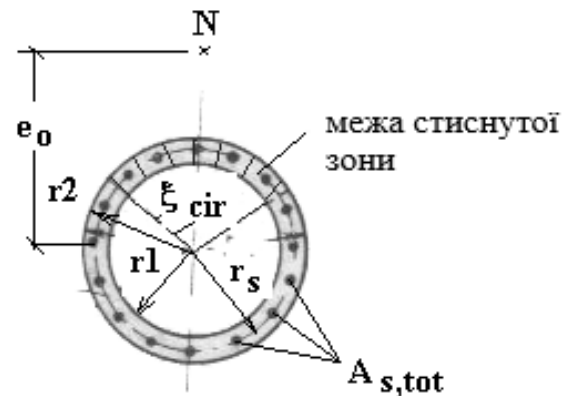


Рис. 9.8. Розрахункова схема

9.7. Розрахунок міцності розтягнутих елементів

В умовах центрального (осьового) розтягування знаходяться затягування арок, нижні пояси і розкоси ферм, стінки круглих в плані резервуарів та інші конструктивні елементи.

Центрально-розтягнуті елементи, як правило, застосовують напруженими, що значно підвищує опір утворенню тріщин у бетоні. Позацентрово-розтягнуті елементи одночасно розтягуються подовжньою силою N і вигинаючим моментом M , що рівносильно позацентровому розтягуванню зусиллям N з ексцентриситетом відносно подовжньої осі елемента.

Центрально-розтягнуті елементи - елементи, в нормальному перерізі яких точка прикладення розрахункової сили N співпадає з точкою прикладення рівнодійною зусиль в подовжній арматурі. Подовжня (напружена і ненапружена) арматура в центрально-розтягнутих елементах призначена для сприйняття розтягуючої сили N , оскільки бетон швидко вилучається з роботи у зв'язку з ранньою появою тріщин.

У зв'язку з наявністю достатніх непружних деформацій попереднє напруження високоміцної арматури не впливає на міцність розтягнутих елементів, не враховуючі деякі збільшення міцності арматури, внаслідок наклепання від її попереднього натягнення. В цілях виключення випадкових моментів, що вигинають і крутять, напружувану арматуру по перерізу розміщують симетрично; витріщення арматури також роблять симетрично по перерізу.

Основна умова міцності центральна - розтягнутого елемента отримують з умови рівноваги $\sum y = 0$. Міцність перерізу вважають забезпеченою, якщо розрахункова сила N не перевершує рівнодіючу граничних розтягуючих зусиль із усієї подовжньої арматури, розташованої в перерізі елемента.

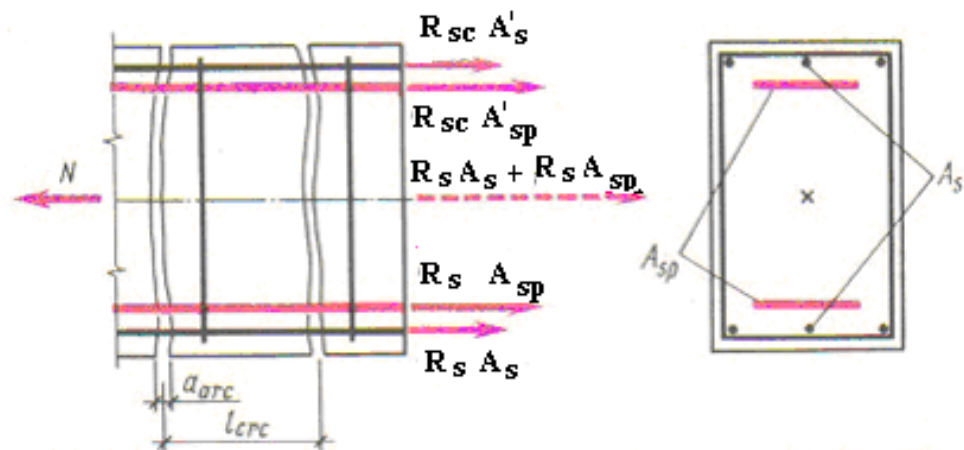


Рис. 9.9. Схема зусиль в розрахунковому нормальному перерізі центрально-розтягнутих елементів

$$N \leq N_u = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + \gamma_{s6} R_s A'_{sp} + R_s A_s + R_{sc} A'_s,$$

де γ_{s6} - коефіцієнт умов роботи арматури.

Запитання для самоперевірки

1. Які елементи залізобетонних конструкцій належать до позацентровостиснених.
2. Назвіть основні види залізобетонних колон.
3. Як визначають випадковий ексцентриситет?
4. Опишіть особливість руйнування позацентрово-стиснених елементів.
5. Назвіть два випадки руйнування позацентрово-стиснених елементів, межу між ними.
6. Нарисуйте розрахункову схему для першого і другого випадків розрахунку у граничному стані.
7. Як враховують вплив гнучкості позацентрово-стиснених елементів?
8. Які елементи залізобетонних конструкцій належать до центральнорозтягнених?
9. У чому полягає особливість розрахунку центральнорозтягнених елементів?
10. Накресліть розрахункову схему позацентрово-розтягнених елементів у граничному стані.
11. Перерахуйте особливості розрахунку на міцність позацентворозтягнених елементів за похилими перерізами.
12. Коли розрахунок на міцність позацентрово-розтягнених елементів за похилими перерізами не виконують?

10. РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПО УТВОРЕННЮ І РОЗКРИТТІ ТРІЩИН (ІІ ГРУПА ГРАНИЧНИХ СТАНІВ)

10.1. Загальні відомості

До ІІ групи граничних станів відносять розрахунок елементів по придатності до нормальної експлуатації, тобто розрахунок по тріщиностійкості і деформації (прогинів).

Тріщиностійкість залізобетонних елементів - це опір утворенню тріщин в стадії І НДС або опір надмірного їх розкриття тріщин в стадії ІІ НДС.

У залізобетонних елементах тріщини можуть бути викликані умовами твердіння бетону (усадки) або перенапруженням матеріалів (перевантаженням, осадкою опор, зміною температури). Тріщини від перенапруги з'являються частіше в розтягнутих зонах.

Тріщини в розтягнутій зоні вигнутих конструкцій, не помітні для очей, з'являються від експлуатаційного навантаження навіть в бездоганно виконаних залізобетонних конструкціях. Виникнення їх викликано малою розтяжністю бетону, яка здатна слідувати за значними подовженнями арматури при високих робочих напруженнях.

Тріщини в стислих частинах вказують на невідповідність розмірів перетину зусиллям стиснення та є небезпечними для міцності конструкції.

Тріщини зменшують жорсткість конструкції і порушують її монолітність, що має особливе значення для конструкцій, схильних до дії вібраційних та динамічних навантажень.

Наявність тріщин в залізобетонних конструкціях полегшує доступ вологи та агресивних газів до арматури, що може викликати її корозію; крім того, бетон з тріщинами значно легше вивітряється.

Розрізняють три етапи утворення тріщин:

- 1) виникнення тріщин (невидимі тріщини);
- 2) поява (утворення) тріщин ($a_{cr} = 0,005\text{мм}$) - тріщини стають видимими неозброєним оком;
- 3) розкриття тріщин до гранично допустимих величин

Основні гіпотези:

1. Перед утворенням тріщин напруження в розтягнутому бетоні приймаються рівними розрахунковому опору розтягуванню за 2 групою граничних станів, тобто $R_{bt,ser} = R_{bt} = R_{bt}^{95}$.

2. При розрахунку на утворення тріщин діє принцип суперпозиції - принцип незалежності дії сил.

$$\sigma_p = \sigma_{sp} + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} - \text{якщо арматура напружена};$$

$$\sigma_p = \sigma_8 + \sigma_9 + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} - \text{при не напруженій арматурі.}$$

3. Діє гіпотеза плоских перетинів.

Залізобетонні конструкції можуть експлуатуватися з видимими неозброєним оком тріщинами в розтягнутій зоні з обмеженням по ширині

розкриття. Розрахунок по утворенню тріщин ведеться по стадії I НДС; розрахунок по розкриттю тріщин - по стадії II НДС. До утворення тріщин виконується умова спільної деформації арматури і розтягнутого бетону.

Стадія I НДС

ω_1 – коефіцієнт повноти епюри напружень в стиснутій зоні;

ω_2 – коефіцієнт повноти епюри напружень в розтягнутій зоні.

$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$;

$$\frac{\sigma_{bt}}{\nu_{bt} \cdot E_b} = \frac{\sigma_s}{E_s}, \quad \text{звідси } \sigma_s = \frac{\sigma_{bt} \cdot E_s}{\nu_{bt} \cdot E_b} = \alpha \cdot \frac{\sigma_{bt}}{\nu_{bt}}$$

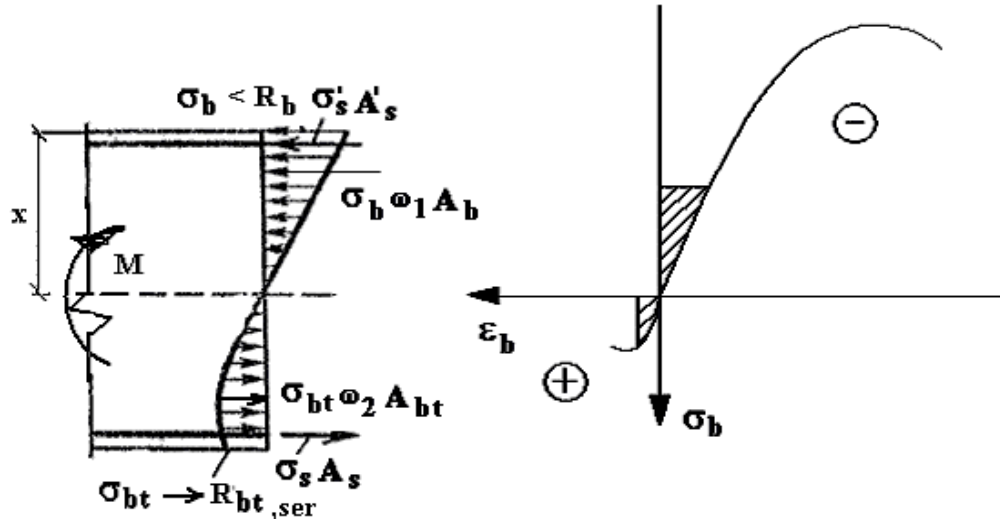


Рис. 10.1. Стадія I напружено-деформованого стану

Стадія Ia напружено-деформованого стану (НДС)

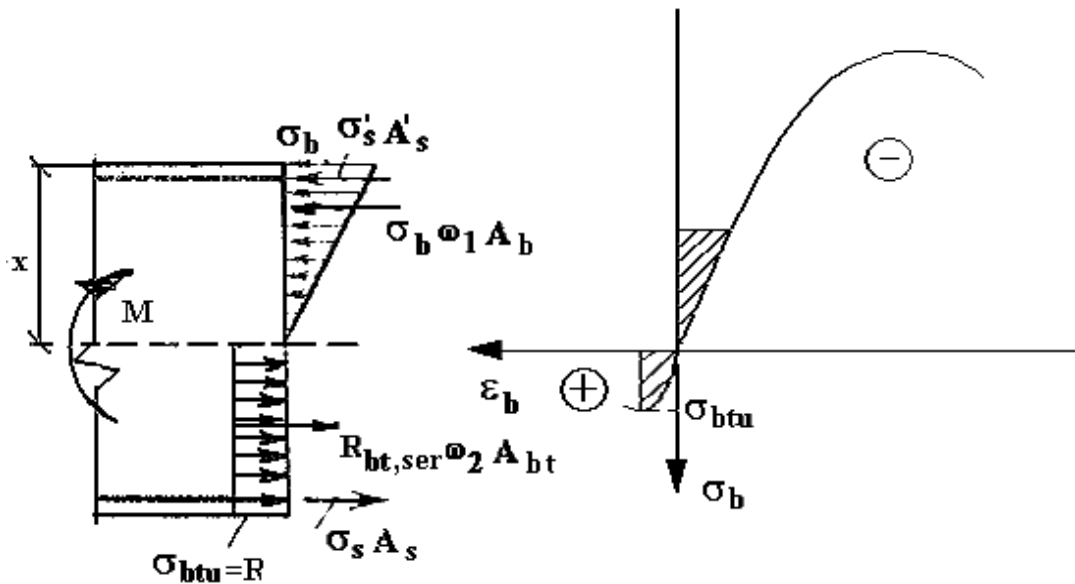


Рис. 10.2. Стадія Ia напружено-деформованого стану

$$v_{bt} = 0,5 - \text{із дослідів, тоді } \sigma_s = \frac{\sigma_{bt} \cdot E_s}{v_{bt} \cdot E_b} = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}.$$

Стадія II НДС

Залежність між середньою висотою стиснутої зони і висотою стиснутої зони із тріщиною визначається як $\omega = \frac{x_\phi}{x}$.

10.2. Розрахунок центрально розтягнутих елементів

При центральному розтягу залізобетонної призми залежність $\sigma - \varepsilon$ буде різною на стадіях I і II НДС.

При розрахунку за 1 і 2 категорію тріщиностійкості розрахункове навантаження приймається з урахуванням коефіцієнта по навантаженню $\gamma_f > 1$, при розрахунку за 3 категорією тріщиностійкості - $\gamma_f = 1$.

У стадії I НДС (до появи тріщин в бетоні) опір розтягуючій силі надає бетон з напруженням σ_{bt} і поздовжня арматура з напруженням σ_s .

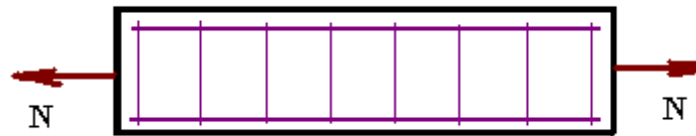


Рис. 10.3. Стадія I напружено-деформованого стану при центральному розтягу

$$N \leq N_{crc},$$

де N - зовнішнє навантаження, що визначається коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = \begin{cases} > 1 \\ = 1 \end{cases}$

N_{crc} - зусилля утворення тріщин

В стадії Ia НДС $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$

$$N_{crc} = R_{bt,ser} \cdot A + 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser} \cdot (A_s + A'_s)$$

або

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2 \cdot \alpha \cdot \sum A_s)$$

Якщо використовуються напруження, то в формулу додається ще один доданок, тобто $N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2 \cdot \alpha \cdot \sum A_s) + P$, де P - зусилля обтиску з урахуванням всіх втрат на момент розрахунку.

У стадії II НДС (після появи тріщин) опір розтягуванню надають: в перерізі з тріщиною - тільки арматура; на ділянці між тріщинами - бетон і арматура.

На ділянках між тріщинами довжиною ℓ_{crc} за даними дослідів зчеплення між арматурою і бетоном не порушується. По мірі віддалення від країв тріщини напруження розтягу в бетоні σ_{bt} збільшуються. В арматурі

відбувається зворотне явище: в перерізі з тріщиною напруження σ_s має максимальне значення, а в міру віддалення від країв тріщини воно зменшується.

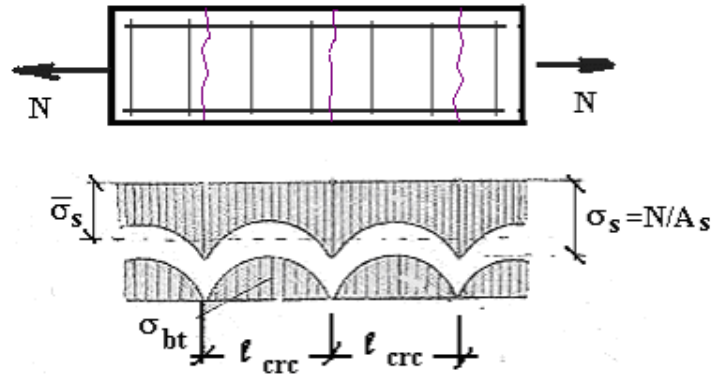


Рис. 10.4. Стадія II напружено-деформованого стану при центральному розтягу

Напруження та деформації арматури в перерізі із тріщиною дорівнює:

$$\sigma_s = \frac{N}{A_s};$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Умовні середні напруження і середні деформації арматури на ділянці між тріщинами буде

$$\bar{\sigma}_s = \psi_s \cdot \sigma_s;$$

$$\bar{\varepsilon}_s = \psi_s \cdot \varepsilon_s = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s};$$

$$\psi_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_s} = \frac{\bar{\varepsilon}_s}{\varepsilon_s} \leq 1$$

Коефіцієнт ψ_s враховує роботу розтягнутого бетону на ділянці між тріщинами.

10.3. Розрахунок вигнутих елементів

Стадія I НДС

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s; \quad \sigma'_s A'_s + \sigma_b \omega_1 A_b = \sigma_s A_s + \sigma_{bt} \omega_2 A_{bt}$$

$$\varepsilon_b = \varepsilon'_s$$

Стадія Ia НДС

В розтягнутій арматурі напруження дорівнюють $\sigma_s = 2 \cdot \alpha \cdot R_{bt,ser}$, в бетоні

стиснутої зони при $\nu_b = 1$

$$\frac{R_{bt,ser}}{\nu_b \cdot E_b} = \frac{\sigma'_s}{E_s}; \quad \sigma'_s = \frac{R_{bt,ser}}{\nu_b} \cdot \frac{E_s}{E_b} = \alpha \cdot R_{bt,ser}$$

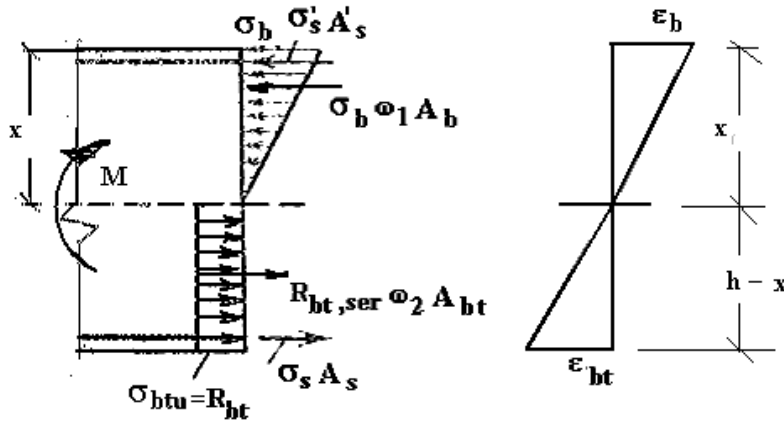


Рис. 10.5. Стадія Ia напружено-деформованого стану вигнутого елемента

В стадії Ia кожна одиниця площі перерізу арматури в порівнянні з бетоном сприймає в стиснутій зоні в α разів більше напружень, а в розтягнутій – в $2*\alpha$ разів більше.

$$\sigma'_s A'_s + \sigma_b \omega_1 A_b = \sigma_s A_s + R_{bt,ser} \omega_2 A_{bt}$$

Стадія II НДС

При вигині в стадії II НДС розтягнута зона елемента розділяється тріщинами на ділянки довжиною ℓ_{crc} , і в перетинах з тріщинами, як тільки вони з'явилися, розтягуючі зусилля сприймаються тільки поздовжньою арматурою. Досліди показують, що на величину відстані ℓ_{crc} впливають поперечні сили, проте в зоні максимальних моментів і при чистому вигині тріщини по довжині балки розміщуються на приблизно рівних відстанях.

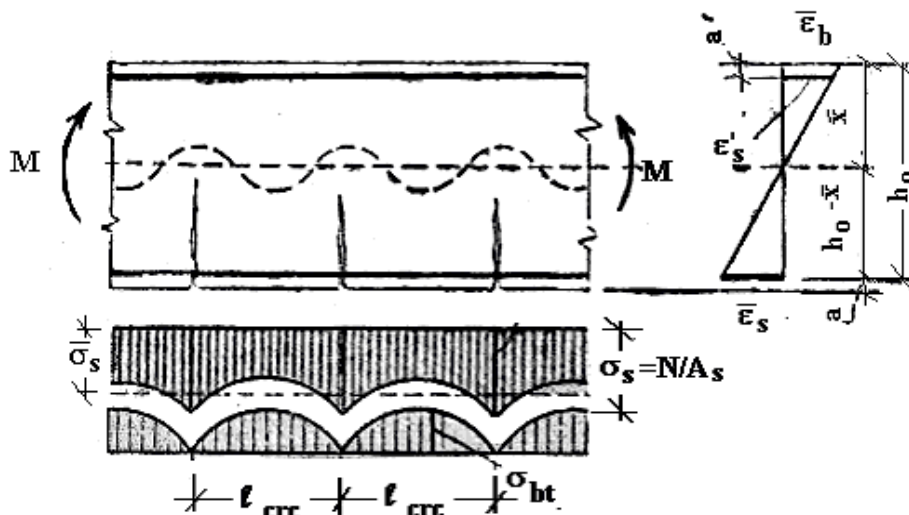


Рис. 10.6. Стадія II напружено-деформованого стану вигнутого елемента

По висоті перерізу деформації при вигині в стадії II змінюються нелінійно, тому що внаслідок порушення рівноваги в момент розриву бетону розтягнутої зони з'являються сили зсуву. По довжині елемента деформації

стиснутої і розтягнутої зон перерізу і висота стиснутої зони змінюються, а нейтральна вісь стає хвилеподібна.

Додаткові гіпотези:

1. Після утворення тріщин для умовного середнього перерізу зберігається гіпотеза плоских перерізів;
2. Тріщини при зростанні їх вгору піднімають нейтральний шар в сторону стиснутої зони. Форма нейтрального шару нелінійна.
3. Між тріщинами розтягнутий бетон в роботі бере участь.
4. Для умовного середнього перетину на ділянці з тріщинами виконується гіпотеза плоских перерізів.

Виходячи із подібності трикутників отримаємо:

$$\frac{\bar{\varepsilon}_s}{\varepsilon_s} = \psi_s;$$

$$\frac{\bar{\varepsilon}_b}{\varepsilon_b} = \psi_b$$

де ψ_b – коефіцієнт, який враховує нерівномірність напружень та деформацій в стиснутій зоні;

$\varepsilon_s, \varepsilon_b$ – деформації в перерізі з тріщинами;

$\bar{\varepsilon}_s, \bar{\varepsilon}_b$ – деформації в блоці з тріщинами.

10.4. Момент утворення тріщин в згинальних елементах за способом ядрових моментів

Рекомендується визначати момент утворення тріщин M_{crc} наближено за способом ядрових моментів. Задачу про напружено-деформований стан перерізу в стадії I перед утворенням тріщин від спільної дії зовнішнього навантаження і зусилля обтиснення наближено можна вирішити як лінійну задачу позацентрового стиснення, застосувавши принцип незалежності дії сил.

Розрахунок вигинаючих, позацентрово стиснутих, а також позацентрово розтягнутих елементів по утворенню тріщин проводиться за умови:

$$M_r \leq M_{crc}$$

M_r – де момент зовнішніх сил, розташованих по одну сторону від розглянутого перерізу, відносно осі, паралельні нульової лінії і проходить через ядрову точку, найбільш віддалену від розтягнутої зони, утворення тріщин якої перевіряється

$$M_r = \begin{cases} M - \text{вигин}; \\ N \cdot (e_0 - r) - \text{пц.стиск} ; \\ N \cdot (e_0 + r) - \text{пц.розтяг} \end{cases} \quad \begin{cases} \gamma_f > 1 - 1,2 \text{кат.тріщиностійкості} \\ \gamma_f = 1 - 3 \text{кат.тріщиностійкості} \end{cases}$$

M_{crc} – момент, який сприймається перерізом, нормальним до подовжньої осі елемента під час утворення тріщин і визначається за формулою:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} \pm M_{rp},$$

де M_{rp} — момент зусилля P відносно тієї ж вісі, що і для визначення M_r ; знак моменту визначається напрямком кручення, тобто

$$M_{rp} = P(e_{op} + r);$$

W_{pl} — пружнопластичний момент опору залізобетонного перерізу по розтягнутій зоні в припущенні, що поздовжня сила відсутня;

e_{op} — ексцентриситет зусилля обтиснення щодо центра ваги приведенного перерізу;

r — відстань від ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, до центра ваги приведенного перерізу.

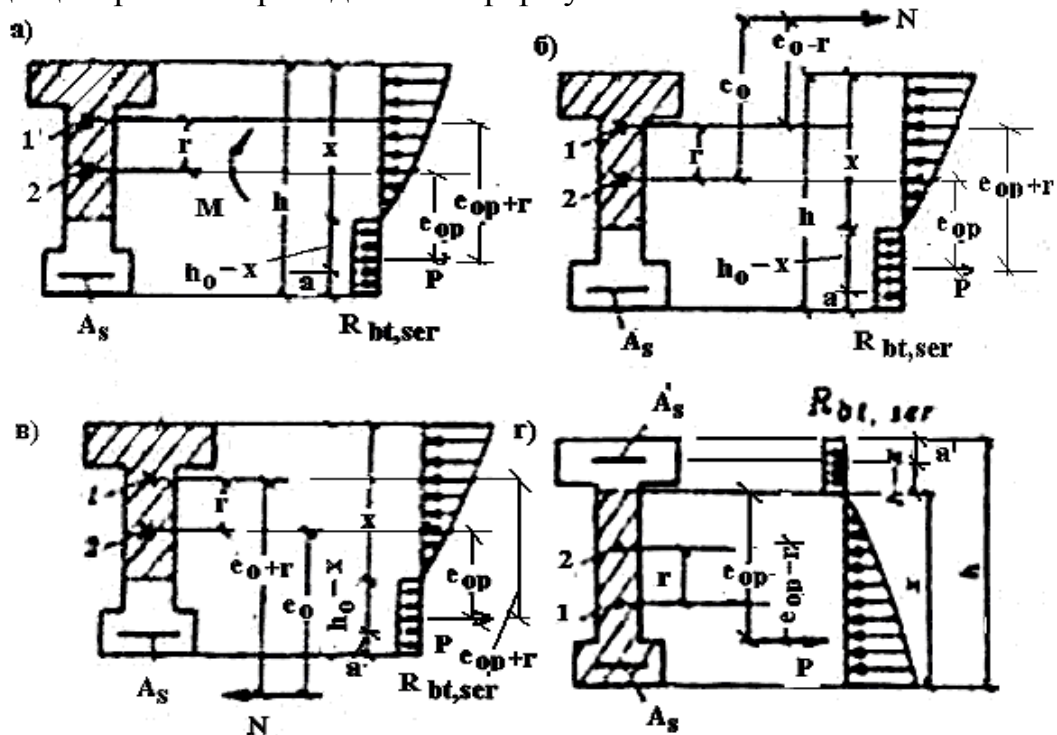


Рис. 10.7. Схема зусиль та епюри напруження в поперечному перерізі елементу при розрахунку його на утворення тріщин, нормальних до подовжньої осі елементу: а – вигин, б – позацентрове стискання; в – позацентровий розтяг; г – обтиснення; 1 – ядрова точка; 2 – центр ваги приведенного перерізу

10.5. Ширина розкриття тріщин, нормальних до осі елементу

10.5.1. Розрахунок розкриття тріщин

Ширина розкриття тріщин, нормальних до подовжньої осі елементу, являє собою різницю між подовженою арматурою і розтягнутим бетоном на ділянці між тріщинами довжиною l_{crc} , тобто

$$a_{crc} = \bar{\varepsilon}_s \cdot l_{crc} - \bar{\varepsilon}_{bt} \cdot l_{crc}$$

Середньою деформацією розтягнутого бетону $\bar{\varepsilon}_{bt}$, як величиною малою в порівнянні зі середньою деформацією розтягнутої арматури $\bar{\varepsilon}_s$ нехтують і приймають

$$a_{crc} = \bar{\varepsilon}_s \cdot \ell_{crc}$$

або

$$a_{crc} = \psi_s \cdot \varepsilon_s \cdot \ell_{crc} = \psi_s \cdot \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot \ell_{crc}$$

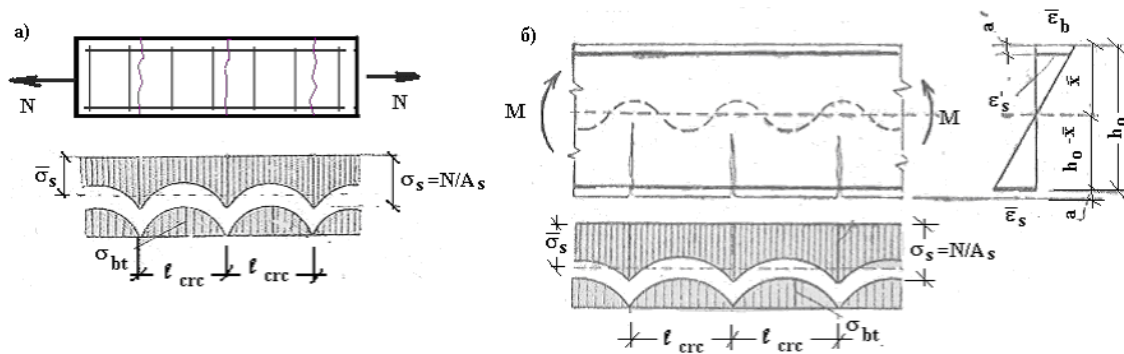


Рис. 10.8. Стадія II напружено-деформованого стану: а – центральний розтяг; б – вигин

Ширину розкриття тріщин, нормальних до подовжньої осі елемента a_{crc} , мм визначають за формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 \sqrt{5-100\mu} \sqrt{d}$$

де δ – коефіцієнт врахування різних видів навантажень;

η – коефіцієнт, залежить від виду та профілю розтягнутої арматури;

φ_l – коефіцієнт, який враховує тривалість дії навантаження;

σ_s – напруження в подовжній арматурі або приріст напружень після погашення обтиснення в розтягнутій арматурі;

μ – коефіцієнт армування перерізу, що дорівнює відношенню площі перерізу арматури, A_s до площі перерізу бетону (при робочій висоті h_0 і без урахування стислих звисів полиць),

d – діаметр арматури, мм.

Крок тріщин визначається із умови різниці зусиль в арматурі в тріщині і між тріщинами силами зчеплення:

$$N_s - \bar{N}_s = \tau \cdot a \cdot \ell_{crc} \cdot \omega, \text{ де } a \text{ – периметр арматурних стрижнів.}$$

$$N_s = \sigma_s \cdot A_s;$$

$$\bar{N}_s = \bar{\sigma}_s \cdot A_s = \psi_s \cdot \sigma_s \cdot A_s$$

Існує 3 категорії тріщиностійкості:

1. Тріщини не припустимі.

2. Тріщини допустимі нетривалі (a_{crc2}) з подальшим закриттям.

При сумі постійної і довготривалих навантажень $g + g_d$ тріщин бути не повинно, при додаванні до цієї суми короточасного

навантаження g_k - тріщини відкриваються. Як тільки навантаження g_k прибирають, тріщини закриваються (склеюються).

3. Тріщини допускаються нетривалі (a_{crc2}) і тривалі (a_{crc1}).

При сумі постійної і довготривалих навантажень $g + g_d$ - тріщин допускаються обмеженої ширини a_{crc1} , при додаванні до цієї суми короточасного навантаження g_k - утворюються тріщини a_{crc2} .

10.5.2. Розрахунок по закриттю тріщин.

Закриття тріщин, нормальних і похилих до поздовжньої осі елемента, має бути забезпечено в попередньо напружених конструкціях, що відповідають вимогам 2 * і категорії тріщиностійкості. Це обумовлено тим, що для корозії арматури найбільш небезпечно тривале розкриття тріщин.

Для надійного закриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, необхідно дотримуватися 2 умови:

$$1) \sigma_{sp} + \Delta\sigma_s \leq 0,8 \cdot R_{s,ser}$$

де σ_{sp} – попереднє напруження в арматурі з урахуванням всіх втрат.

2) переріз з тріщиною в розтягнутій зоні при постійних і тривалих навантаженнях має залишатися обтиснутим з нормальними напруженнями на розтягнутій навантаженням зовнішній грані $\sigma_b \geq 0,5MPa$.

Якщо немає попереднього напруження, то розрахунок ведуть по 3 категорії тріщиностійкості.

10.6. Визначення кривизни залізобетонного елемента.

Розрахунок переміщень залізобетонних елементів - прогинів і кутів повороту - пов'язаний з визначенням кривизни осі при згині або з визначенням жорсткості елементів. По довжині залізобетонного елемента в залежності від виду навантаження і характеру напруженого стану можуть бути ділянки без тріщин (або ділянки, де тріщини закриті) і ділянки, де в розтягнутій зоні є тріщини. Елементи, або ділянки елементів не мають тріщин в розтягнутій зоні, якщо при дії постійних, тривалих і короточасних навантажень з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ тріщини не утворюються.

Визначення кривизни залізобетонних елементів на ділянках без тріщин в розтягнутій зоні.

На ділянках, де не утворюються нормальні до поздовжньої осі тріщини, повна величина кривизни вигнутих, позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів визначається за формулою

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4$$

де $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ — кривизна від дії короточасних навантажень;

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$ — кривизна від дії постійних та довготривалих тимчасових навантажень (без врахування зусилля P).

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$$

де M - момент від відповідного зовнішнього навантаження (короткочасної, тривалої) щодо осі, нормальної до площини дії згинального моменту і проходить через центр ваги приведенного перерізу;

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ - кривизна обумовлена вигином елемента від короткочасної дії

зусилля попереднього обтиснення P .

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P e_{0p}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}}$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ - кривизна обумовлена вигином елемента внаслідок усадки та

повзучості бетону від зусилля попереднього обтиснення

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b'}{h_0}$$

де ε_b , ε_b' - відносні деформації бетону, викликані його усадкою і повзучістю від зусилля попереднього обтиснення і визначаються відповідно на рівні центра ваги розтягнутої поздовжньої арматури і крайнього стиснутого волокна бетону за формулами:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}; \quad \varepsilon_b' = \frac{\sigma_b'}{E_s}$$

σ_b - приймається чисельно рівним сумі втрат попереднього напруження від швидко накопичуваної повзучості, усадки бетону, тощо ;

σ_b' - приймається для напруженої арматури на рівні крайнього стиснутого волокна бетону.

Для елементів без попереднього напруження значення кривизни і приймають рівними нулю.

Запитання для самоперевірки

1. Як впливають тріщини на жорсткість і довговічність залізобетонних елементів?
2. За якими зусиллями виконують розрахунок залізобетонних елементів на утворення тріщин?
3. На утворення яких тріщин виконують розрахунок залізобетонних елементів?
4. Яке граничне розкриття тріщин у залізобетонних елементах?

5. Які конструкції розраховують на закриття тріщин?
6. З якою метою вимагається розрахунок елементів за деформаціями?
7. Як визначаються деформації елементів?

11. МЕТАЛЕВІ КОНСТРУКЦІЇ ДЛЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД. ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ

11.1. Загальні відомості про металокопструкції

Металокопструкції, або металеві копструкції – це узагальнена назва певних копструкцій з різних металевих сплавів. Металокопструкції використовуються в багатьох галузях діяльності людини, наприклад у будівництві будівель, будівництві верстатів, пристроїв, апаратів та механізмів. Можуть використовуватись і для інших сфер діяльності, зовсім не пов'язаних з будівництвом.

У машинобудуванні зазвичай під металокопструкціями мають на увазі деталі, виготовлені з профільованого металу, на відміну від литих деталей і поковок.

У будівельній сфері терміном «**будівельні металокопструкції**» описуються несучі сталеві будівельні елементи будівель з металу.

Використовувати металокопструкції розпочали ще з давніх-давен. Так спочатку, ще до 20 століття, у будівництві використовувались литі металеві будівельні копструкції, в основному чавунні. Застосовувались вони при будівництві балок, сходів, колон, тощо. На даному етапі металокопструкції можна класифікувати на копструкції зі сталі та з легких сплавів (в основному з алюмінію).

Металеві копструкції по області застосування можна розділити на копструкції споруд і будівель та машинобудівні копструкції.

Типове застосування металокопструкцій: мости, балки, опірні елементи, елементи перекриттів, каркаси для залізобетонних копструкцій, каркаси металевих колон, каркаси арматурні для паль, різні огорожі, паркани, а також як елементи швидкокомтованих будівель. Також застосовуються у машинобудуванні, а саме – баштові крани, мостові крани, в основі яких лежать металокопструкції, різні щогли, опори ліній електропередач.

Також можна поділити на **легкі металокопструкції** – це копструкції з металу, які використовуються у будівництві будинків з великими прольотами, а також **легкі сталеві тонкостінні копструкції** – будівельні копструкції з холодногнутих оцинкованих профілів.

Металокопструкції та їх переваги:

Невелика вага.

Ще поєднання легкості і міцності, яке притаманне металевим копструкціям, рідко зустрічається у будівельних матеріалах. Можна сказати, що в цьому і полягає унікальність металокопструкцій. Найбільш низьким показником співвідношення міцності і щільності мають алюмінієві сплави

Надійність.

З метою створення ізотропного матеріалу були чітко сформовані і застосовані на практиці способи, які наділяють метал максимальним рівнем опору. Так, наприклад, сталь в цьому відношенні підходить за всіма характеристиками.

Непроникність.

Такий матеріал, як метал, є абсолютно непроникним ні для газів, ні для води. Дана властивість обумовлена дуже високим рівнем щільності металів. Щоб з'єднані конструкції з металу також володіли непроникністю, застосовують зварювання. Ця властивість широко використовують у виготовленні резервуарів, трубопроводів, тощо.

11.2. Марки і класи сталі для будівельних конструкцій

Механічні властивості сталей визначаються їхнім хімічним складом. Чисте залізе непридатне до використання у якості конструкційного матеріалу – дуже пластичне й швидко деформується при невеликих напруженнях. Сталь – це сплав заліза з вуглецем (0,1...0,2 %) і незначними домішками, що надходять разом з рудою і паливом. Для поліпшення властивостей до складу сталі вводять легуючі компоненти. Матеріалом для металевих конструкцій служить, в основному, сталь. Залежно від міри відповідальності конструкцій будівель і споруд, а також від умов їх експлуатації застосовують сталі різних марок. При виборі марки сталі враховують кліматичний район будівництва і групу конструкцій будівель і споруд за ДБН В.2.6-198:2014. Характеристики деяких видів сталей приведені нижче. За способом виготовлення сталь буває мартенівською і кисневоконверторною (їх виготовляють киплячими, спокійними і напівспокійними). Киплячу сталь відразу розливають з ковша у виливниці. Вона містить значну кількість розчинених газів. Спокійна сталь – це сталь, витримана деякий час в ковшах разом з розкислювачами (кремній, алюміній), які, з'єднуючись з розчиненим киснем, зменшують його шкідливий вплив; вона має кращий склад і одно ріднішу структуру, але дорожче киплячою на 10..15%. Напівспокійна сталь займає проміжне положення між спокійною і киплячою. Для будівельних конструкцій застосовуються наступні марки сталей: – сталь маловуглецева звичайної якості марки Ст3. Металургійні заводи поставляють маловуглецеві сталі з гарантією: механічних властивостей (група А), хімічного складу (група Б), механічних властивостей і хімічного складу (група В). Міра розкислювання позначається індексами «кп» – кипляча, «пс» – напівспокійна і «сп» – спокійна, наприклад ВСт3пс. Залежно від нормованих показників (хімічного складу, механічних властивостей і ударної в'язкості) сталь ділять на категорії, наприклад ВСт3сп5, а для кожної з категорій встановлені, крім того, групи міцності 1 і 2, наприклад ВСт3сп5-1 і ВСт3сп5-2; – сталь низьколегована марок 09Г2, 09Г2С, 10Г2С1, 1412, 15ХСНД та ін. низьколеговані сталі завжди поставляють по групі В, тому позначення починається відразу з цифр; перші дві цифри вказують на вміст вуглецю в сотих долях відсотка; буквами означають легуючі елементи (Г – марганець, З – кремній, Х – хром, Н – нікель, Д – мідь, А – азот, Ф – ванадій); цифра після букви вказує зміст цього легуючого елементу у відсотках, якщо воно перевищує 1%. Наприклад, 15ХСНД – сталь, що містить 0,15% вуглецю і легуючі добавки хрому, кремнію, нікелю, міді, причому зміст кожної добавки

не перевищує 1%. Залежно від фізико-механічних властивостей сталі розподіляються за класами (С235, С245, С255, С275...С590). Головні фізико-механічні характеристики сталі: – щільність $\rho = 78,5 \text{ кН/м}^3$; – коефіцієнт лінійного розширення $\alpha = 0,12 \cdot 10^{-4} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; – модуль пружності $E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; – модуль зсуву $G = 0,79 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; – коефіцієнт поперечної деформації (Пуассона) $\nu = 0,3$. Основними показниками опору сталі силовим впливам є характеристичні опори R_{yn} та R_{un} встановлені відповідно за границею текучості, чи умовної границі текучості, та границею міцності (тимчасовим опором). Розрахункові опори на розтяг, стиск та згин визначають з урахуванням впливу експлуатаційних факторів. У ДБН В.2.6-198:2014 наведені механічні характеристики і вказівки по застосуванню різних марок сталей для сталевих конструкцій будівель і споруд залежно від призначення конструкцій, напруженого стану конструкції, умов її експлуатації і розрахункової негативної температури.

11.3. Основи розрахунку металевих конструкцій. Балки і балочні клітини. Підбір перерізу прокатних балок

Балками називають елементи, довжина яких значно перевищує розміри перерізу, і які працюють на поперечний згин та мають суцільний переріз. Балки використовують як несучі елементи в перекриттях і покриттях будівель і споруд, робочих майданчиків, естакад, галерей, мостів тощо. За статичною схемою балки поділяють на одно пролітні розрізні, консольні та нерозрізні багато пролітні.

Найчастіше проектують сталеві балки з двотавровим перерізом, як найбільш економічного щодо витрати металу і зручного у виготовленні і експлуатації. Балки невеликих прольотів та з відносно малим навантаженням можуть виготовляти і з швелерів (наприклад прогони).

Залежно від технології виготовлення балки можуть бути прокатними, з гнутих профілів, або зварними зі складеним перерізом. Балки складеного перерізу застосовуються при підвищених прольотах, коли за сортаментами відсутні прокатні профілі, які можуть задовольнити розрахунковим вимогам до міцності або жорсткості. Несучі балки в перекриттях складають систему, яка називається балочна клітина.

У практиці використовують балочні клітини спрощеного типу з балками одного напрямку (балки настилу); нормальні балочні клітини з балками в двох напрямках (головні балки і балки настилу); ускладнені балочні клітини, що складаються з головних балок, допоміжних балок і балок настилу. Головні балки спираються на стіни чи колони (стовпи) каркасу. Допоміжні балки та балки настилу спираються на головні балки. Корисні навантаження настилом передається на балки настилу, які в свою чергу передають його на головні балки (або через допоміжні на головні балки), а ті на опори. Головні балки виконуються прольотом до 6...16 м, і як правило, мають складені перерізи. Балки настилу і другорядні балки виготовляють з прокатних або гнутих профілів (двотаври, швелери). Крок головних балок

3...6 м, а крок балок настилу залежить від його матеріалу – 0,6...1,6 м при металевому і 1,5...3,0 м при залізобетонному настилах.

Можливі два типи з'єднань балок у системі балочної клітини: – спирання зверху – другорядні балки встановлюють на верхній пояс головних балок. З'єднання зручне як під час виготовлення конструкцій, так і їх монтажу, але потребує великої конструктивної висоти перекриття; – приєднання збоку – другорядні балки приєднують до головних з боку через ребра жорсткості, або опорні столики. Застосовують при обмеженій висоті перекриття. Стальний настил складається з листів, які зварюються з балками. Товщина листів 6...14 мм.

Розрахунок балок за першою групою граничних станів (міцності) ведуть за загальними формулами як для сталених згинальних елементів.

Перевірка нормальних напружень

$$\sigma_{max} = \frac{M_{max}}{W_{min}} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

Перевірка дотичних напружень (міцність стінки на зріз)

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} \cdot S}{I \cdot t_w} \leq R_s \cdot \gamma_c,$$

де M_{max} та Q_{max} – відповідно максимальні значення по довжині балки для згинального моменту і поперечної сили від розрахункового навантаження; S , I та W_{min} – відповідно статичний момент половини перерізу, момент інерції та менший момент опору всього перерізу відносно центральної осі, перпендикулярної до площини згину; t_w – товщина стінки на рівні центра ваги перерізу. Для прокатних профілів ці характеристики наведені в таблицях сортamentів.

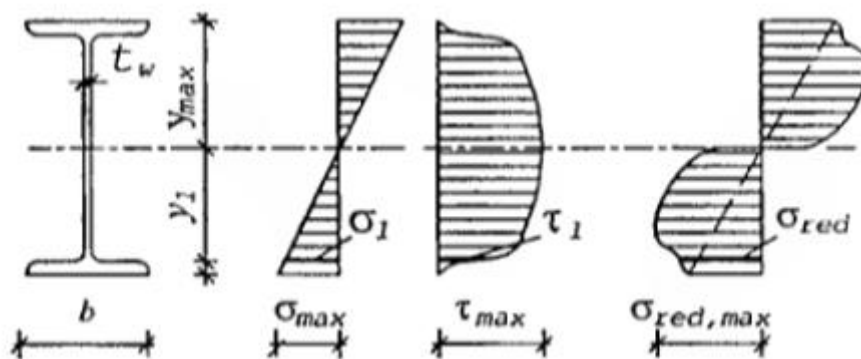


Рис. 11.1. Епюри напружень в двотавровому перерізі балки

За одночасної дії нормальних і дотичних напружень оцінку міцності виконують також за зведеними напруженнями σ_{red} . На рисунку 11.1 зображена епюра цих напружень і найбільшої величини вони досягають у місцях переходу стінки двотавра в полиці. Саме в цих місцях і перевіряють міцність:

$$\sigma_{red} = \sqrt{\sigma_1^2 + 3\tau_1^2} \leq 1,15R_y \cdot \gamma_c.$$

Розрахунок балок за другою групою граничних станів складається з перевірки прогину, який не повинен перевищувати допустимої величини за нормами: $f \leq f_u$.

Значення прогину визначається за правилами будівельної механіки від експлуатаційних (характеристичних) навантажень (без врахування коефіцієнтів надійності за навантаженнями $\gamma_f = 1$). В практичних розрахунках для різних балок від якої схеми навантаження відносний прогин можна визначити за формулою

$$\frac{f}{l} = \frac{M_{nmax} \cdot l}{10E \cdot I} \leq \left[\frac{f}{l} \right]_u$$

11.4. Розрахунок сталевих елементів при центральному розтягу і стиску

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу.

Розрахунок на міцність елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному розтягу слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

де N – розрахункове зусилля центрального розтягу; A_n – площа перерізу елемента нетто за врахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

Для розтягнутих сталевих елементів норми проектування встановлюють вимоги з забезпечення жорсткості профілів, щоб конструкції не могли деформуватися під час транспортування (монтажу), не провисали від власної маси тощо. Граничні значення коефіцієнту гнучкості при дії статичних навантажень для більшості розтягнутих елементів $\lambda \leq 400$.

Гнучкість (коефіцієнт гнучкості) елемента вираховується за формулою:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i}$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радіус інерції поперечного перерізу елемента.

У центрально-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, що з'єднані у двотавровий або прямокутний переріз; двома кутиками, що утворюють тавровий або хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати $80i$, де i – найменший радіус інерції окремого профілю.

Розрахунок на міцність коротких елементів із сталі з характеристичним опором $R_{yn} \leq 440 \text{ Н/мм}^2$ при центральному стиску слід виконувати аналогічно до центрально-розтягнутих елементів за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

де N – розрахункове зусилля центрального стиску; A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо.

У довгих стиснутих елементів несуча здатність вичерпується внаслідок втрати стійкості, тобто за рахунок викривлення вісі стержня при стиску (поздовжній згин). По досягненні осьової сили свого критичного значення викривлення вісі стиснутого стержня набуває незворотного характеру. Таким чином, перевірка стійкості стиснутого елемента матиме вигляд $\sigma \leq \sigma_{cr}$.

У нормативних документах критичні напруження рекомендовано обчислювати спрощено як добуток розрахункового опору і коефіцієнта стійкості φ : $\sigma_{cr} = R_y \cdot \varphi$.

Розрахунок на стійкість елементів суцільного перерізу при центральному стиску слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \leq R_n \cdot \gamma_n$$

При обчисленні коефіцієнту стійкості φ використовують таблиці (табл. Ж.1 в ДБН), в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента і типу кривої стійкості. Остання залежить від типу поперечного перерізу: a – для круглих і прямокутних труб; b – для двотаврів і складених симетричних перерізів; c – для швелерів, кутиків, таврів (див. табл. 8.1 ДБН).

Умовна гнучкість елемента вираховується за формулою

$$\bar{\lambda} = \frac{l_{ef}}{i} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

де l_{ef} – розрахункова довжина елемента;

$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$ – радіус інерції поперечного перерізу елемента.

E - модуль пружності сталі.

У дуже гнучких стиснутих елементах при наявності первісних викривлень осі і випадкових ексцентриситетів навантаження можлива передчасна втрата стійкості. Тому нормами встановлено граничні значення гнучкості λ_u . Розрахункова довжина стиснутого елемента залежить від форми поздовжнього згину при втраті стійкості і обумовлено типом кріплення кінців стержня:

$$l_{ef} = l_0 = \mu \cdot l$$

де μ – коефіцієнт розрахункової довжини за пп. 13.3.3 і 13.3.4 ДБН В.2.6-198:2014.

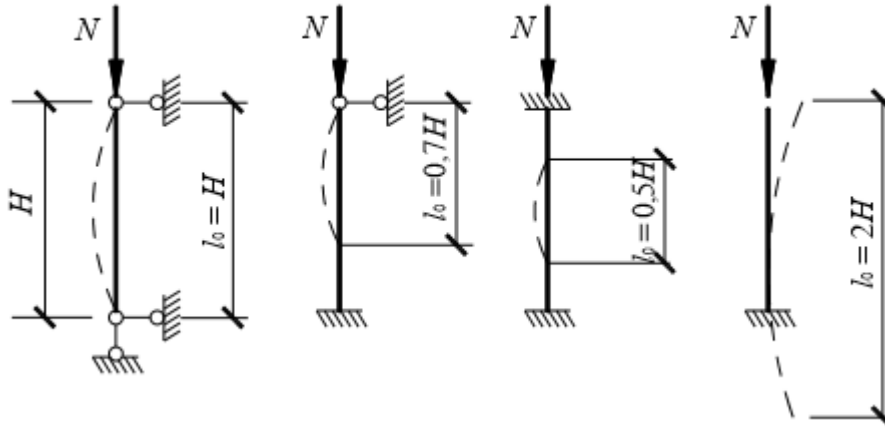


Рис. 11.2. Розрахункові схеми стиснутих елементів за умов закріплення

11.5. Розрахунок сталевих елементів на дію поздовжньої сили та згинального моменту.

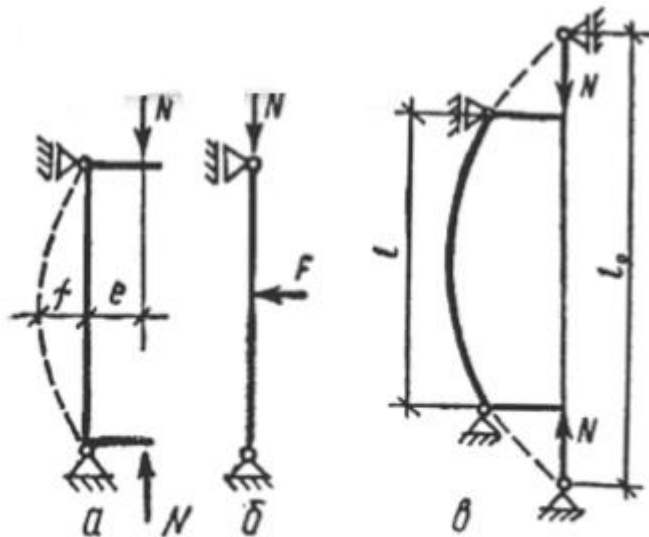


Рис. 11.3. Робота стержня при дії осьового стиску і згину: а – схема позацентровано-стиснутого стержня; б – схема стиснуто-зігнутого стержня; в – заміна позацентровано стиснутого стержня умовним центрально-стиснутим

Розрахунок на міцність позацентровано-стиснутих (стиснутозігнутих) і позацентровано-розтягнутих (розтягнуто-зігнутих) елементів, слід виконувати за формулою

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \mp \frac{M_x}{W_{x,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \mp \frac{M_y}{W_{y,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

де N , M_x , M_y – розрахункові значення поздовжньої сили і згинальних моментів при найбільш несприятливій комбінації навантажень;

A_n – площа перерізу елемента нетто за вирахуванням усіх послаблень перерізу, отворів, тощо;

$W_{x,min}$, $W_{y,min}$ – мінімальні значення моментів опору поперечного перерізу елемента нетто відносно осей $x-x$ і $y-y$.

Розрахунок на стійкість позацентрово-стиснутих елементів суцільного і постійного за довжиною перерізу в площині дії згинального моменту, що збігається з площиною симетрії, слід виконувати за формулою:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_e \cdot A} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

У формулі коефіцієнт стійкості при позацентровому стиску φ_e визначається за таблицями Ж.3 і Ж.4 ДБН, в яких подано його значення залежно від умовної гнучкості елемента λ і приведенного відносного ексцентриситету m_{ef} , який обчислюється за формулою

$$m_{ef} = \eta \cdot m$$

де η – коефіцієнт впливу форми перерізу, що визначається за таблицею Ж.2 ДБН;

$m = \frac{e \cdot A}{W_c}$ – відносний ексцентриситет;

$e = \frac{M}{N}$ – ексцентриситет, який обчислюється від розрахункових значень зусиль для однієї комбінації навантажень;

W_c – момент опору перерізу, обчислений для найбільш стиснутого волокна.

12. КАМ'ЯНІ ТА АРМОКАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ

12.1. Матеріали для виготовлення кам'яних та армокам'яних конструкцій

Матеріалами для кам'яних та армокам'яних конструкцій служать різні камені та будівельний розчин.

Номенклатура кам'яних матеріалів включає як штучні, так і природні матеріали.

До **природних каменів важких порід** відносяться вапняк, піщаник, граніт. Їх використовують для влаштування фундаментів і облицювання. До **легких природних каменів** відносяться вапняк-черепашник, туф, тощо. Вони поширені в південних районах нашої країни і служать для зведення стін.

До **штучних каменів** відносяться: цегла (рис.12.1) різних видів, камені керамічні порожнисті, камені з важкого та легкого бетону (суцільні і порожнисті).



Рис. 12.1. Цегла та камені різних видів

Кам'яні матеріали, що застосовуються для кладки, повинні мати необхідну міцність, морозо- і водостійкість. Основною характеристикою кам'яних матеріалів і бетонів є їх міцність, яка визначається марками та класами.

Марка каменю встановлюється по величині тимчасового опору стисненню в МПа, а для цегли ще й згину (рис.12.2).

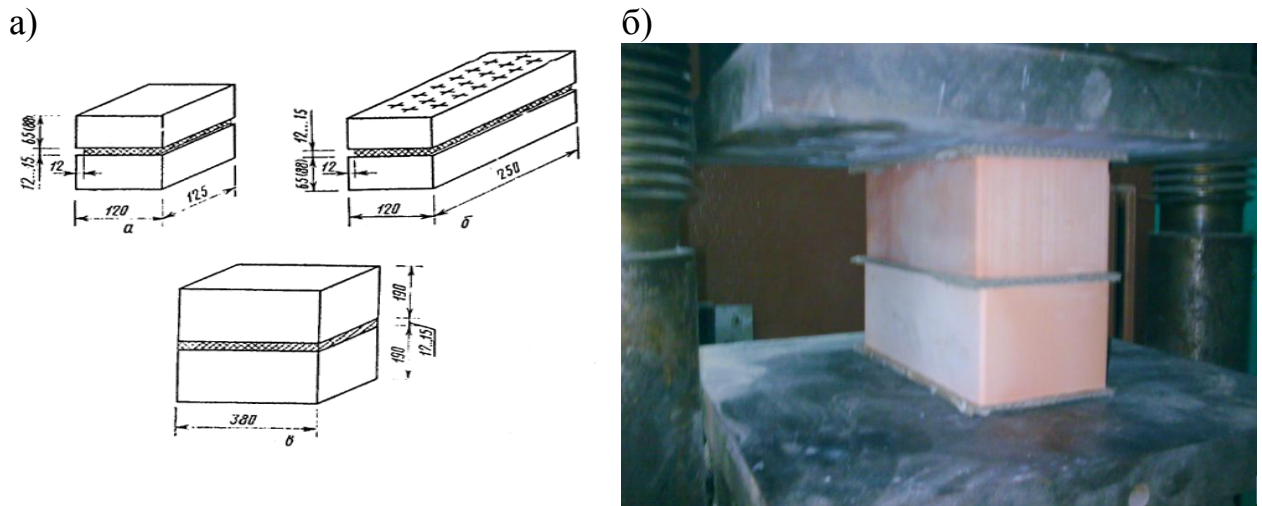


Рис.12.2. Випробування на стиск: а- підготовлені зразки; б- загальний вигляд



Рис. 12.3. Випробування цегли на згин.

Морозостійкість каменів, як і бетонів, в значній мірі визначає їх довговічність. Вона характеризується марками, що позначають кількість циклів заморожування і відтавання в насиченому водою стані, який камені витримують без наявних пошкоджень і зниження міцності.

12.2. Характеристика природних та кам'яних матеріалів

Природний камінь служив основним будівельним матеріалом ще первісній людині. У Єгипті, Мексиці, Греції, Італії, Китаї збереглися видатні пам'ятники кам'яного зодчества, що є архітектурно-будівельною складовою найдавнішої цивілізації.

Кам'яні природні матеріали дуже міцні, довговічні, вогнестійкі і через свої позитивні експлуатаційні і естетичні якості продовжують широко застосовуватися в сучасному будівництві.

Природні камені поділяють за:

- способом отримання;
- видами обробки;
- призначенням;
- щільністю.

За видом обробки природні кам'яні матеріали поділяють на:

- грубо оброблені (бутовий камінь, валунний камінь, щебінь, гравій і пісок);
- вироби і профільовані деталі (ступені, підвіконня, лиштви, капітелі колон);
- штучний камінь і блоки правильної форми (для кладки стін та ін.);
- плити з по різному обробленою поверхнею (лицювальні для стін, підлоги),
- вироби для дорожнього будівництва (бортовий камінь, брущатка, шашка для мощення).

За способом виготовлення природні кам'яні матеріали поділяють на:

- пиляні (стінові блоки і камені, лицювальні плити і т.д.);
- колоті (бортові камені, брущатка і т.д.).

За щільністю природні камені поділяють на:

- легкі з щільністю не більше $1,8 \text{ г/см}^3$ (пемза, вапняк - черепашник);
- важкі з щільністю більше $1,8 \text{ г/см}^3$ (граніт, діорит і т.д.).

За міцністю при стиску природні камені поділяють на марки (МПа): 0,4; 0,7; 1,5; 2,5; 3,5; 7,5; 10; 12,5; 15; 20; 30; 40; 50; 60; 80 і 100.

За морозостійкістю поділяють на марки: 10; 15; 35; 100; 150; 200; 300; 500.

Рваний камінь. Рваний бутовий камінь отримують шляхом вибухового висаджування гірської маси. Застосовують його для кладки фундаментів, у шляховому будівництві, при зведенні стін нежитлових будівель, для кріплення земляних укосів тощо. Розміри шматків бутового каменя 150...500 мм. Його отримують як із щільних гірських порід з марками за міцністю від 100 до 1400 і морозостійкістю до 300 циклів, так і з пористих з марками за міцністю 25...100, морозостійкістю 15 циклів.

Подрібнений камінь випускають у вигляді щебеню, крихти, штучного піску та застосовують в основному як заповнювач бетонів. Після просіювання піщано-гравійних сумішей отримують сортований матеріал – пісок і гравій, а після тонкого помелу гірських порід – мелений (мінеральний порошок, вапнякова мука).

Пісок, щебінь, гравій та бутовий камінь належать до групи нерудних будівельних матеріалів, які мають неправильну довільну форму.

При отриманні рваного і подрібненого каменя розробку масивних порід проводять у відкритих кар'єрах буро-вибуховим способом, коли від масиву відділяються глиби і піддають подальшому подрібненню до заданих розмірів.

Промисловість нерудних матеріалів випускає також штучний камінь правильної форми – стінові (пиляні) блоки, лицювальні плити, дорожні та спеціальні (жаростійкі, луго- і кислотостійкі) вироби.

Стінові камені нарізають із легких пористих гірських порід (вапняків, черепашників, туфів) з середньою густиною не більш 2100 кг/м^3 за допомогою каменерізальних машин. Звичайні розміри стінового каменю – довжина 390, 490 мм, ширина 190, 240 мм, висота 188 мм, але виготовляють також і крупні стінові блоки довжиною 500...3020, шириною 400...500, висотою 820...1000 мм. Марки за міцністю при стисканні коливаються від 4 до 400. Водопоглинення повинно бути не більш 30% (для туфу 50%), коефіцієнт розм'якшення – не менш 0,6, морозостійкість – 15 циклів.

Лицювальні плити для зовнішнього лицювання будівель і споруд найбільш часто застосовують із граніту та близьких до нього порід – лабрадориту, мармуру, кварциту, а для внутрішнього лицювання – із менш твердих порід – мармуру, вапняку, гіпсу. Плити товщиною від 15 до 140 мм отримують шляхом розпилювання блоків та обробки поверхні до певної фактури. Можливі фактури сколювання (рифлена термострумінна, точкова, борознами) та абразивна (полірована, шліфувана, пиляна).

До дорожніх кам'яних матеріалів належать колотий, буличний, бортовий камінь, бруківка. Бруківку отримують із вивержених гірських порід, стійких проти удару і стирання, з границею міцності при стисканні не менш 100 МПа у вигляді брусків довжиною 15...25, шириною 9...15, висотою 10...15 см. Її застосовують для улаштування дорожнього покриття і смуг кріплення на автомобільних дорогах. Колотий і буличний камінь застосовують для улаштування доріг IV-V категорій, кріплення укосів, земляних споруд тощо. Бортовий камінь призначається для відокремлювання проїжджої частини вулиць і доріг від тротуарів і майданчиків. Як і інші дорожні камені, його виготовляють із високоміцних гірських порід, які мають морозостійкість не менш 50...100 циклів.

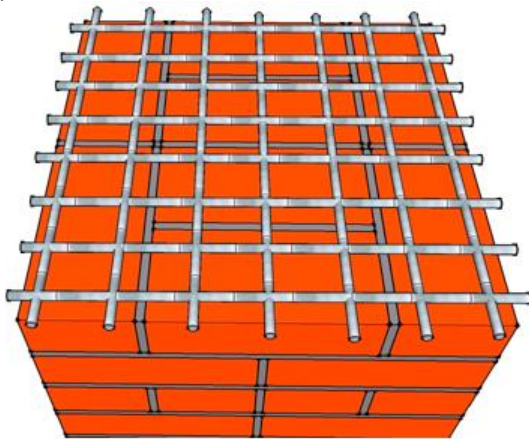
12.3. Армовані кам'яні (армокам'яні) конструкції

Для підвищення здатності кам'яної кладки, що несе, кам'яні конструкції армують, застосовуючи подовжнє, або поперечне армування.

Для поперечного (сітчастого) армування застосовують зварні і в'язані сталеві сітки різних перерізів. Маючи значно вищий модуль пружності, чим кам'яна кладка, арматурна сітка, укладена в горизонтальних швах, протистоїть поперечному розширенню, що виникає від вертикальних зусиль. Застосування поперечного армування оптимальне в кам'яних конструкціях малої гнучкості при центральному і не центральному стискуванні і при невеликих ексцентриситетах. При цьому напруга стискування утворюється і в поперечному напрямі кладки, а під дією ще і вертикальних зусиль кладка створюються умови роботи кладки при усебічному стискуванні, що значно підвищує її міцність.

Використовувані сітки можуть бути як з прямокутними осередками, так і зигзагоподібними. У сітках прямокутної форми рекомендується використовувати арматурні стержні перерізом до 6 мм, в сітках типу "зигзаг" оптимальним діаметром стержнів вважають - 8 мм. У середині кладки розташовані в суміжних швах сітки "зигзаг" укладають у взаємно перпендикулярних напрямках. Застосування арматурних стержнів більше 6 мм в прямокутних сітках приводить до збільшення товщини шва кладки, зосередження напруги в місцях перетину стержнів і, як наслідок, послаблення міцності кам'яної кладки. Сітки укладають не рідше чим через п'ять рядів кам'яної кладки, дотримуючи товщину шва що перевищує діаметр стержнів армування на 4-6 мм. При цьому відсоток армування, як для поперечного, так і для подовжного, не має бути менше 0,1 загального об'єму кладки. При сітчастому армуванні не допускається перевищення відсотка армування вище 1

а)



б)

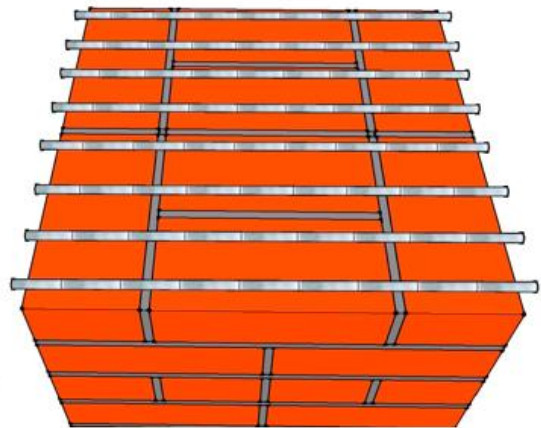


Рис. 12.4. Види армування кам'яної кладки: а – прямокутними сітками; б – окремими стержнями

Подовжнє армування виконують аналогічно армуванню залізобетонних конструкцій.

Розрізняють внутрішнє і зовнішнє подовжнє армування. Подовжні стержні зв'язують хомутами, що встановлюються в швах кладки. Подовжні

стержні зв'язують хомутами, що встановлюються в швах кладки. Армуатура, при подовжньому армуванні, розташовується усередині вертикальних швів кладки, або зовні (під штукатурним шаром), або в штрабі (з наступним закладенням розчином). Забезпечуючи стійкість, як окремих частин, так і будівлі в цілому, подовжнє армування протидіє розтягуючим зусиллям. Застосовується при великих ексцентриситетних навантаженнях, в елементах конструкції, що згинаються, для посилення тонких стін і особливо важливо в сейсмонебезпечних районах.

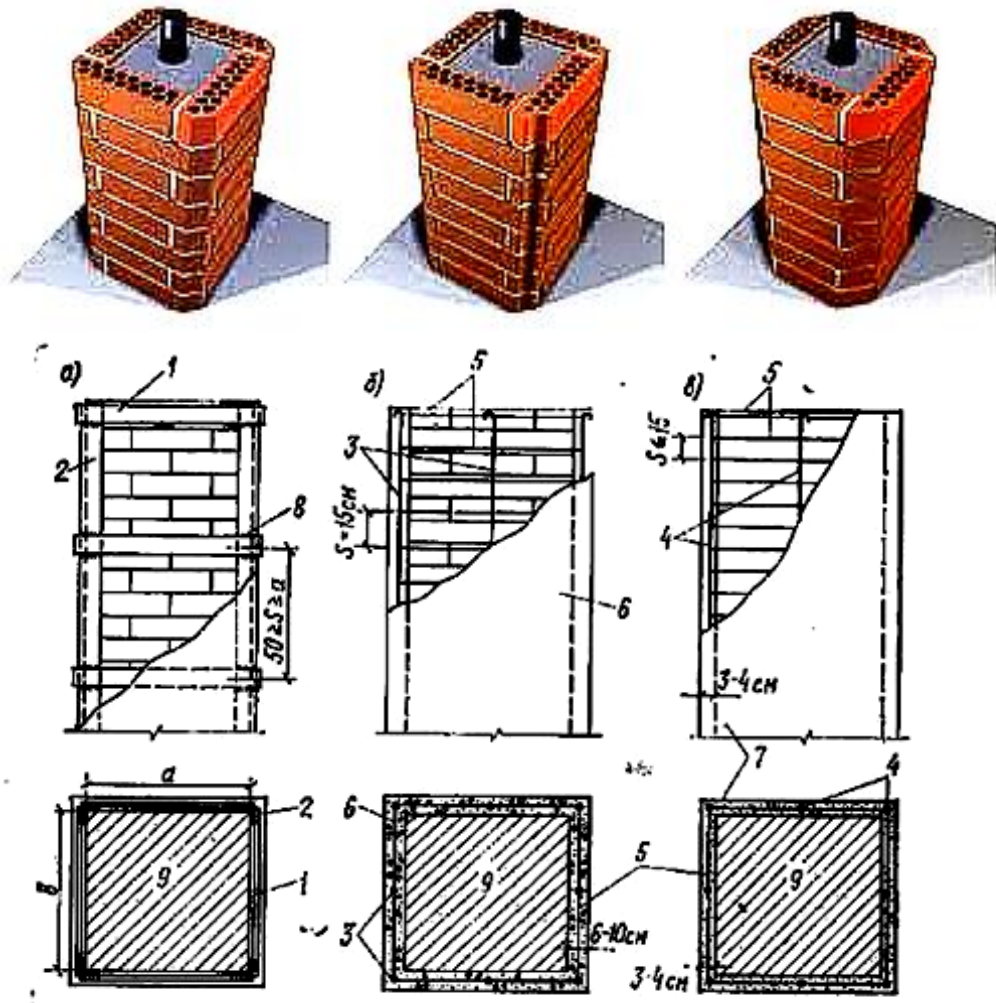


Рис. 12.5. Схема посилення пошкоджених простінків і стовпів обоймами: а - сталевую; б - залізобетонною; в - армованою розчинною; 1 - планки 35x5-60x12 мм; 2 - кутники; 3 - стрижні діаметром 5-12 мм; 4 - стрижні діаметром 6-12 мм; 5 - хомути діаметром 4-10 мм; 6 - бетон марки М 150-200; 7 - розчин марки 75-100; 8 - зварка; 9 - кладка

Для підвищення здатності кладки, що несе, так само застосовують посилення сталевими або залізобетонними конструкціями. Таке армування носить назву комплексної конструкції і, в основному, знаходить застосування в промисловому будівництві.

Запитання для самоперевірки

1. Назвіть будівельні матеріали, які використовують для виробництва кам'яних та армокам'яних конструкцій.
2. За якими ознаками класифікують природні кам'яні матеріали?
3. Коротко характеризуйте рваний та подрібнений камінь.
4. Класифікуйте природні кам'яні матеріали за видом оброблення та способом виготовлення.
5. Назвіть види штучних кам'яних матеріалів, коротко їх характеризуйте.
6. Поясніть причину армування кам'яних матеріалів.

13. ДЕРЕВ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ ТА КОНСТРУКЦІЙНІ ПЛАСТМАСИ

13.1. Загальні відомості про конструкційні матеріали

Конструкційні матеріали – це матеріали, з яких виготовляють конструкції, що зазнають силових впливів (навантажень).

Визначальними характеристиками конструкційних матеріалів є їх механічні властивості, що і вирізняє їх від інших технічних матеріалів (оптичних, ізоляційних, змащувальних, лакофарбових, абразивних тощо).

До основних критеріїв оцінки якості конструкційних матеріалів належать параметри опору до зовнішніх навантажень: міцність, ударна в'язкість, витривалість, довговічність тощо.

Конструкційні матеріали поділяються:

- 1) за природою матеріалів — на металеві, неметалеві і композиційні матеріали, що поєднують позитивні властивості двох попередніх;
- 2) за технологічними особливостями переробки — на деформовані (прокат, поковки, штамповки, пресовані профілі тощо), ливарні, спічні, формовані, клеєні, зварні;
- 3) за умовами роботи — на ті, що працюють при низьких температурах, жароміцні, корозіє-, окалино-, зносо-, паливо-, маслостійкі і т. д.;
- 4) за критеріями міцності — на матеріали малої і середньої міцності з великим запасом пластичності, високоміцні з помірним запасом пластичності.

Широке застосування в будівництві конструкцій з дерева зв'язано з наявністю в деревині багатьох позитивних властивостей. Деревина має високу механічну міцність, невелику об'ємну масу, невелику теплопровідність, незначний коефіцієнт температурного розширення, що дозволяє відмовитися від температурних швів, високу хімічну стійкість. Деревина одночасно є пластичним і пружним матеріалом, має високі акустичні якості і високу довговічність. Заготівля деревини і її обробка не потребують складного устаткування, можуть виконуватися в будь-який час року. Деревина відповідає вимогам збірності будівництва з елементів і деталей, виготовлених на заводах, з наступним монтажем на місці будівництва.

Разом з тим деревина має і ряд негативних властивостей - неоднорідну волокнисту структуру і ненормальності, зв'язані з ростом дерева, що сильно впливають на механічні властивості. Вона схильна до усушки і розбухання при зміні температурно-вологісних умов, у яких знаходяться конструкції, гниє, може бути піддана руйнуванню дереворуйнуючими комахами, є горючою речовиною. Негативні властивості деревини вимагають ретельного аналізу умов роботи дерев'яних конструкцій, особливої уваги при будівництві і зменшенні причин, що сприяють прояву цих властивостей, а в деяких випадках і обмеженню застосування таких конструкцій.

13.2. Матеріали для дерев'яних конструкцій

Деревина за своєю питомою міцністю конкурує з сучасними конструкційними матеріалами. Однак використовувати високу міцність деревини не так легко, оскільки сучки, тріщини та інші пороки сильно знижують її механічні властивості. У цьому відношенні великі можливості дає застосування деревини в клеєних дерев'яних конструкціях.

Конструкційні матеріали, вироблені на основі деревини часто мають переваги у порівнянні з натуральною деревиною, зокрема, перевершують її за експлуатаційними властивостями, а також за габаритами. До деревних матеріалів відносяться такі матеріали: фанера, деревно-волокнисті плити (ДВП), деревостружкові плити (ДСП), деревні пластики, плити OSB тощо. У меблевому виробництві найчастіше використовують ламіновану деревостружкову плиту (ЛДСП), деревоволокнисту плиту (ДВП), ламіновану деревоволокнисту плиту (ЛДВП), МДФ плити. У будівельній галузі (і при виконанні ремонтів житлових приміщень) використовують вагонку з МДФ середньої щільності, ламіновані підлоги з МДФ високої щільності та OSB. Оздоблення для таких конструкційних матеріалів, як правило, мінімальне. ДСП (деревостружкова плита) – листовий композиційний матеріал, вироблений гарячим пресуванням деревинних частинок, переважно стружки, з введенням спеціальних добавок (6–18 % від маси стружок).

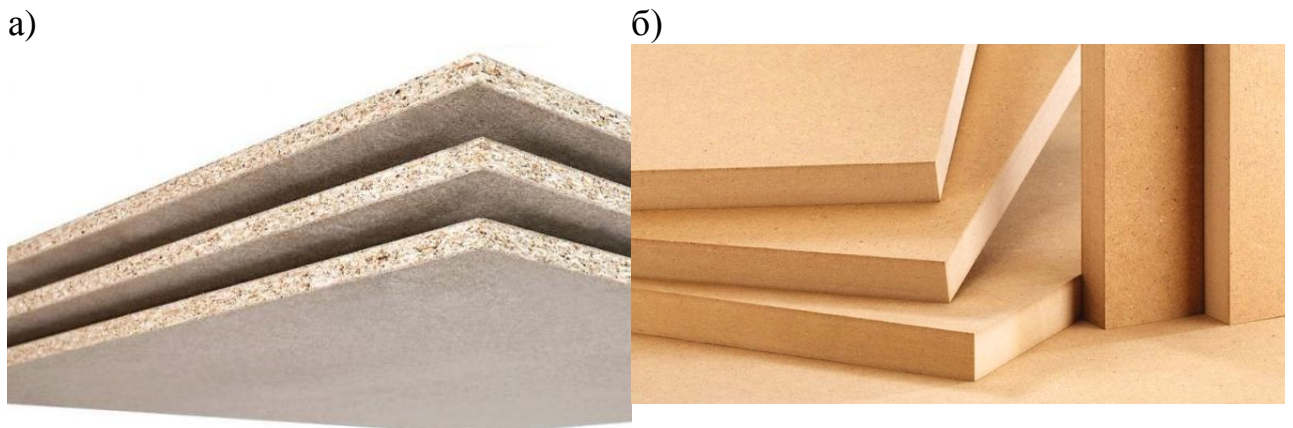


Рис. 13.1. Загальний вигляд дерев'яних виробів: а – ДСП, б - ДВП

ДВП (деревоволокниста плита) – матеріал, що отримується гарячим пресуванням маси або сушкою деревоволокнистого килиму (м'які ДВП), що складається з целюлозних волокон, води, синтетичних полімерів і спеціальних добавок. ДВП використовується в будівництві, вагонобудуванні, у виробництві меблів, столярних та інших виробів і конструкцій, захищених від зволоження, а також при виробництві тари. ОСП (ОСБ) (орієнтованостружкова плита) – листовий композиційний матеріал, що складається з деревної стружки, склеєної різними смолами з додаванням синтетичного воску і борної кислоти. Стружка в шарах плити має орієнтацію: у зовнішніх – поздовжню, у внутрішніх – поперечну.

МДФ (древоволокниста плита середньої щільності) – плитний матеріал, що виготовляється методом сухого пресування дрібнодисперсного деревної стружки при високому тиску і температурі. Як клеєвий матеріал використовуються карбамідні смоли, модифіковані меламіном. Фанера являє собою листовий будівельний матеріал, виготовлений із натуральної деревини, який зазвичай складається зі щільно склеєних по товщині декількох тонких шарів деревини (шпони). Шари шпону склеюються між собою, причому, напрямок волокон у кожному чергується: у першому воно поздовжнє, у другому – поперечне, в третьому знову поздовжнє і т.д.

У виробництві фанерного листа на сучасних заводах використовують як листяні (вільха, ясен, дуб, липа, тополя), так і хвойні породи деревини (сосна, модрина, ялина, ялиця і іноді з кедр). Фанеру використовують для зовнішніх, і для внутрішніх робіт: як базовий матеріал для стінових панелей; для обшивки підлоги у житлових приміщеннях; для заміни традиційної опалубки; для виробництва елементів меблів; конструкції для виставкових стендів; при виробництві піддонів, тари та контейнерів та ін.

Дерев'яні конструкції виготовляються як з круглого лісу, так і пиломатеріалів хвойних порід: сосни, ялини, модрини та інших. Для несучих дерев'яних конструкцій найбільш доцільно використовувати пиломатеріали прямокутного перерізу суцільними та клеєними.

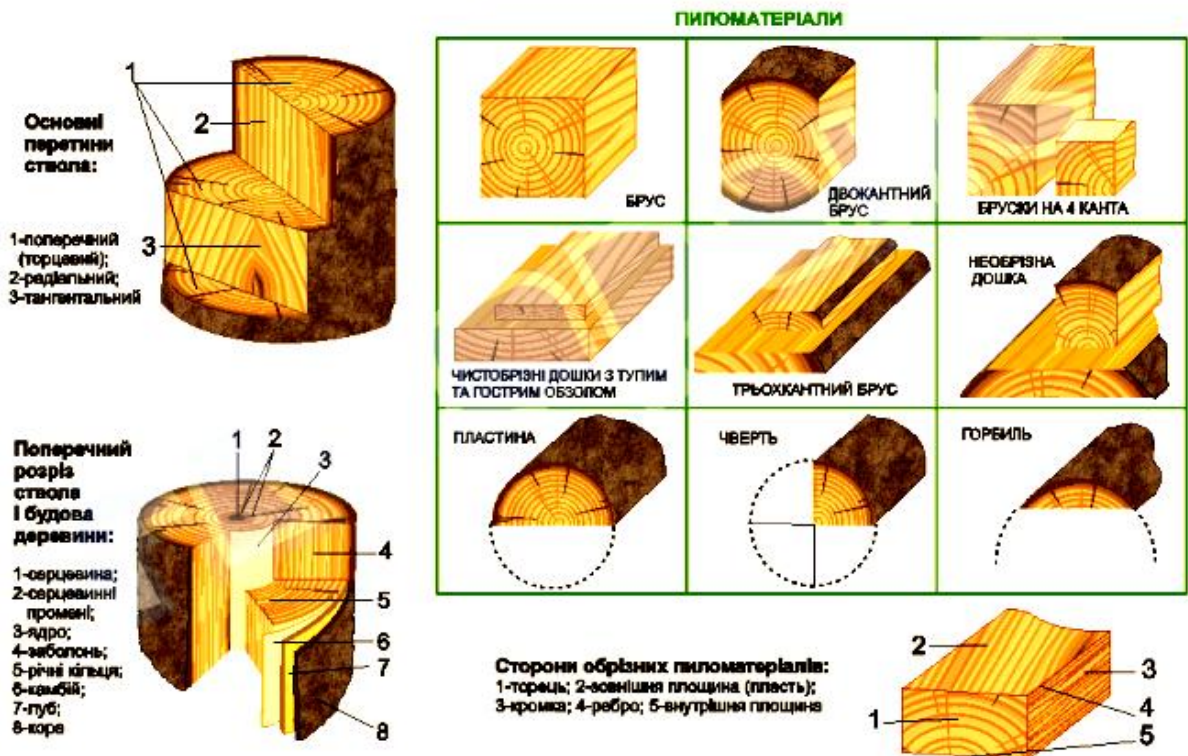


Рис. 13.2. Структура деревини та види пиломатеріалів

Дерев'яні конструкції доцільно використовувати в будівлях і спорудах промислового, цивільного та сільськогосподарського будівництва. У промисловому будівництві дерев'яні конструкції можуть бути застосовані в одноповерхових будівлях 4 та 5 класів вогнестійкості, а також у будівлях 2-го

та 3-го класу вогнестійкості зі змішаним каркасом. В цивільному будівництві доцільно використовувати дерев'яні конструкції для спорудження житлових будинків та покриття виставочних павільйонів, басейнів, спортивних та громадських будівель, споруд тощо. Дерев'яні конструкції у сільськогосподарському будівництві можуть бути використані в одноповерхових будівлях виробничих та складських приміщень.

У покриттях по кроквяних конструкціях допускається влаштування підйимально-транспортного обладнання вантажопід'ємністю, до 32 кН. Дерев'яні конструкції проектується на основі відповідних розділів ДБН В.2.6-161:2010 «Конструкції будинків і споруд.», ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення».

13.3. Використання полімерних матеріалів та конструкцій із пластмас

Полімерні матеріали та пластмаси, що використовуються в різних галузях господарства, дозволяють економити метал, дерево, скло, цемент та інші традиційні матеріали.

Основні напрямки ефективного використання конструкцій з пластмас в будівлях та спорудах - зниження їх маси, покращення транспортування легких огорожуючих конструкцій та підвищення стійкості до агресивних зовнішніх середовищ. Внаслідок низького модуля пружності полімерних матеріалів вони ефективні тільки в конструкціях, де максимально використовується їх високоміцні властивості та невеликий вплив їх деформативності.

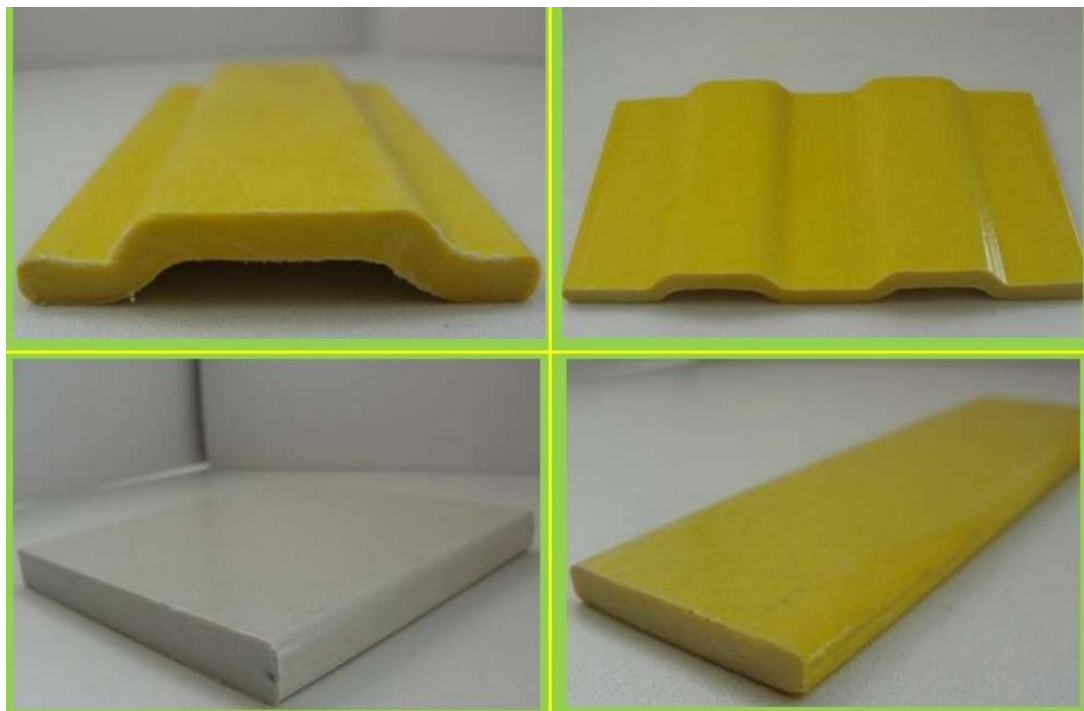


Рис. 13.2. Загальний вигляд полімерних матеріалів

Ефективними є будівельні конструкції з використанням пластмас, багат шарових прямолінійних чи криволінійних огорожуючих панелей, просторових форм одинарної та подвійної кривини (куполи, оболонки та інші), а також прозорих огорожуючих панелей. Конструкції із склопластиків та підсилених поліетиленових труб і профілів широко використовуються в агресивних середовищах, їх проектування, реконструкція та технічне переоснащення нормується відповідно за ДБН В.2.5-75:2013 «Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування».

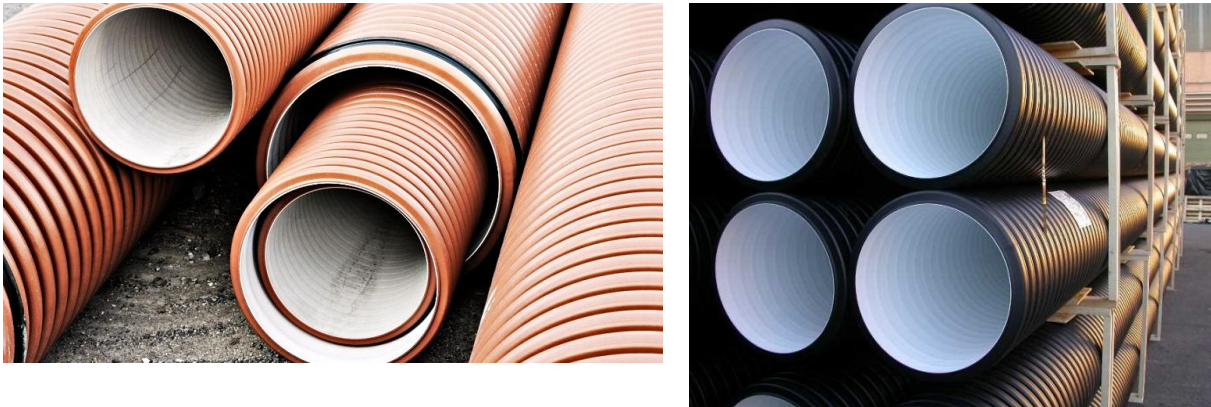


Рис. 13.3. Види підсилених поліетиленових труб

Пневматичні та тентові конструкції, основою яких є полімерна оболонка з тканини та плівки, що підтримуються надмірним тиском повітря чи системою вантів, використовуються для зведення складів, зерносховищ, павільйонів різного призначення, спортивних залів тощо.

Конструкції із пластмас повинні задовольняти вимогам розрахунку за несучою здатністю і деформаціями. Розрахунок елементів із пластмас проводять за формулами, що використовуються для розрахунку елементів дерев'яних конструкцій.

Запитання для самоконтролю

1. Порівняйте властивості сучасних конструкційних матеріалів, виготовлених із використанням деревини.
2. Наведіть приклади полімерних матеріалів та конструкцій та область їх застосування.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бучок Ю. Ф. Будівельні конструкції. Основи розрахунку : підручник для підготовки молодших спец. / Ю. Ф. Бучок. К. : Вища школа, 1994. – 446 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
3. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
4. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.
5. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ ДЕРЖСПОЖИВСТАНДАРТ УКРАЇНИ 2007. – 28 С.
6. ДСТУ 2953-94 Сталь арматурна. Методи випробування згинанням та розгинанням.
7. ДСТУ Б В.2.6-182:2011 «З'єднання зварні стикові і таврові арматури залізобетонних конструкцій. Ультразвукові методи контролю якості. Правила приймання.»
8. ДБН В.2.6-198:2014. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування. – Київ : Мінрегіон України, 2014. – 199 с.
9. ДБН В.2.6-162:2010. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Мінрегіонбуд України. Київ 2011. – 104 с.
10. ДБН В.2.6-161:2017 «Дерев'яні конструкції. Основні положення». Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2017. – 117 с.
11. ДСТУ –Н Б В.2.6-184:2012 Конструкції з цільної і клеєної деревини. Настанова з проектування. / Мінрегіон України. – К. : Мінрегіон України, 2013 – 158 с.
12. ДБН В.2.5-75:2013 «Каналізація. Зовнішні мережі та споруди. Основні положення проектування». Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2013. – 134 с.
13. Сучасні композиційні будівельно-оздоблювальні матеріали / П. В. Захарченко, Е. М. Долгий, Ю. О. Галаган та ін. – К. : Інтертехнологія, 2005. – 511 с.