

**Тищенко О.М., Поздєєв С. В., Березовський А.І., Рудешко І. В.,
Сідней С.О.**

Стійкість будівель і споруд при пожежі

Черкаси 2019

**Державна служба надзвичайних ситуацій України
Національний університет цивільного захисту України
Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля**

**Тищенко О.М., Поздєєв С. В., Березовський А.І., Рудешко І. В.,
Сідней С. О.**

Стійкість будівель і споруд при пожежі

Черкаси 2019

ББК 38.5

ТЗ9

Тищенко О.М., Поздеев С. В., Рудешко І.В., Березовський А. І., Сідней С.О. **Стійкість будівель і споруд при пожежі: Посібник** / Тищенко О.М., Поздеев С.В., Рудешко І.В., Березовський А. І., Сідней С.О. - Черкаси: Черкаський інститут пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля, НУЦЗ України 2019. – 332с, рис.

Рецензенти:

- Ващенко Вячеслав Андрійович, завідувач кафедри фізики Черкаського Державного технологічного університету, заслужений діяч науки і техніки України, д.т.н., проф.;
- Гвоздь Віктор Михайлович, начальник Управління ДСНС України у Черкаській області, кандидат технічних наук, професор, генерал-майор с.п.з.

Даний посібник містить у собі відомі класичні розрахункові методи конструювання, визначення несучої здатності, межі вогнестійкості конструктивних елементів будівель і інженерних споруд за звичайних умов експлуатації та при дії небезпечних чинників пожежі. Приведені результати досліджень з оцінювання вогнестійкості будівель і споруд із врахуванням спільної роботи залізобетонних конструкцій в умовах пожежі, запропоновані методи посилення залізобетонних конструкцій; надана оцінка вогнестійкості будівель після реконструкції, а також будівель із надбудовою додаткових поверхів.

Особливість даного посібника полягає у викладені методів розрахунку залізобетонних конструкцій у взаємозв'язку з їх практичним використанням. Теоретичний матеріал супроводжується питаннями для самоконтролю і прикладами розрахунку залізобетонних конструкцій.

Посібник призначений для практичного опрацювання теоретичних знань з навчальних дисциплін при підготовці фахівців у галузі знань «Цивільна безпека» за напрямками підготовки «Пожежна безпека», «Охорона праці», «Цивільний захист».

Рекомендовано до друку Методрадою Черкаського інституту пожежної безпеки імені Героїв Чорнобиля НУЦЗ України (протокол № 3 від 18.11.2019 року)

ЗМІСТ

ВСТУП.....	12
РОЗДІЛ I. ОСНОВИ ТЕОРІЇ ОПІРНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ.....	14
Тема 1.1. Загальні відомості про залізобетон.....	14
1.1.1.Розвиток та застосування залізобетону.....	14
1.1.2.Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо напруженого залізобетону.....	17
Питання для самоконтролю.....	20
Тема 1.2. Матеріали для виготовлення залізобетонних конструкцій..	21
1.2.1. Структура та класифікація бетону. Характеристики міцності бетону. Деформативні властивості бетону. Класи бетону.....	21
1.2.1.1. Структура та класифікація бетону.....	21
1.2.1.2. Фізико-механічні властивості бетону.....	23
1.2.1.3. Характеристики міцності бетону. Класи бетону.....	24
1.2.1.4. Деформативні властивості бетону.....	25
1.2.2. Армування для залізобетонних конструкцій.....	30
1.2.2.1. Призначення армування в залізобетонних конструкціях.....	30
1.2.2.2. Класифікація армування.....	31
1.2.2.3. Характеристики міцності та деформативності армування....	34
1.2.2.4. Арматурні вироби.....	35
Питання для самоконтролю.....	37
Тема 1.3. Спільна робота бетону і армування в залізобетоні.	38
1.3.1. Умови спільної роботи бетону і армування в залізобетоні.....	38
1.3.2. Усадка бетону в залізобетоні.....	40
1.3.3. Повзучість бетону.....	41
1.3.4. Корозія бетону і армування в залізобетоні.....	41
1.3.5. Види залізобетону.....	43
Питання для самоконтролю.....	44
РОЗДІЛ II. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	46
Тема 2.1. Методи розрахунку будівельних конструкцій.....	46
2.1.1. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів при згині залізобетонного елемента.....	46

2.1.2. Розрахунок нормальних перерізів конструкцій за допустимими напруженнями.....	48
2.1.3. Розрахунок нормальних перерізів конструкцій за руйнівним навантаженням.....	49
Питання для самоконтролю.....	51
Тема 2.2. Розрахунок залізобетонних конструкцій за граничними станами.....	51
2.2.1. Коротка характеристика граничних станів	51
2.2.2. Система коефіцієнтів методу граничних станів.....	53
2.2.3. Нормативні та розрахункові навантаження і впливи.....	53
2.2.4. Нормативні та розрахункові опори матеріалів.....	55
2.2.5. Розгорнуті формули граничних станів	57
2.2.6. Типи задач при розрахунках залізобетонних конструкцій за методом граничних станів.....	59
Питання для самоконтролю.....	60
РОЗДІЛ III. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГИНАННЯ.	61
Тема 3.1. Загальні відомості про залізобетонні конструкції, що працюють на згинання. Принципи їх конструювання. Поведінка в умовах пожежі.....	61
3.1.1. Плити.....	62
3.1.1.1. Особливості конструювання	62
3.1.1.2. Особливості поведінки плит в умовах пожежі.....	68
3.1.2. Балки.....	77
3.1.2.1. Особливості конструювання	77
3.1.2.2. Особливості поведінки балок в умовах пожежі.....	84
Питання для самоконтролю.....	86
Тема 3.2. Розрахунок залізобетонних конструкцій, що працюють на згинання за першим граничним станом.....	88
3.2.1. Основні розрахункові рівняння для елементів будь-якого профілю.....	88
3.2.2. Розрахунок нормальних перерізів багатопустотної плити перекриття.....	93

3.2.3. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю.....	97
3.2.3.1. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням.....	97
3.2.3.2. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням.....	99
3.2.1.3. Приклади розрахунків.....	100
3.2.4. Розрахунок нормальних перерізів елементів таврового профілю.....	107
3.2.4.1. Загальні відомості про елементи таврового перерізу.....	107
3.2.4.2. Розрахунок елементів таврового перерізу, коли нейтральна вісь проходить в полиці.....	109
3.2.4.3. Розрахунок елементів таврового перерізу, коли нейтральна вісь перетинає ребро.....	109
3.2.4.4. Визначення положення нейтральної вісі.....	110
3.2.4.5. Приклади розрахунків.....	111
Питання для самоконтролю.....	113
Тема 3.3. Розрахунок похилих перерізів елементів, що працюють на згинання.....	114
3.3.1. Основи опору залізобетонних конструкцій по похилих перерізах.....	114
3.3.2. Розрахунок на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами.....	116
3.3.3. Міцність елементів по поперечній силі.....	118
3.3.4. Умови міцності похилих перерізів на дію згинаючого моменту	120
Питання для самоконтролю.....	121
Тема 3.4. Елементи із жорсткою арматурою, що працюють в умовах згинання.....	121
3.4.1. Конструктивні вимоги.....	121
3.4.2. Загальні положення розрахунку елементів із жорсткою арматурою.....	122
3.4.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю.....	123
3.4.4. Приклад розрахунку.....	126

Питання для самоконтролю.....	127
РОЗДІЛ IV. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ В УМОВАХ СТИСКАННЯ.....	128
Тема 4.1. Загальні відомості про залізобетонні елементи, що працюють в умовах стискання.....	128
4.1.1. Конструкції та елементи конструкцій, що працюють в умовах стискання. Їх конструктивні особливості.....	128
4.1.2. Характер руйнування стиснутих елементів.....	139
4.1.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів стиснутих елементів довільного перерізу.....	140
4.1.4. Повздожній згин та його вплив на роботу стиснутих елементів.....	141
Питання для самоконтролю.....	144
Тема 4.2. Міцність нормальних перерізів стиснутих елементів.....	145
4.2.1. Умова міцності позацентрово стиснутих елементів прямокутного профілю.....	145
4.2.2. Умова міцності позацентрово стиснутих елементів таврового та двотаврового перерізів.....	147
4.2.3. Стиснуті елементи з побічним армуванням.....	148
4.2.4. Розрахунок міцності стиснутих елементів із жорсткою арматурою.....	150
4.2.5. Приклади розрахунків.....	153
Питання для самоконтролю.....	155
Тема 4.3. Поведінка залізобетонних конструкцій, що працюють на стискання в умовах пожежі.....	155
Питання для самоконтролю.....	159
РОЗДІЛ V. ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА РОЗТЯГУВАННЯ.....	160
Тема 5.1. Залізобетонні елементи, що працюють на розтягування.....	160
5.1.1. Загальні відомості про елементи, що працюють в умовах розтягу.....	160

5.1.2. Напружений стан розтягнутих елементів за умови різного значення величини ексцентриситетів прикладання розтягуючого зусилля.....	161
5.1.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів розтягнутих елементів.....	163
5.1.4. Приклади розрахунків.....	166
Тема 5.2. Поведінка розтягнутих елементів в умовах пожежі.....	167
Питання для самоконтролю.....	169
РОЗДІЛ VI. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДРУГИМ ГРАНИЧНИМ СТАНОМ.....	170
Тема 6.1. Розрахунок залізобетонних конструкцій на утворення та розкриття тріщин.....	170
6.1.1. Вимоги щодо тріщиностійкості залізобетонних конструкцій.....	170
6.1.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елементу згинаємих, позацентрово-стиснутих і позацентрово-розтягнутих конструкцій.....	173
6.1.3. Розрахунок залізобетонних елементів на розкриття тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елементу.....	177
6.1.4. Розрахунок на утворення і розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої вісі елементу.....	181
6.1.5. Закриття тріщин.....	182
Питання для самоконтролю.....	184
Тема 6.2. Розрахунок залізобетонних конструкцій за деформаціями.....	184
6.2.1. Загальні відомості.....	184
6.2.2. Визначення прогину і кривизни залізобетонних елементів на ділянках без тріщин в розтягнутій зоні.....	185
6.2.3. Визначення прогину і кривизни залізобетонних елементів (без попереднього напружування) на ділянках з тріщинами в розтягнутій зоні.....	187
Питання для самоконтролю.....	191
РОЗДІЛ VII. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОСОБИ ЇЇ ПІДВИЩЕННЯ.....	192

Тема 7.1. Основні положення розрахунку меж вогнестійкості будівельних конструкцій.....	192
7.1.1. Вогнестійкість, граничні стани з вогнестійкості.....	192
7.1.2. Фактори, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі.....	195
7.1.2.1. Ступінь навантаження конструкції та її елементів.....	195
7.1.2.2. Вид і кількість пожежного навантаження, що визначає температурний режим та теплоту пожежі.....	196
7.1.2.3. Теплове навантаження на конструкцію.....	198
7.1.2.4. Теплофізичні характеристики матеріалів, з яких виконані будівельні конструкції.....	201
7.1.2.5. Фізико-механічні властивості матеріалів, з яких виконані будівельні конструкції.....	202
7.1.2.6. Умови нагрівання та способи з'єднання будівельних конструкцій.....	203
7.1.3. Загальні принципи розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій.....	204
7.1.4. Розрахункові схеми визначення вогнестійкості будівельних конструкцій.....	207
Питання для самоконтролю.....	210
Тема 7.2. Особливості розрахунку меж вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	210
7.2.1. Теплотехнічна частина розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	210
7.2.1.1. Розрахунок температур у суцільних плоских конструкціях.....	213
7.2.1.2. Розрахунок температури арматури в стержньових конструкціях.....	215
7.2.1.3. Розрахунок шарів бетону, прогрітих до заданих температур.....	216
7.2.2. Статична частина розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	218
7.2.2.1. Статично визначені конструкції, що працюють в умовах згинання. Загальне рішення статичної задачі.....	218

7.2.2.2. Плоскі елементи, що працюють в умовах згинання.....	220
7.2.2.3. Плоскі багатопустотні залізобетонні елементи.....	222
7.2.2.4. Стержньові елементи (балки, прогони, ригелі), що працюють в умовах згинання.....	223
7.2.2.5. Статично невизначені конструкції, що працюють в умовах згинання.....	227
7.2.2.6. Стиснуті елементи.....	232
Питання для самоконтролю.....	233
Тема 7.3. Приклади розрахунку вогнестійкості залізобетонних конструкцій.....	235
7.3.1. Розрахунок вогнестійкості багатопустотної плити перекриття.	
7.3.2. Розрахунок вогнестійкості ригеля.....	238
7.3.3. Розрахунок вогнестійкості колони.....	243
Питання для самоконтролю.....	250
РОЗДІЛ VIII. СПІЛЬНА РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇЇ ВПЛИВ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ В ЦІЛОМУ.....	251
Тема 8.1. Вогнестійкість будівель із врахуванням спільної роботи будівельних конструкцій.....	251
8.1.1. Актуальність досліджень вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи будівельних конструкці.....	251
8.1.2. Випробування на вогнестійкість натурних фрагментів будівель.....	256
8.1.3. Основні напрямки оцінювання вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи конструкцій.....	267
Питання для самоконтролю.....	270
Тема 8.2. Особливості поведінки рамних конструкцій в умовах пожежі.....	270
8.2.1. Монолітні рамні конструкції.....	270
8.2.2. Збірні рамні конструкції.....	273
Питання для самоконтролю.....	275
Тема 8.3. Конструктивні рішення по підвищенню вогнестійкості окремих елементів будівель.....	275
Питання для самоконтролю.....	278

РОЗДІЛ ІХ. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ, ЩО ПІДЛЯГАЮТЬ РЕКОНСТРУКЦІЇ.....	280
Тема 9.1. Оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель...	280
9.1.1. Особливості оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель і будівель із надбудовами.....	280
9.1.1.1. Зміна факторів, що впливають на вогнестійкість конструкцій під час експлуатації і реконструкції будівель.....	280
9.1.1.2. Концепція оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель.....	292
9.1.2. Оцінка вогнестійкості експлуатуємих будівель і будівель, що підлягають реконструкції.....	294
9.1.3. Вогнестійкість будівель, що експлуатуються.....	297
9.1.4. Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій реконструюємих будівель із надбудовами.....	298
Питання для самоконтролю.....	300
ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА.....	301
ДОДАТКИ.....	304
НОТАТКИ.....	330

ВСТУП

В нашій країні, на сьогоднішній час будуються будівлі і споруди різного призначення. Інвесторами будівництва являються не тільки державні структури, але і різноманітні фірми, асоціації, а також фізичні гособи.

У зв'язку із цим, проблема забезпечення безпеки будівель і споруд, із врахуванням дії температурних навантажень під час пожежі, є досить актуальною.

Підвищення надійності функціонування будівельного комплексу пов'язано із поліпшенням якості підготовки висококваліфікованих спеціалістів. Одним із напрямків вирішення цієї задачі являється впровадження активних форм навчання, посилення методичного забезпечення навчального процесу.

Методична особливість даного посібника полягає у викладені методів розрахунку залізобетонних конструкцій у взаємозв'язку з їх практичним використанням. Теоретичний матеріал супроводжується із питаннями для самоконтролю і прикладами розрахунку залізобетонних конструкцій.

Особлива увага надана питанням вогнестійкості будівельних конструкцій. Розглянуті теоретичні основи розрахунку фактичних меж вогнестійкості конструкцій, визначення їх граничних станів, особливості поведінки різних конструкцій в умовах пожежі. Описані розрахункові схеми визначення меж вогнестійкості будівельних конструкцій і особливості розрахунку меж вогнестійкості залізобетонних конструкцій. Надані результати досліджень з оцінювання вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи залізобетонних конструкцій в умовах пожежі. Запропоновані конструктивні методи посилення залізобетонних конструкцій. Розглянуті методи оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель і інженерні методи розрахунку на вогнестійкість експлуатуємих конструкцій і реконструюємих будівель.

Методичний посібник має за мету практично опрацювати теоретичні знання з навчальних дисциплін при підготовці фахівців у

галузі знань «Цивільна безпека» за напрямками підготовки «Пожежна безпека», «Охорона праці», «Цивільний захист».

РОЗДІЛ I. ОСНОВИ ТЕОРІЇ ОПІРНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ.

ТЕМА 1.1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗАЛІЗОБЕТОН.

1.1.1. Розвиток та застосування залізобетону.

Залізобетон – основний будівельний матеріал сучасності та має невелику історію застосування (близько 130 років).

Бетон, як будівельний матеріал, використовувався з давніх часів. В давньому Римі для будівництва стін, доріг, водопостачальних систем і інших споруд використовувався бетон, що виготовляли з вулканічного піску, взятого зі схилів Визувія. Китайська стіна також була побудована із використанням бетону. У середні віки тайни давніх будівельників були забуті.

У 1797 році із глини та вапна отримали романцемент (римський цемент). А вже у 1824 році був запатентований винахід портландцементу.

Винахід цементу з позитивними властивостями (несуча здатність, довговічність, висока вогнестійкість, корисні технологічні властивості) привів до широкого використання бетону в будівництві. Проте він не міг конкурувати з металом, який здатний сприймати великі зусилля на стиск і розтяг. Виникла ідея об'єднати бетон і сталь в єдиний матеріал – залізобетон – для спільної роботи.

1850 р. французький інженер Ламбо побудував човен з металевої сітки, покритої цементним розчином; в Америці проведено перші дослідження бетонних брусків;

1867 р. французький садівник Моньє запатентував виготовлення з/б квіткових кадок і з/б плит.

Не розуміння суті роботи з/б привело до розміщення арматури посередині висоти поперечного перерізу в згинальних елементах.

1880 р.- німецькими будівельними фірмами придбані патенти і проведені випробування бетонних і з/б плит, в результаті чого встановлено що армовані плити витримують в 5 разів більше навантаження, ніж бетонні.

Кінець 19 сторіччя - на основі дослідів і теоретичних робіт сформувався метод розрахунку з/б колон за допустимими напруженнями.

1901 р. в Україні вперше застосовано бетонні палі в якості фундаментів Миколаївського костюлу в м. Києві.

1904 р. унікальна інженерна споруда маяк в м. Миколаїв із монолітного з/б (3 варіанта: з/б, цегла, метал).

30 рр. перехід до просторових конструкцій (циліндричні оболонки, шатри)

1927 р. створено інститут споруд і НДІ бетону і з/б. Явними стають недоліки методу розрахунку конструкцій за допустимими напруженнями і за результатами конференції Лолейт викладає метод розрахунків за руйнівними силами.

Повоєнний період характеризується збільшенням об'ємів робіт зі збірного з/б.

1940р. створення теорії тріщиностійкості і жорсткості з/б і єдиного метода розрахунку ЗБК за граничними станами.

1955 р. покладено цей метод в основу СНиП «Бетонне и железобетонные конструкции».

Науковці України:

- теорія складних деформацій (Вахненко - Полтава);
- повзучості бетону Барашиков (Київ);
- попередньо напруженого з/б Голишев, Кривошеєв (Київ);
- неметалева арматура Шагін (Харків);

Наш час характеризується збільшенням об'ємів будівництва із монолітного залізобетону.

Галузі використання залізобетону.

1. Для спорудження одно- і багатоповерхових виробничих будівель із збірного залізобетону, виготовляють плити покриття та перекриттів, стінові панелі, балки, ферми, колони, підкранові балки, фундаменти. Зовнішні стіни великопанельних будівель монтують з керамзитобетонних панелей, а решту елементів – з важкого бетону.

2. Видовищні будівлі – театри, кінотеатри.

3. Спортивні споруди – палаци спорту, криті стадіони, плавальні, басейни.

4. Залізобетонні попередньо напружені конструкції використовують для арочних, фермових, балкових мостів на залізничних та автомобільних магістралях.

5.3 монолітного та збірно-монолітного залізобетону будують спеціальні інженерні споруди – бункери, резервуари для зберігання нафтопродуктів, телевізійні башти, лінії електромереж, атомні реактори.

6. Просторові – об'ємні елементи ліфтових шахт, кільця криниць, блок – кімнати санітарних кабін.

7. Будівництво гідротехнічних споруд – гребель, шлюзів, набережних, будівель ГЕС.

8. Транспортне будівництво – попередньо напружені шпали, естакади.

9. Злітні та посадочні смуги будують з монолітного попередньо напруженого залізобетону.

10. Для видобування нафти й газу споруджують плавучі або такі, що опускаються на дно, платформи з монолітного залізобетону $V = 300 \dots 600$ тис. м³.

11. Використовують для будівництва плавучих доків, понтонів, причальних споруд.

12. Зростання міст зумовило розвиток підземного будівництва – транспортні та пішохідні тунелі, підземні гаражі, станцій метро, колектори.

Приклади:

- телевізійні вежі в Москві (537м) і Торонто (555м);
- тунель під проливом Ла-Манш між Францією і Великобританією;
- два хмарочоси нафтової компанії «Петронас» в Малайзії, 582м;
- платформа «Трол» Норвегія, для добичі нафти, висота 472м, встановлена на глибині 300м, розрахована на вплив ураганного шторму з висотою волни 31,5м, на її

виготовлення пішло 250 тис.м³ бетону класу В80 і 100 тис.т звичайної і 11 тис.т напруженої арматури;

- в Сіетлі (США), побудовано монолітний купол проліт 220м. Залізобетонні конструкції постійно удосконалюються, полегшуються, знижується їх собівартість. Це відбувається за рахунок:

- збільшення міцності бетону до 60-200Мпа, використання легких конструктивних бетонів;
- збільшення міцності арматури і використання попереднього напруження;
- використання ефективних конструкцій - оболонок.
- покращення технології виготовлення з/б.

1.1.2. Суть роботи бетону, залізобетону та попередньо напруженого залізобетону.

Бетон – штучний будівельний матеріал, який добре протистоїть стисканню і погано – розтягу.

Залізобетон – штучний будівельний матеріал, що складається з бетону та сталеві арматури, які працюють разом.

Розглянемо роботу бетонної балки на згин.

Випадок 1.

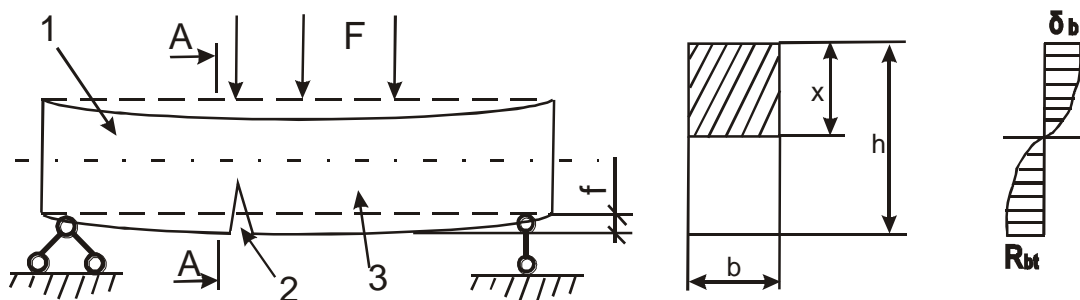


Рисунок 1.1.1. Характер роботи бетонної балки:

- 1 – стиснута зона; 2– тріщина, що спричиняє руйнуванню балки;
- 3 – розтягнута зона.

Під дією навантаження у початковий період напруження і деформації пов'язані лінійною залежністю за законом Гука. З

подальшим збільшенням навантаження в розтягнутій зоні виникають не пружні деформації. В момент виникнення граничних опорів бетону на розтяг R_{bt} і граничних деформацій ϵ_{bt} в бетоні утворюється перша тріщина, яка спричиняє крихке руйнування балки.

Дослідження показали, що міцність бетону на розтяг в 10 ...15 разів нижча, ніж на стиск. Наприклад – для класу В15 міцність на розтяг складає $R_{bt} = 1.15$ МПа, а на стиск $R_b = 11$ МПа.

Отже, міцність стиснутої зони залишається невикористаною у зв'язку з незначною міцністю розтягнутої зони і, як наслідок, невелика несуча здатність бетонної балки.

Випадок 2. Якщо в розтягнуту зону помістити сталеві стержні, то характер роботи вже залізобетонної балки буде інший.

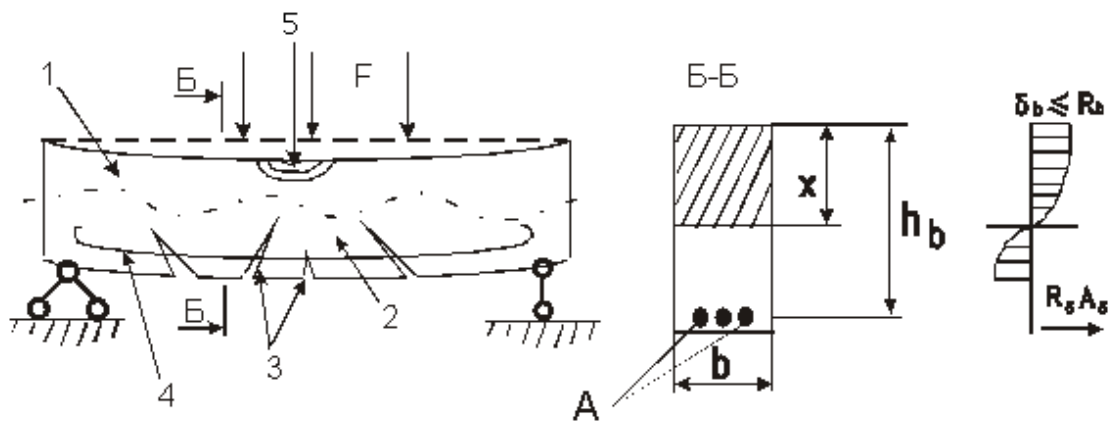


Рисунок 1.1.2. Характер роботи залізобетонної балки:

1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона; 3 – тріщин в розтягнутому бетоні; 4 – зона текучості арматури; 5 – зона роздроблення бетону.

У початковий момент бетон і арматура працюють разом. Із збільшенням навантаження, коли в бетоні розтягнутої зони напруження і деформації досягають граничних значень, виникають перші тріщини. Навантаження в цей момент становить 15 ...25% від руйнівного. Бетон в розтягнутій зоні виключається з роботи, і всі розтягуючі зусилля сприймає арматура. Подальше збільшення навантаження спричиняє збільшення ширини розкриття тріщин, розвиток їх по висоті, утворення нових. Руйнування настає тоді, коли напруження в арматурній сталі досягають межі текучості. Руйнування

балки буде пластичним, з великими прогинами, і закінчиться роздробленням бетону стиснутої зони.

Випадок 3.

Звичайні залізобетонні конструкції мають істотні недоліки – тріщини в розтягнутій зоні, що не завжди припустиме для їх нормальної експлуатації. Тому застосовують попередньо напружені конструкції, під час виготовлення яких створюється обтискування бетону розтягнутої зони.

Цього досягають напруженням арматури. Обтискування бетону дає можливість не допускати утворення тріщин під час експлуатації або обмежити їх розкриття.

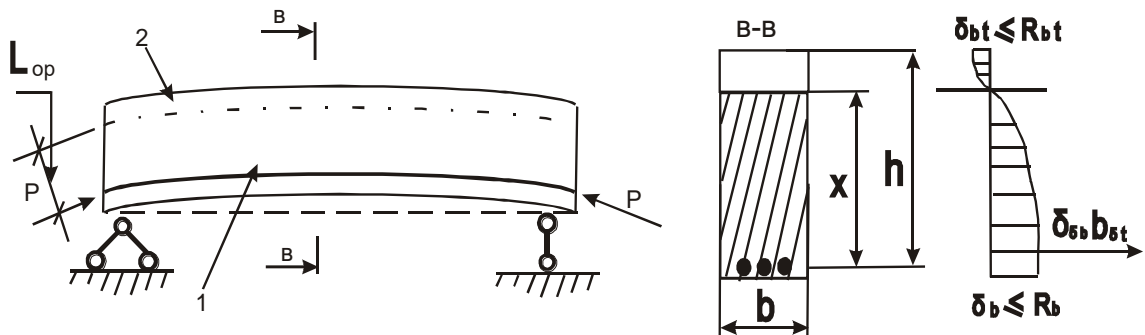


Рисунок 1.1.3. Характер роботи попередньо напруженої залізобетонної балки: 1 – стиснута зона; 2 – розтягнута зона.

Стиснуті елементи.

У стиснутих конструкціях основну частину навантаження сприймає бетон, оскільки він добре чинить опір стисканню. Арматура сприймає частину стискаючих зусиль, що дає можливість зменшити розміри поперечного перерізу елемента. Армування стиснутого бетону підвищує надійність залізобетонних конструкцій. Проте замінити бетон дорожчим матеріалом – сталлюю арматурою – економічно не вигідно і арматуру ставлять у кількості 3% від площі перерізу бетону.

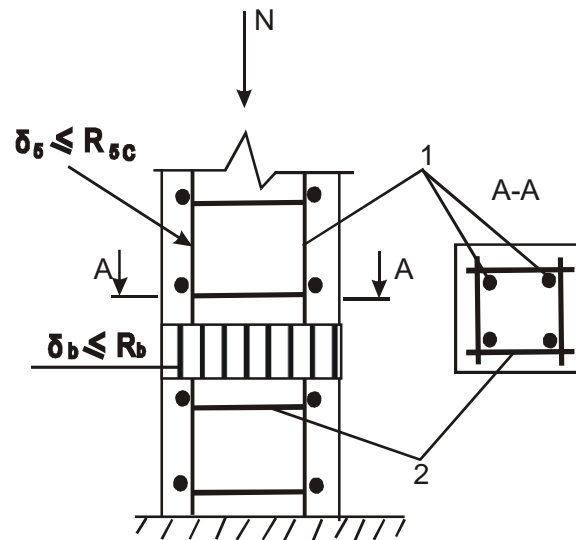


Рисунок 1.1.4. Характер роботи стиснутої колони:

1 – повздовжня арматура; 2 – поперечна арматура.

Бетон надійно захищає сталеву арматуру від корозії, утворюючи на її поверхні плівку з цементного каменю і береже її від вогню у разі пожежі. Арматура компенсує недоліки бетону.

Питання для самоконтролю.

1. Чим відрізняється характер руйнування бетонної балки від залізобетонної ?
2. Сутність бетону, залізобетону і попередньо напруженого залізобетону?
3. Чому високоміцну арматуру неможливо використовувати у залізобетонних конструкціях без попереднього напруження?
4. Які основні етапи розвитку залізобетону?
5. Шляхи удосконалення залізобетонних констркцій?
6. Переваги попередньо напружених залізобетонних елементів порівняно із елементами без попееднього напруження?
7. Стиснуті залізобетонні елементи. Призначення арматури?
8. Які напруження сприймає арматура в залізобетоні і які бетон?

ТЕМА 1.2. МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ВИГОТОВЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

1.2.1. Структура та класифікація бетону. Характеристики міцності бетону. Деформативні властивості бетону. Класи бетону.

1.2.1.1. Структура та класифікація бетону.

Бетон – штучний кам'яний будівельний матеріал, який отримують в результаті твердіння раціонально підібраної, змішаної і ущільненої суміші із:

- в'язучої речовини (портландцемент М);
- крупного заповнювача (гранітний щебінь, гравій, керамзит);
- дрібного заповнювача (пісок);
- води.

Цю суміш до початку твердіння називають бетонною сумішшю.

Найактивнішою складовою бетону є цементний камінь, в процесі твердіння якого гелюва складова (мінеральний клей) перетворюється на кристалічний зросток, який надійно з'єднує крупний і дрібний заповнювачі в єдиний моноліт.

Класифікація бетонів.

Бетон для залізобетонних конструкцій має відповідати заданим наперед фізико-механічним властивостям.

Фізико-механічні властивості залежать від складових матеріалів, способу виготовлення і визначаються структурою бетону.

1) За структурою бетони бувають :

- щільні;
- крупно пористі;
- поризовані (спеціальні домішки);
- ніздрюваті (штучно створені пори).

Чим вища щільність бетону, тим більша його міцність. Чим вища марка цементу до потрібної міцності бетону, тим менша його потреба.

Міцність бетону залежить від складу бетону, якості та кількості цементу та заповнювачів, водо цементного відношення, віку бетону, умов приготування, і умов твердіння.

2) За середньою щільністю розрізняють бетони:

- особливо важкі (ρ більше 2500 кг/м^3);
- важкі ($\rho = 1800 \dots 2500 \text{ кг/м}^3$);
- легкі ($\rho = 500 \dots 1800 \text{ кг/м}^3$);
- особливо легкі або теплоізоляційні (ρ до 500 кг/м^3).

Відповідно середній щільності встановлюється **марка бетону за середньою щільністю D (D800-D2000)**, яка гарантує власну вагу бетону у кг/м^3 . Вона встановлюється для конструкцій, до яких висуваються теплоізоляційні вимоги.

В наш час важкий бетон являється основним видом бетону, що застосовується у будівництві для виготовлення виробів і конструкцій для усіх видів будівництва.

3) За видом в'язучої речовини розрізняють наступні види бетонів:

- цементні ;
- силікатні автоклавного твердіння (вапняково-піщані, вапняково-шлакові);
- гіпсові (гіпсово-цементні);
- асфальтобетони (бітумні в'язучі);
- полімер цементні та полімер бетони (на синтетичних смолах);
- на спеціальних в'язучих (сульфатостійкий, солестійкий, пуцолановий, швидкотверднучий, розширюючийся, самонапружуючийся.

4) За видом заповнювача:

- на щільних природних заповнювачах (гравій, щебінь);
- на пористих природних заповнювачах (перліт, пемза, ракушечник);
- на штучних заповнювачах (керамзит);
- на спеціальних заповнювачах, що відповідають вимогам біозахисту, жаростійкості, хімічної стійкості та ін.).

5) За зерновим складом:

- крупнозернисті;
- із крупним та дрібним заповнювачем;
- дрібнозернисті (тільки із дрібним заповнювачем).

6) За способом твердіння:

- природного твердіння;
- тепловологісна обробка при атмосферному тиску;
- автоклавна обробка при підвищеному тиску;
- із додаванням хімічних домішок (для прискорення процесу твердіння (від 2 годин)).

7) За призначенням:

- конструкційні (для бетонних та залізобетонних несучих конструкцій);
- гідротехнічні (для зведення гребель, шлюзів, каналів);
- шляхові (для шляхів та аеродромних покриттів);
- спеціальні (хімічно стійкі, жаростійкі, радіовійно захисні, декоративні, полімер бетони і т. і.).

1.2.1.2. Фізико-механічні властивості бетону.

До фізичних властивостей бетону відносяться: міцність, вогнестійкість, жаростійкість, довговічність, корозійна стійкість, морозостійкість, водонепроникність

1. Міцність – властивість матеріалу опиратися дії зовнішніх сил не руйнуючись.
2. Вогнестійкість – властивість матеріалу зберігати міцність при пожежі (1000 – 1200⁰С).
3. Жаростійкість – здатність бетону зберігати міцність при довготривалій дії високих температур (вище 200⁰С).
4. Довговічність (зберігає міцність до 1000 років).
5. Опір проникненню радіації.
6. Корозійна стійкість – властивість матеріалу не вступати в хімічну реакцію з оточуючим середовищем.

7. Морозостійкість (F25-F500) – властивість матеріалу у зволоженому стані опиратися руйнуючому впливу перемінного заморожування та відтавання. Впливає В/Ц відношення.
8. Водонепроникність (W2-W12) – властивість матеріалу не пропускати воду (резервуари, трубопроводи під тиском, гідроспороди і ін.). Залежно від робочого тиску рідини встановлюється марка за водо непроникненістю. Число вказує на тиск води, при якому ще не спостерігається її просочування через випробувальний зразок.

1.2.1.3. Характеристики міцності бетону. Класи бетону.

Під міцністю бетону розуміють його здатність опиратись дії зовнішніх сил, не руйнуючись.

Міцність бетону залежить від багатьох факторів: структури, марки і виду цементу, водо цементного співвідношення, виду і міцності крупних і дрібних заповнювачів, виду напруженого стану, форми і розміру зразка, довготривалості завантаження.

Бетон має різну міцність при різних силових впливах: стисканні, розтягу, згині, зрізі. Відповідно цим впливам розрізняють декілько характеристик міцності бетону:

- кубову (R) і призмову (R_b) міцність;
- міцність при розтягу (R_{bt});
- міцність при зрізі і сколюванні ($R_{sh}=2R_{bt}$);
- міцність бетону при довготривалій дії навантаження ($R_{bl}=0,9R_b$);
- міцність бетону при багато повторних (пульсуючих) навантаженнях ($R_r=0,5R_b$).

За еталон міцності бетону при стисканні прийнято кубову міцність R , яку визначають стисканням на пресі до руйнування бетонних кубів розміром 150x150x150мм. За результатами цих випробувань визначають **клас бетону**.

Для проектування залізобетонних конструкцій використовують **призмову міцність** бетону на **стиск** R_b ($R_b=0,75R$), та міцність бетону на **розтяг** R_{bt} .

Класом В міцності бетону на стискання називається 95%-ва гарантована міцність бетону (МПа) під час випробувань еталонних зразків, виготовлених з бетону робочого складу і випробуваних у віці 28 діб, згідно з вимогами стандартів.

Нормами встановлені наступні класи бетону по міцності на осьове стискання: В3.5, В5, В7.5, В10, В12.5, В20, В25, В30, В35, В40, В45, В50, В55, В60...В80. Для будівельних конструкцій використовують бетони не нижче класу В7.5.

Міцність бетону на розтяг R_{bt} , залежить від міцності цементного каменя і зчеплення його з заповнювачами. Міцність бетону на розтяг визначають випробуваннями бетонних балочок на згинання: $V_t0.8$, $V_t1.2$, $V_t1,6$... $V_t3.2$. Взагалі $R_{bt}=0,1R_b...0,05R_b$.

1.2.1.4. Деформативні властивості бетону.

Види деформацій бетону.

Деформативні властивості бетону враховують при проектуванні ЗБК, тому що вони дуже впливають на якість і довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій.

Умовно, деформації бетону поділяють на:

- власні деформації бетонної суміші (первісна усадка) і затверділого бетону (усадка і розширення), що виникають під дією фізико-хімічних процесів в бетоні;
- деформації від дії зовнішніх навантажень;
- температурні деформації бетону.

Власні деформації бетону.

Після укладання бетонної суміші, відбувається осадження твердих важких частинок із витісненням більш легких у верхні шари. При цьому на поверхні суміші з'являється вода і відбувається зміна об'єму бетону. При великому об'ємі виробу усадку можна

спостерігати неозброєним оком, тому що деформації бетону значні і перевищують усадку бетону в декілька разів.

Деформації усадки розвиваються у перший момент після укладання і ущільнення бетонної суміші, і поступово затухають через 30...90 хвилин.

Первісна усадка зменшується при зниженні водоцементного W/C співвідношення і зменшенні витрати цементу, при використанні водовідволікаючих домішок, що гарно утримують вологу; при високому вмісті крупного заповнювача, що забезпечує утворення жорсткого каркасу в бетонній суміші. На величину усадки також впливає форма виробу і технологічні фактори.

Усадка бетону відбувається завдяки фізико-хімічним процесам, що відбуваються у бетоні при твердненні і зміні його вологості.

Швидке висихання бетону сприяє значної первісної усадці і може спричинити з'явлення усадочних тріщин.

Деформації від зовнішніх навантажень.

- ***За умови однократного короткочасного навантаження.***

Повна деформація складається із пружної і пластичної частин. Доля пластичної деформації зростає із збільшенням довго тривалості дії навантаження, зниженням міцності бетону, збільшенням W/C, при менш міцних заповнювачах.

Деформативні властивості бетону при завантаженні характеризуються модулем деформації. Чим вище модуль деформації, тим менш бетон деформується.

При розрахунках ЗБК використовують початковий модуль пружності E_b . Встановлюють його при $\sigma_b = 0,3R_b$.

Залежність модуля пружності від класу бетону виражається формулою

$$E_b = 0,6 \gamma \sqrt{B},$$

де B – клас бетону, МПа

γ – вага бетону, кг/м³.

Граничні деформації при стисканні змінюються в межах

$$\varepsilon_{bu} = 0,0015 \dots 0,0030,$$

при збільшенні міцності деформації зменшуються. Збільшити граничні деформації при стисканні можна завдяки використанню більш деформативних заповнювачів.

Граничні деформації при розтягу

$$\varepsilon_{btu} = 0,0001 \dots 0,00015,$$

тобто у 10...20 разів менше, ніж при стисканні. Але вони збільшуються при введенні до складу бетону пластифікуючі домішок, використанні белітових цементів, зменшенні крупного заповнювача.

- ***За умови довготривалої дії навантаження.***

При завантаженні бетонної призми довготривалим навантаженням, не пружні деформації бетону, з часом, збільшуються. Спостерігається явище повзучості.

*Властивість бетону збільшувати не пружні деформації при довготривалої дії навантаження, називають **повзучістю бетону**.*

З часом, при неможливості подальшого деформування бетону, напруження в ньому починають зменшуватись.

*Властивість бетону зменшувати, із часом, напруження при постійній початковій деформації, називається **релаксацією напружень**.*

Деформації повзучості розвиваються в початковий період навантаження, а потім затухають. Повзучість залежить ще від більшої кількості факторів, ніж усадка.

На розвиток повзучості дуже впливає вік бетону. Чим він старіше, тим менші деформації повзучості спостерігаються. Так само впливає і розмір конструкції. Деформації повзучості тим менші, чим більша конструкція.

Впливають на деформації повзучості також вид цементу, склад бетону, вид заповнювача, вологість бетону і середовища, в якому він працює. Зменшує повзучість використання високо марочних цементів, більш міцного і крупного заповнювачів. Це підтверджує той факт, що в процесі повзучості в бетоні відбувається перерозподіл навантажень з цементного каменю на крупний заповнювач.

При напруженнях до $0,3R_b$, повзучість оцінюється мірою повзучості C_b .

Іноді повзучість визначають характеристикою повзучості φ_t , яка дорівнює відношенню деформації повзучості до пружної деформації:

$$\varphi_t = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_{el}$$

Залежність між мірою і характеристикою повзучості має такий вигляд:

$$C_b = \varphi_t / E_b,$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону.

- **За умови дії повторних навантажень.**

Деформація бетону при повторних навантаженнях і розвантаженнях залежать від величини стискаючих напружень. Якщо величина повторних напружень не перевищує 40% від R_b , то кількість циклів такого завантаження може бути необмеженим.

Якщо напруження від повторного завантаження досягають або перевищують 50% міцності бетону, то спостерігаються остаточні деформації.

Навантаження, при якому кількість циклів потрібних для руйнування, досягає 2 млн., називається **межею витривалості** бетону. Він складає приблизно 50% від призмової міцності бетону $R_f = 0,5R_b$.

Температурні деформації бетону.

Бетон, як і інші матеріали, розширюється при нагріванні і стискається при охолодженні. Коефіцієнт лінійної температурної деформації приймається

$\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{C}^{-1}$. Але він залежить від складу бетону і властивостей заповнювачів і в'язучої речовини. Бетон на гранітному заповнювачі має $\alpha_{bt} = 9,8 \cdot 10^{-6}$, а на керамзиті $7,4 \cdot 10^{-6}$.

Зміна температури в межах $0 \dots 50^\circ\text{C}$ має незначний вплив на к-т α_{bt} бетону.

Температурні деформації викликають вимушені переміщення бетонних і з/б конструкцій. Стиснені температурні деформації, накопичуючись по мірі збільшення розмірів конструкцій, можуть

викликати недопустимі напруження в них, що, в свою чергу, сприяє руйнуванню конструкції. Щоб уникнути такого стану, довгі залізобетонні конструкції поділяють на частини. При проектуванні будівель і споруд із ЗБК, норми обмежують розміри деформаційного блоку.

В загальному випадку, відстань між температурно-усадочними швами, визначають розрахунком блоків на температурні впливи.

Бетон відноситься до категорії вогнестійких матеріалів. Завдяки невисокому к-ту теплопровідності, короткочасний вплив вогню не знижує міцність конструкції. За умовами довготривалої дії високої температури, в цементному камені, починають відбуватися процеси дегідратації кристалогідратів. Але, найбільш негативний вплив на бетон мають температурні удари, при гасінні пожежі водою. В цьому випадку проявляється відмінність коефіцієнтів лінійної температурної деформації компонентів бетону. Звичайний бетон придатний до експлуатації при систематичному нагріванні до 250⁰С. При більш високій температурі, руйнуються зв'язки між різними складовими бетону, і він руйнується.

Висновки:

Бетон – штучний кам'яний будівельний матеріал, який отримують в результаті твердіння раціонально підібраної, змішаної і ущільненої бетонної суміші.

Бетон для залізобетонних конструкцій має відповідати заданим наперед фізико-механічним властивостям.

Фізико-механічні властивості бетону залежать від складових матеріалів, способу виготовлення і визначаються структурою бетону. Міцність бетону залежить від складу бетону, якості та кількості цементу та заповнювачів, водо цементного відношення, віку бетону, умов приготування та умов твердіння .

Легкі і особливо легкі бетони дозволяють знизити масу конструкції (до 25%) і покращити звукоізоляційні, теплозахисні властивості, підвищити вогнестійкість. При будівництві атомних реакторів для біологічного захисту від опромінення застосовують

спеціальні особливо важкі бетони. Для несучих будівельних конструкцій в основному використовують важкі бетони.

1.2.2. Арматура для залізобетонних конструкцій.

1.2.2.1. Призначення арматури в залізобетонних конструкціях.

Арматура використовується для армування розтягнутої або стиснутої зони перерізів елементів для збільшення міцності елементів. Основне призначення арматури – сприймати розтягуючі зусилля (при згині, позацентровому стисканні, центральному та позацентровому розтягу), а також усадочні і температурні напруження в конструкціях.

Арматуру використовують у вигляді окремих гнучких стержнів і дроту, або різноманітних арматурних виробів із них (зварні рулонні або пласкі сітки, зварні пласкі і просторові каркаси, канати і пучки, закладні деталі, строповочні пристрої), а також у вигляді жорсткої арматури – сталевих прокатних кутників, швелерів, двотаврів.

Основне призначення арматури в залізобетонних конструкціях - сприймати розтягуючі зусилля. Проте арматуру встановлюють і в стиснутій зоні бетону для підвищення міцності і надійності конструкцій. У будівництві застосовують різні види арматури і різні способи армування залізобетонних конструкцій.

За функціональним призначенням арматуру поділяють на **робочу, конструктивну (розподільну) і монтажну.**

Під **робочою** розуміють арматуру, площу перерізу якої A_s визначають розрахунком. Робоча арматура розташовується в повздовжньому або поперечному напрямках конструкцій, залежно від напрямку діючих зусиль. Вміст робочої арматури в ЗБК визначається коефіцієнтом армування $\mu = A_s/A_b$, або відсотком армування $\mu\% = 100A_s/A_b$, де A_s і A_b – площі поперечного перерізу арматури і бетону відповідно. Робоча арматура може бути напружена і без попереднього напруження.

Конструктивна арматура встановлюється без розрахунку. Вона *призначена для більш рівномірного розподілу зусиль між арматурними стержнями* і називається розподільчою.

Монтажна арматура забезпечує проектне положення робочої арматури при бетонуванні виробів, дає можливість створювати з робочих та конструктивних стержнів плоский або об'ємний арматурний каркас, створює безперервне армування конструкції, сприймає зусилля, які не враховані розрахунком, наприклад усадочні і температурні напруження; розподіляє зосереджені або ударні навантаження на ненавантажені зони конструкції.

Робоча і конструктивна арматура можуть одночасно виконувати функції і монтажної.

1.2.2.2. Класифікація арматури.

Арматура для залізобетонних конструкцій класифікується за :

- хімічним складом;
- умовами виготовлення;
- постачанням;
- профілем поперечного перерізу;
- використанням;
- зварювальністю.

Хімічний склад

Залежно від вмісту вуглецю, сталь поділяється на три групи:

- низьковуглицеву, із вмістом вуглецю 0,09-0,2%;
- середньовуглицеву із вмістом вуглецю 0,25-0,6% - в арматурі ;
- високовуглицеву, із вмістом вуглецю більш за 0,6%, але не більше за 1-2%

Вміст вуглецю в значній мірі визначає фізико-механічні властивості сталей. Із збільшенням вмісту вуглецю підвищується міцність сталей, знижуються їх деформативні властивості, погіршується або стає неможливою зварювальність. Тому, для покращення властивостей сталі, або для надання сталі особливих властивостей, використовують її легування, завдяки введенню до її складу легуючих домішок.

В арматурних сталях вміщається до 5% легуючих домішок (низьколеговані).

За хімічним складом арматурні сталі бувають низьковуглицеві, середньовуглицеві і низьколеговані.

Хімічний склад відображає марка сталі. Для позначення легуючих домішок використовують літери: Г – марганець, С – кремній, Х – хром, Т – титан, Ц – цирконій, Ю – алюміній, Р – бор, А – азот... Наприклад, арматура із сталі марки 20ХГ2Т вміщає в собі 0,2% вуглецю, хрому до 1%, марганцю до 2%, титану до 1%. Такий хімічний склад вказує на те, що арматура виготовлена із низьковуглицевої низьколегованої сталі.

Спосіб виготовлення

За способом виготовлення арматура може бути гарячекатаною стержньовою і холодно тягнутою дротяною.

Гарячекатана це сталевна арматура у вигляді окремих стержнів круглого перерізу, яку отримують прокатом у гарячому стані. Клас такої арматури позначається літерою А і цифрами: А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI... Чим більша цифра, тим вища міцність. Клас арматури, який після прокату підлягав термічному або термомеханічному зміцненню, позначається додатково літерою т. Якщо така арматура має підвищену стійкість до корозійного руйнування додається індекс К (Ат-IVК), гарно зварюється і стійка до корозії – Ат-VСК.

Згідно ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій», арматурний прокат виготовляють класів : А240С – з гладким профілем, А400С, А500С, А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК і А1000 – з періодичним профілем. Цифра означає межу текучості Н/мм².

Залежно від службових властивостей прокат поділяють на :

- зварюваний (індекс С);
- не зварюваний (без індексу С);
- тривкий до корозійного розтріскування під напругою (індекс К);

- нетривкий до корозійного розтріскування під напругою (без індексу К);
- зварюваний і тривкий до корозійного розтріскування (індекс СК).

Приклад умовного позначення арматурного прокату діаметром 10мм класу А400С зварюваного: **10А400С ДСТУ 3760:2006.**

Холодно тягнута дротяна арматура виготовляється із низьковуглицевої або середньовуглицевої сталі волочінням у холодному стані на волочильних станах. Клас такої арматури позначається Вр-I, Вр-II.

Профіль поперечного перерізу

За видом поверхні — гладка або періодичного профілю. Ребра, рифи або вм'ятини на поверхні арматури поліпшують зчеплення її з бетоном.

Арматура класів А-I і В-II мають гладку поверхню. Арматура інших класів має періодичний профіль різної конфігурації.

Постачання.

Постачають арматурні сталі в пачках або в бухтах. Прутки арматурної сталі постачають у пакетах шестигранної форми, вагою до 15т, що обмотані дротом.

Умови використання.

За умовами використання арматуру поділяють на ненапружену і напружену для попередньо напружених конструкцій. Для конструкцій із робочою арматурою без попереднього напруження використовують арматуру класів А-III, Ат-IVС, Вр-I - в зварних каркасах і сітках, А-IV, А-V, А-VI - у в'язаних каркасах. Арматура класів А-I і А-II використовується в основному в якості поперечної і монтажної.

В якості напруженої використовують, в основному, арматуру підвищеної міцності і високоміцну класів А-IV і вище, Ат-IV і вище, В-II, Вр-II, К-7, К-19 (канати).

Зварювальність.

За зварювальністю арматуру поділяють на зварювальну любым способом і не зварювальну ніяким способом.

Зварювальність – це здатність арматурних стержнів утворювати надійні, міцні з'єднання за допомогою будь - якого методу зварювання: контактне зварювання, ручне дугове, контактне крапкове, ванне.

Стерженьова арматура без термічного зміцнення зварюється любым способом. Термічно зміцнену (Ат-V...Ат-VII) і високоміцну (В-II, Вр-II, К-7, К-19) зварювати заборонено із-за її «відпуску» при зварюванні.

Зварювальність визначається за допомогою вуглецевого еквіваленту

$$C_e = C + Mn/6 + (Cr + V + Mo)/5 + (Cu + Ni)/15$$

Для класу	A400C	$0,25\% < C_e < 0,52\%$
	A500C	$0,3\% < C_e < 0,52\%$
	A600C	$0,4\% < C_e < 0,65\%$
	A800CK	$C_e < 0,65\%$

1.2.2.3. Характеристики міцності та деформативності арматури.

Характеристики міцності арматурних сталей:

- фізична межа текучості σ_y ;
- умовна межа текучості $\sigma_{0,2}$;
- тимчасовий опір розриву σ_u .

Ці характеристики встановлюють за діаграмою « σ - ϵ », що отримують при випробуванні зразків на розтяг. Вони залежать від хімічного складу сталі і технології її виготовлення.

Деформативні властивості арматурних сталей всіх класів характеризуються модулем пружності.

Міцнісні і деформативні властивості арматурних сталей усіх класів надаються в табл.5 ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій».

Деформативні властивості арматурних сталей характеризують рівномірне відносне видовження при розриві, кут вигину у холодному стані (без крихкого руйнування), кількість перегинів (для дроту) також у холодному стані, повзучість сталі.

1.2.2.4. Арматурні вироби

Залізобетонні конструкції армують зварними каркасами (пласкими або просторовими), зварними рулонними або пласкими сітками, в'язаною арматурою з окремих стержнів, жорсткою арматурою з прокатних профілів, дротяною, канатною або пучковою напруженою арматурою (рис. 1.2.1 – 1.2.3.).

Робоча арматура в зварних сітках може бути розташована в повздовжньому, поперечному або в обох напрямках.

Найбільш індустріальним способом є армування залізобетонних конструкцій зварними каркасами та сітками.

Сітки виготовляють відповідно із державними стандартами переважно із холодно тягнутого дроту класу Вр-І, і із гарячекатаної арматури класу А-Ш.

Для армування армоцементних конструкцій випускають тканні сітки із дроту, діаметром 0,5...1мм.

Напружену арматуру для попередньо-напружених конструкцій забезпечують різноманітними анкерними пристроями, що залежать від класу арматури, довжини конструкції, способу попереднього напруження.

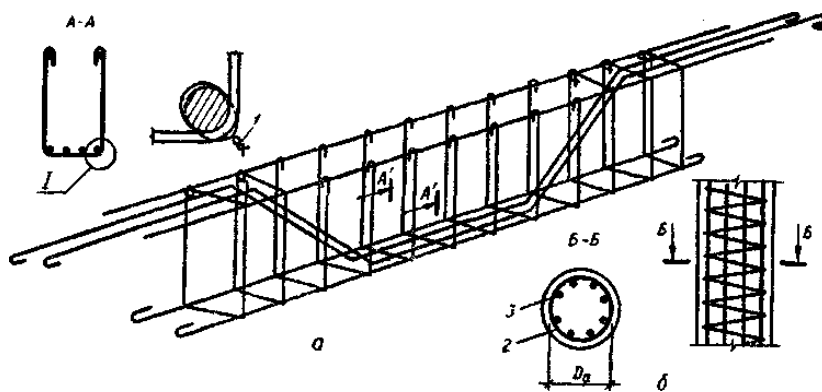


Рис. 1.2.1. Армуння конструкцій окремими стержнями:

a — в'язаний арматурний каркас; *б* — колона із спіральною арматурою; 1— в'язальний дріт; 2 — спіральна арматура; 3 — повздовжня арматура.

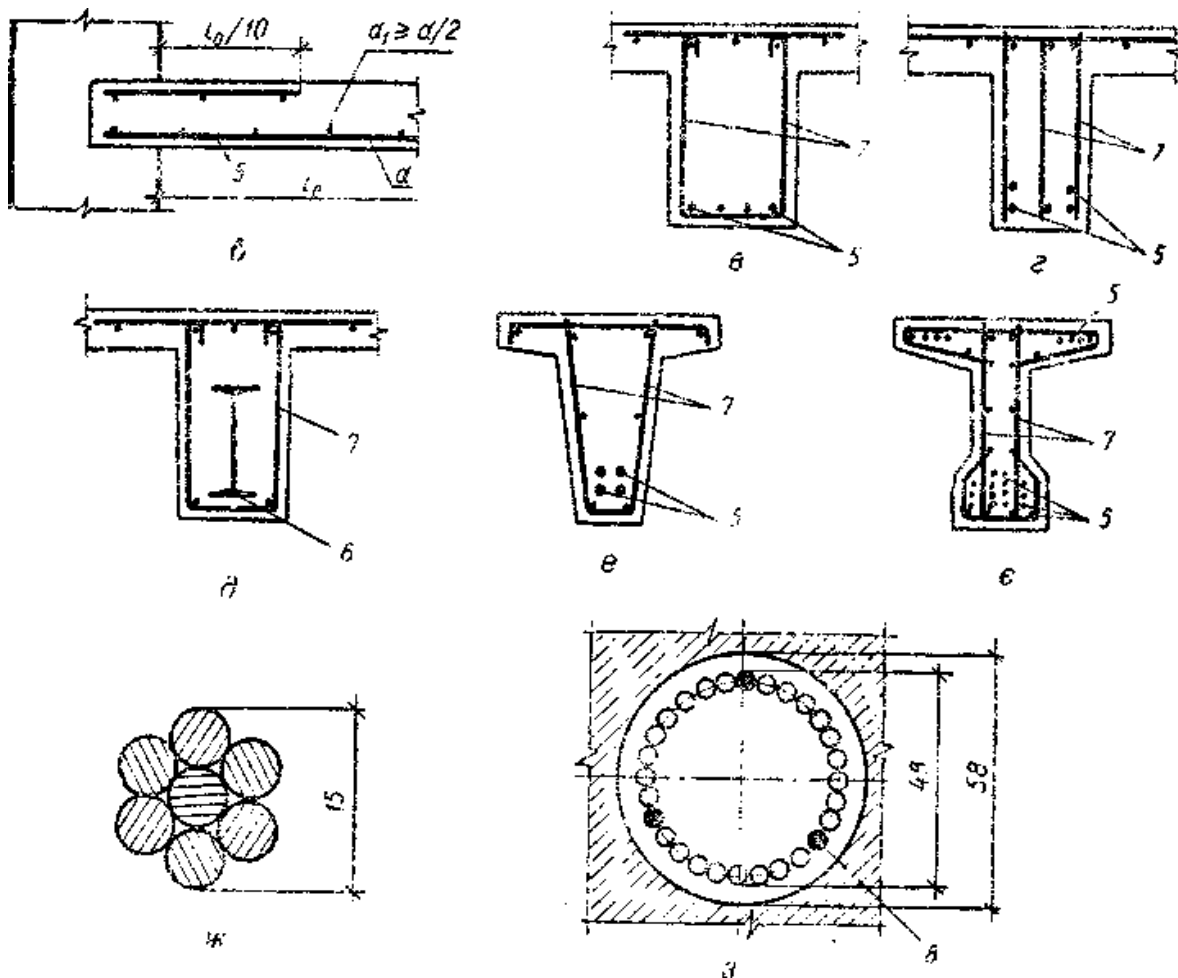


Рис. 1.2.2. Армування залізобетонних конструкцій.

а та б — зварними сітками; в — в'язаною арматурою з окремих стержнів; г — зварними каркасами; д — жорсткою арматурою; е — напруженою стержневою арматурою; ж — дротяною; ж - семидротяний канат; з - переріз канату : арматурний пучок з 25 дротин 0,5 мм;

1 - арматура робоча; 2 - те саме, розподільна; 3 - те саме, монтажна; 4 - поздовжня робоча арматура; 5 - 6 - жорстка арматура; 7 - поперечна арматура;

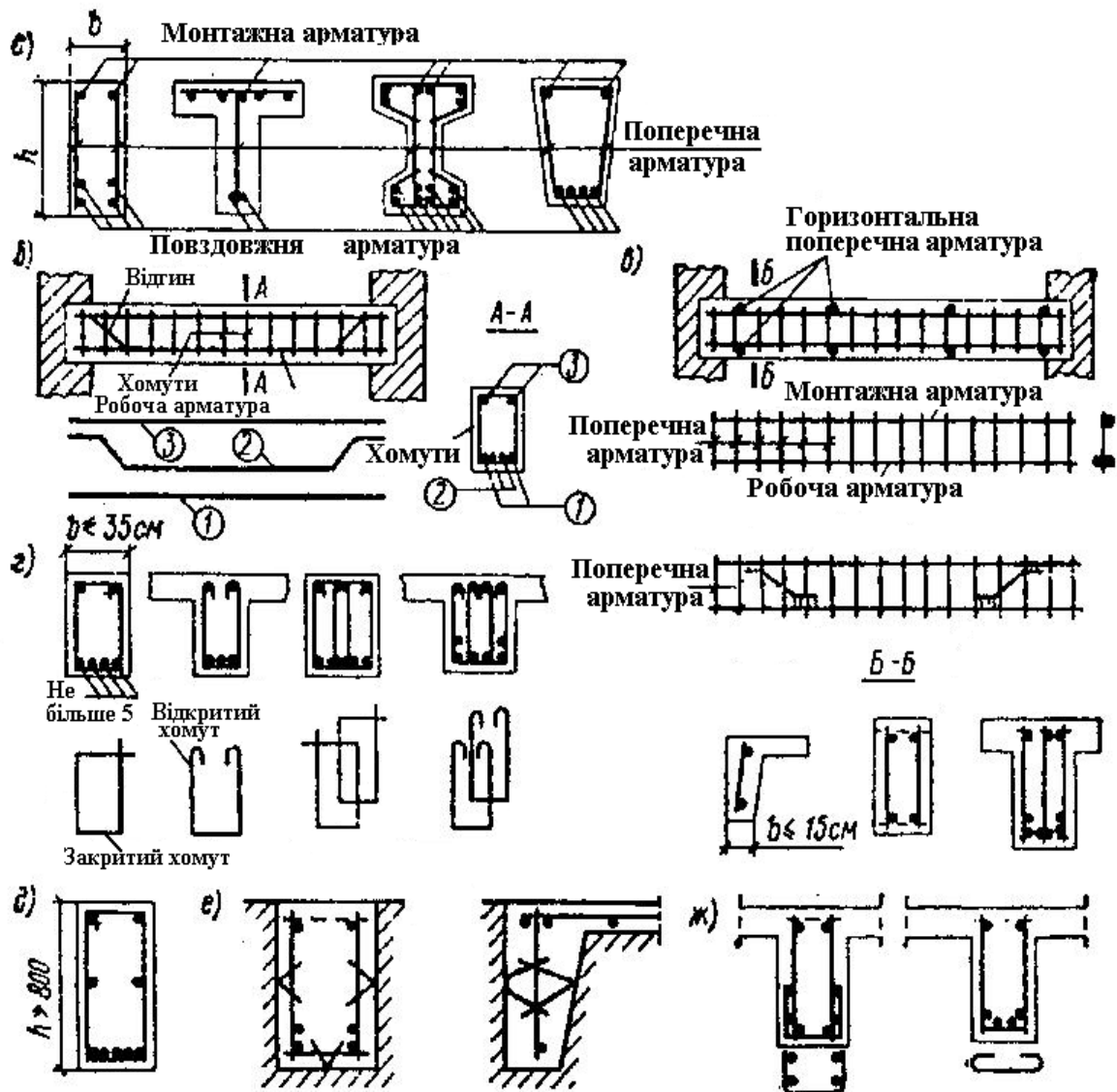


Рис. 1.2.3. Армуння залізобетонних балок: а – армуння збірних залізобетонних балок; б – армуння монолітних балок окремими стержнями; в – армуння монолітних балок зварними каркасами; г – армуння балок монолітного перекриття в'язаними каркасами; д – армуння в'язаними каркасами збірних балок; е, ж – армуння збірних балок зварними каркасами.

Питання для самоконтролю.

1. Що являє собою структура бетону, і як вона впливає на фізико-механічні властивості бетону?
2. Класифікація бетону згідно основних фізико-механічних властивостей?

3. Що розуміється під класом і маркою бетону, які класи і марки бетону встановлені нормами?
4. Які основні показники міцності бетону, і як вони встановлюються?
5. Назвіть основні види деформацій бетону?
6. Як впливають усадка і повзучість бетону на роботу залізобетонних елементів?
7. Чому дорівнюють граничні деформації бетону при стисканні і розтягуванні?
8. Що таке модуль пружності бетону?
9. Як впливає підвищення і пониження температури на міцність бетону?
10. Класифікація арматури за призначенням і технологією виготовлення?
11. Які існують класи арматури?
12. Позначення арматури?
13. Які існують характеристики міцності і деформативності арматури?
14. Види арматурних виробів?
15. Зварювальність арматури?
16. Вуглицевий еквівалент: що означає, як визначається?
17. Якими способами відбувається обтискування арматури?
18. Умовне позначення арматури за ДСТУ 3760:2006?

ТЕМА 1.3. СПІЛЬНА РОБОТА БЕТОНУ І АРМАТУРИ В ЗАЛІЗОБЕТОНІ.

1.3.1. Умова спільної роботи бетону і арматури в залізобетоні.

Умовою спільної роботи бетону і арматури в ЗБК являється відсутність зміщення арматурного стержня в бетоні, що досягається зчепленням поверхонь арматури і бетону.

Зчеплення арматури і бетону забезпечується трьома факторами:

- механічним зчепленням арматури з бетоном (нерівність поверхні арматури).

- силами тертя на поверхні арматури, завдяки обтисканню арматури бетоном;
- склеюванням поверхні арматури з бетоном, завдяки в'язкості цементу.

Найбільш впливає на зчеплення арматури з бетоном перший фактор. Він забезпечує приблизно 75% від загальної величини зчеплення.

Ці властивості можна посилити, якщо не дозволяти забруднення поверхні арматури, забезпечити найбільш повний контакт бетону з поверхнею арматури, витримувати зазори між стержнями, дотримувати товщину захисного шару бетону не менш за:

- 10 мм для плит перекриття;
- 15 мм для балок і ребер, заввишки 250 мм;
- 20 мм в балках і ребрах, висотою понад 250 мм;
- 30 мм для фундаментних балок;
- 30 мм для збірних фундаментів;
- 70 мм для монолітних фундаментів за відсутністю бетонної підготовки.

Надійне зчеплення арматури з бетоном являється основним фактором, що забезпечує спільну роботу бетону і арматури в залізобетоні. А це, в свою чергу, дозволяє йому працювати під навантаженням, як монолітному, єдиному матеріалу.

Підвищенню зчеплення сприяє:

- використання арматури періодичного профілю;
- правильний вибір діаметру арматури і її кількості для ЗБК;
- виконання правил анкерування робочої арматури по кінцях;
- поперечне армування;
- правильний вибір режимів термовологісної обробки конструкцій;
- використання підвищених класів бетону.

Спільна робота арматури і бетону в залізобетонних конструкціях забезпечує:

- надійний і довготривалий захист арматури від корозії та високих температур;
- рівномірне утворення тріщин в бетоні розтягнутої зони залізобетонних конструкцій;
- збереження підвищеної жорсткості згинаємих елементів, порівняно із елементами із порушеним зчепленням бетону і арматури;
- рівномірний розподіл зусиль по довжині стержнів і між окремими стержнями.

1.3.2. Усадка бетону в залізобетоні. Температурно-усадочні шви.

Усадка бетону в залізобетонних конструкціях відбувається декілько інакше, ніж у бетонних, внаслідок впливу арматури, що при усадці бетону частину напружень, виникаючих у бетоні, приймає на себе. Напруження в арматурі від усадки бетону можуть досягати більше за 60...70 МПа.

Усадка залізобетону менша, ніж бетону, тому, що арматура запобігає його вільному усаджуванню. При цьому від усадки бетону в арматурі виникають стискаючі напруження, а в бетоні – розтягуючі. Їх величина залежить від величини вільної усадки бетону, вмісту арматури, і відношення модулів пружності арматури і бетону. Із збільшенням вмісту арматури, розтягуючі зусилля в бетоні збільшуються, і якщо вони досягають значень межі міцності бетону на розтяг ($R_{bt,ser}$), утворюються усадочні тріщини.

У статично невизначених залізобетонних конструкціях (рамах, арках, нерозрізних балках і т.п.), усадка сприяє виникненню додаткових внутрішніх зусиль, що можуть порушити цілісність конструкції.

Щоб запобігти цьому, довгі конструкції розділяють усадочними швами на блоки. Усадочні шви поєднують із температурними, і називають їх температурно-усадочними.

Найбільші відстані між температурно-усадочними швами мають бути:

- для монолітних залізобетонних конструкцій , що працюють на відкритому повітрі – до 25м;
- для збірних залізобетонних конструкцій, що працюють в приміщеннях, що опалюються – до 72 м.

У випадках, коли потрібно збільшити ці відстані понад нормативних значень, конструкції розраховують на зусилля від усадки бетону і коливань температури.

1.3.3. Повзучість бетону.

Повзучість – це здатність бетону до збільшення деформацій при тривалій дії постійного навантаження.

Армування бетону зменшує його повзучість, внаслідок того, що арматура має модуль пружності у 10...20 разів більший за модуль деформації бетону. Коли в бетоні проявляються пластичні деформації, в арматурі, при наявності зчеплення її із бетоном, проявляються тільки пружні деформації.

Повзучість бетону в залізобетонних конструкціях при тривалій дії навантаження , сприяє перерозподілу зусиль між арматурою і бетоном. Внаслідок цього, напруження в бетоні поступово зменшуються, а в арматурі – зростають.

У згинаємих конструкціях, повзучість бетону збільшує прогини, внаслідок зменшення стиснутої зони елемента.

У попередньо напружених елементах, повзучість, як і усадка, сприяє втраті частини попереднього напруження арматури.

В залізобетонних конструкціях усадка і повзучість діють одночасно і разом впливають на їх роботу під навантаженням. В стиснутих елементах вони діють в одному напрямку – зменшують напруження в бетоні і збільшують в арматурі.

Теорія повзучості являється дуже складним розділом механіки, де і зараз існують невирішені проблеми.

1.3.4. Корозія бетону і арматури в залізобетоні.

Одна з переваг бетону і залізобетону – довговічність.

Під час експлуатації бетонних і залізобетонних конструкцій, на них можуть діяти агресивні середовища. Довговічність конструкцій визначається стійкістю бетону і арматури до впливу агресивних середовищ. Поєднання навантажень на конструкцію із дією на неї хімічних процесів середовища спричиняє корозію бетону і сталюї арматури, що може призвести до руйнування конструкцій. Ступінь агресивності середовища на бетон визначається за спеціальними нормами з антикорозійного захисту будівельних конструкцій СНиП 2.03.11 – 85. Всі агресивні середовища, що діють на залізобетон поділяються на три групи: *газоподібні, рідкі і тверді*.

Ступінь агресивної дії середовища на бетонні і залізобетонні конструкції визначається:

- *для газових середовищ* – видом і концентрацією газів, їх розчинністю у воді, вологістю і температурою середовища;
- *для рідких середовищ* – наявністю і концентрацією агресивних реагентів, температурою, швидкістю руху рідини у поверхні конструкції;
- *для твердих середовищ* (солі, аерозолі, пил) – дисперсністю, розчинністю у воді, вологістю оточуючого повітря.

Шкідливими реагентами для бетону є вода, пара, вологі кислі гази, продукти хімічних виробництв. 50% конструкцій промислових виробництв експлуатуються в агресивному середовищі. Утворення тріщин прискорює процес корозії. Найшвидше руйнуються бетони пористої структури, що мають невелику міцність і насичені водою.

Причиною корозії є також вилуговування, спричинене видаленням водою вапна. Цей вид корозії небезпечний за умови фільтрації води крізь стінки гідротехнічних конструкцій.

Найнебезпечніша корозія бетону - під дією кислот. Кислоти вступають в реакцію із складовими цементного каменю, утворюють розчинні солі, що легко вилуговуються водою. Найбільш небезпечним для арматури являється серністий газ. Розчиняючись у воді, він утворює сірчану кислоту. А вона являється найбільш небезпечною для арматури і бетону.

Щоб запобігти корозії або уповільнити її, слід застосовувати цемент, який менше піддається шкідливому реагенту.

Досить ефективно захищає бетон від корозії пофарбування його поверхні, обмазування та обклеювання захисними матеріалами.

Висновок:

Довговічність конструкцій визначається стійкістю бетону і арматури до впливу агресивних середовищ. У звичайних умовах швидкість корозії арматури становить 0,1 мм на рік, а за несприятливих умов 1 мм на рік. Об'єм металу, що зазнав корозії, в 2-3 рази збільшується по об'єму, ніж до корозії. Це створює внутрішній тиск на захисний шар бетону і утворення поздовжніх тріщин та відколювання захисного шару бетону.

Значну небезпеку становить електрокорозія арматури під дією блукаючих струмів.

Надійно захистити арматуру від активної корозії можуть спеціальні антикорозійні покриття, а щоб передбачити корозію, потрібно забезпечити тріщиностійкість конструкцій, досягати високої щільності бетону, створювати захисний шар бетону достатньої товщини, вводити ущільнюючі домішки.

За нормами товщина захисного шару повинна бути не менша за діаметр стержня з округленням до 5 мм у більший бік.

1.3.5. Види залізобетону.

Для ЗБК найбільш розповсюдженим являється важкий залізобетон із гнучкою арматурою.

Щільність такого залізобетону приймається 25 кН/м^3 (при відсотку армування $\mu \leq 3\%$). При більшому відсотку армування щільність залізобетону приймається, як сума щільностей бетону і арматури. Все більше починає використовуватись легкий залізобетон із різних видів бетонів.

Різновиди:

1) *Армоцемент* – це бетон на дрібному заповнювачі, класу В25...В50, армований часто розташованими сталевими

дрібноячеїстими тканими сітками. Величина зерен заповнювача повинна не перевищувати 5 мм. На 1см товщини армоцементу вкладають не більш за 4 сітки із дроту від 0,5 до 1 мм, вічками не більш за 10 мм.

Переваги: однорідність властивостей, підвищена розтяжність, мале розкриття тріщин, висока несуча здатність, водонепроникненість, підвищений опір ударним навантаженням;

Недоліки: нижчі, порівняно із бетоном, корозійна стійкість і вогнестійкість.

Використовується при будівництві тонкостінних просторових конструкцій, емкосних споруд, у судобудуванні.

2) Фібробетон – як армоцемент має дисперсне армування, але у вигляді коротких шматочків тонкого сталевих дроту, скляних або синтетичних ниток. Армування сталевими і скляними волокнами підвищує міцність фібробетону. Армування синтетичними волокнами підвищує ударну в'язкість.

Із фібробетону виготовляють аеродромні і автодорожні плити, палі-оболонки, димові труби, трубопроводи під тиском, фундаменти під неврівноважені машини, вибухостійкі конструкції.

3) Армополімербетон – це бетон, армований сталевією і неметалевою арматурією. В якості в'язучого використовується фенолформальдегідні і інші смоли.

Характеристики міцності полімербетону набагато кращі, ніж у важкого бетону. Він має високу розтяжність, корозійну стійкість, але і більшу повзучість.

Вигідно використовувати для конструкцій, призначених для роботи в агресивному середовищі, при високому гідростатичному тиску, в умовах електронепроникненості і радіопрозорості. Внаслідок високої вартості використовується дуже обмежено.

4) Сталібетон.

Питання для самоконтролю:

1. Завдяки чому поліпшують зчеплення арматури і бетону в заліобетоні?

2. Умови спільної роботи бетону і арматури у залізобетоі?
3. Які мінімальні величини захисного шару бетону в залізобетонних конструкціях?
4. Які види залізобетону використовують для виготовлення конструкцій?
5. Види корозії бетону і арматури і способи їх захисту?
6. В яких одиницях вимірюється швидкість корозії?
7. Фактори, що перешкоджають корозії?
8. Призначення температурно-усадочних швів?
9. Вимоги щодо влаштування температурно-усадочних швів?
10. Як впливає на роботу залізобетонних конструкцій повзучість і усадка бетону?

РОЗДІЛ II. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

ТЕМА 2.1. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

2.1.1. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів при згині залізобетонного елемента.

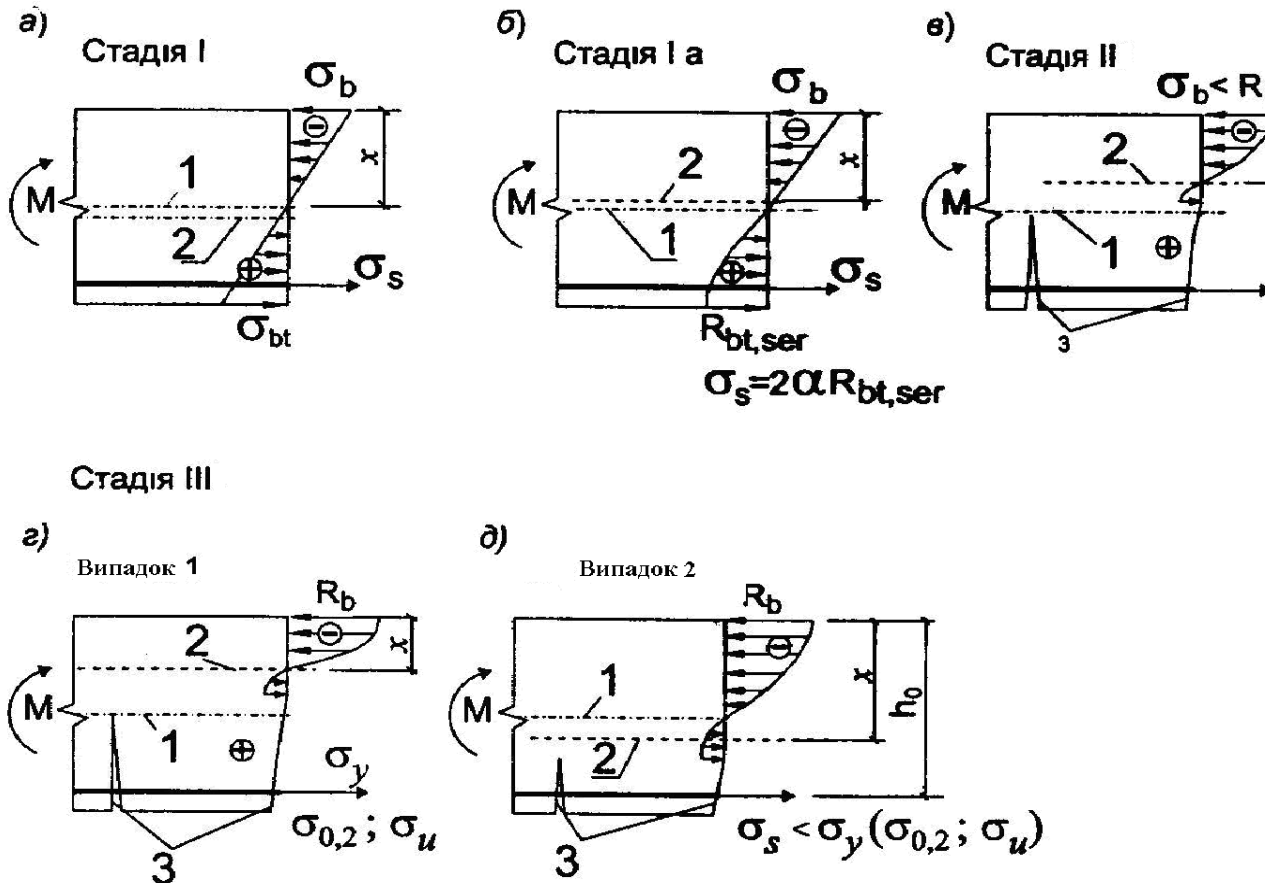


Рис. 2.1.1. Стадії напружено-деформованого стану згинаємого елемента без попереднього напруження:

1 – центральна вісь; 2 – нейтральна вісь (вісь, що поділяє переріз на стиснуту і розтягнуту зони); 3 – тріщини.

Дослідження залізобетону показали, що із збільшенням зовнішнього навантаження в нормальному перерізі залізобетонної згинальної конструкції спостерігається три стадії напружено-деформованого стану.

Стадія 1. Відповідає початковому завантаженню конструкції до утворення тріщин в бетоні розтягнутої зони (рис.2.1.1. Стадія I).

На цієї стадії арматура і бетон деформуються разом завдяки існуючим силам зчеплення між ними. Епюра напружень бетону і арматури має вигляд трикутника. Працює закон Гука. Під кінець стадії 1 напруження в бетоні розтягнутої зони досягають своїх максимальних значень $R_{bt,ser}$. Деформації бетону стають непружними. Епюра напружень в бетоні розтягнутої зони стає криволінійною. В стиснутій зоні епюра напружень залишається трикутковою. Напруження розтягнутої арматури на цієї стадії можна встановити із умови спільної деформації арматури (ϵ_s) і бетону(ϵ_{bt}),

$$\epsilon_s = \epsilon_{bt} \quad (2.1)$$

використовуючи закон Гука, маємо

$$\sigma_s / E_s = R_{bt,ser} / \nu_{bt} E_b, \quad (2.2)$$

де $\nu_{bt} = 0,5$ - коефіцієнт пружно пластичних деформацій бетону при розтягу на даній стадії.

E_s - модуль пружності арматури, МПа;

E_b - модуль пружності бетону, МПа,

тоді напруження в арматурі

$$\sigma_s = 2\alpha R_{bt,ser} \quad (2.3)$$

де $\alpha = E_s / E_b$

При подальшому збільшенні навантаження в бетоні розтягнутої зони утворюються тріщини. Настає друга стадія.

Стадія 2. Відображає стан нормального перерізу залізобетонного елемента після утворення тріщин (рис. 2.1.1. Стадія II).

В перерізі із тріщиною зусилля в розтягнутій зоні сприймається арматурою і ділянкою розтягнутого бетону над тріщиною. В стиснутій зоні починають проявлятися непружні деформації бетону, епюра напружень викривляється. При цьому максимальні напруження в бетоні ще не досягли призмової міцності бетону ($\sigma_b < R_b$). На ділянці між тріщинами бетон, завдяки зчепленню із арматурою, ще працює на розтяг. При цьому напруження в арматурі декілька знижуються. Із збільшенням навантаження тріщини

все більш розкриваються і поширюються у верхню зону конструкції. Кінець цієї стадії відображає початок розвитку значних непружних деформацій розтягнутої арматури і стиснутого бетону.

Стадія 3. Стадія руйнування (рис.2.1.1. Стадія III).

Це відносно малий період роботи елемента. Послідовність досягнення граничних напружень розтягнутою арматурою і стиснутим бетоном на цієї стадії різна і залежить від ступеню армування конструкції. Залежно від цього існують два випадки руйнування конструкцій.

Випадок 1. Переріз непереармовано.

Конструкція запроектована із врахуванням нормативних документів. Відсоток армування $\mu\% = A_s/A_b \leq 3\%$ не перевищено. В такому випадку руйнування залізобетонного елемента починається, коли напруження в розтягнутій арматурі досягають межі текучості і закінчується роздробленням бетону стиснутої зони. При цьому розтягнутий бетон повністю не працює в наслідок тріщини, яка розвинута по всій висоті перерізу. ***В такому випадку міцність бетону і арматури повністю вичерпана.***

Випадок 2. Переріз переармовано.

Руйнування починається з бетону стиснутої зони, коли в ньому досягнуто напруження, яке дорівнює призової міцності на стискання R_b . В цей час напруження в розтягнутій арматурі нижче граничної міцності на розтяг R_s .

В такому випадку міцність арматури не вичерпано. Проектування переармованих залізобетонних конструкцій недоцільно, тому що міцнісні властивості розтягнутої арматури використовуються не в повній мірі.

2.1.2. Розрахунок нормальних перерізів конструкцій за допустимими напруженнями.

Цей метод використовувався до 1938 р. В основу покладена стадія II напружено-деформованого стану. Працює закон Гука. У бетоні стиснутої зони згинаємих елементів епюра напружень –

трикутна. Бетон розтягнутої зони в роботі не враховується. Модуль пружності бетону приймається постійним, незалежно від величини напруження. Замість дійсного залізобетонного перерізу у розрахунок вводився фіктивний, приведений бетонний переріз. Переріз розглядався як однорідний, складений із матеріалу одного модуля пружності. Замість арматури бралась еквівалентна за міцністю кількість бетону. Заміна проводилась за допомогою коефіцієнта приведення α :

$$\alpha = E_s / E_b \quad (2.4)$$

Тоді, переріз розглядався як однорідний, складений із матеріалу одного модуля пружності :

$$A_{red} = A + \alpha A_s + \alpha' A'_s \quad (2.5)$$

де: A – площа стиснутої зони бетону поперечного перерізу елемента;

A_s – площа поперечного перерізу розтягнутої арматури;

A'_s – площа поперечного перерізу стиснутої арматури.

Напруження в такому перерізі не повинні були перевищувати допустимих $[\sigma]$, зазначених як доля від межі міцності.

$$[\sigma] = R / \gamma \quad (2.6)$$

де γ – узагальнений коефіцієнт запасу.

Багаторазові експериментальні випробування не підтвердили основних положень теорії пружності залізобетону, особливо при використанні високоміцних і легких бетонів, а також високоміцних сталей.

Метод розрахунку за допустимими напруженнями не враховує пластичних властивостей залізобетону, змінності навантажень, опору матеріалів. Надійність конструкції забезпечується тільки коефіцієнтом запасу, який залежить тільки від матеріалу конструкції. Метод не дозволяє визначити дійсні напруження в матеріалі, фактичне руйнівне навантаження і інше.

2.1.3. Розрахунок нормальних перерізів конструкцій за руйнівним навантаженням.

У 1932 році вчений Лолейт А.Ф. виступив із критикою методу розрахунку за допустимими напруженнями і запропонував новий

метод розрахунку по стадії руйнування. Цей метод враховував пружно пластичні властивості залізобетону. Із 1938 року він був зарахований в норми проектування залізобетонних конструкцій.

В основу цього методу покладена робота залізобетонної конструкції у стадії III напружено-деформованого стану. Робота розтягнутої зони бетону не враховувалась. В перерізі визначалось значення руйнівного зусилля, при визначенні якого припускалось, що напруження у бетоні і арматурі досягають своїх граничних значень. Епюра напружень у бетоні стиснутої зони приймалась прямокутною.

В цьому методі зазначався загальний для всього перерізу коефіцієнт запасу міцності k . Допустиме навантаження визначалось діленням руйнівного зусилля на цей коефіцієнт:

$$F = F_u / k \quad (2.7)$$

Метод розрахунку за руйнівним навантаженням більш правильно відображав дійсну роботу перерізу, підтверджувався експериментально, дозволяв більш точно визначити міцність конструкції.

Основним недоліком цього методу являється використання єдиного коефіцієнту запасу міцності, який не дозволяє врахувати усі фактори, що впливають на роботу конструкції, крім того він не враховує можливість роботи конструкції на стадіях, попередніх до руйнування.

Із з'явленням матеріалів із більшою міцністю, перерізи становились меншими, але разом із цим, знижувалась і жорсткість конструкцій. Відповідно, прогини від фактично діючих навантажень становились значними і запобігали нормальній експлуатації конструкцій. Крім того, суттєвим негативним явищем стало розкриття тріщин, що сприяло розвитку корозії арматури.

На підставі вищезазначеного, стало потрібним подальше удосконалення методики розрахунків залізобетонних конструкцій. Таким і явився метод розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами.

Питання для самоконтролю:

1. Стадії напружено-деформованого стану нормальних перерізів при згині елемента?
2. Що таке нейтральна вісь?
3. Епюри напружень у бетоні і арматурі на різних стадіях напружено-деформованого стану згинаємих елементів?
4. Характер руйнування переармованого і непереармованого перерізів ?
5. У чому полягає сутність розрахунку залізобетонних конструкцій за методом допустимих напружень. Його недолік?
6. У чому полягає сутність методу розрахунку залізобетонних конструкцій за методом руйнівних навантажень. Його недолік?

ТЕМА 2.2. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ.

2.2.1. Коротка характеристика граничних станів.

В кінці 60-х років був розроблений метод розрахунку будівельних конструкцій за граничними станами. Основна відмінність від попередніх методів полягає в тому, що чітко встановлюється поняття граничного стану і вводиться система розрахункових коефіцієнтів. Конструкції, які розраховані за цим методом значно економічні.

Граничними, вважаються такі стани, при яких конструкції перестають задовольняти вимогам, що до них встановлюються під час експлуатації. Конструкції втрачають здатність опиратися зовнішнім навантаженням і впливам, або отримують недопустимі переміщення або місцеві пошкодження. Таким чином, подальша експлуатація стає неможливою, тому що:

- вичерпана несуча здатність, тобто конструкція зруйнувалась;
- втрачена стійкість;
- деформації конструкції виявились занадто великими;

- з'явилися значні місцеві пошкодження (значне розкриття тріщин).

Основною задачею розрахунку конструкцій за методом граничних станів являється створення умов, що не допускають перехід конструкції в граничний стан, на протязі всього часу експлуатації.

Залізобетонна конструкція може втратити потрібні експлуатаційні якості за однією із двох причин:

1. У разі вичерпання її несучої здатності, т.м. руйнування матеріалу у найбільш навантажених перерізах, або втрати стійкості окремими її елементами, чи конструкцією в цілому. Це ***1 група граничних станів – за несучою здатністю.***

2. Внаслідок значних деформацій (прогинів, коливань, усадок), а також в разі утворення тріщин, чи значного їх розкриття. Це ***2 група граничних станів – за придатністю до нормальної експлуатації.***

Розрахунок за першою групою граничних станів виконують, щоб запобігти:

- руйнуванню конструкції (розрахунок на міцність);
- втраті стійкості форми конструкції (розрахунок на стійкість), або її положення (розрахунок на опрокидування, спливання заглиблених споруд і інш.);
- втомному руйнуванню (розрахунок на витривалість конструкцій, що працюють за циклічним навантаженням).

Розрахунок за другою групою граничних станів виконують, щоб запобігти:

- утворенню тріщин в конструкціях, за умовами експлуатації яких це недопустимо;
- значного розкриття тріщин в конструкціях, де дозволяється їх незначне розкриття;
- утворенню значних переміщень (прогини, кути оберту, кути перекосу, амплітуди коливань).

При розрахунках за граничними станами 1 групи (за несучою здатністю), в основу покладена III стадія напружено-деформованого стану.

2.2.2. Система коефіцієнтів методу граничних станів.

В цьому методі існує система *коефіцієнтів*. Навантаження, які діють на конструкцію і характеристики міцності матеріалів, з яких виготовлена конструкція, мають властивість змінюватись і відрізнятись від середніх значень (навантаження – в більшу сторону, а характеристики міцності матеріалів – в меншу). За цією причиною вводиться система розрахункових *коефіцієнтів*, що враховують відхилення в гіршу сторону різних факторів, що впливають на надійну роботу конструкцій :

1. Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f , що приймається залежно від статистичної змінності навантаження, його виду і групи граничних станів ($0,9 \leq \gamma_f \leq 1,4$);
2. Коефіцієнт надійності за бетоном γ_b , що приймається залежно від виду бетону і виду напруженого стану ($1,0 \leq \gamma_b \leq 2,3$);
3. Коефіцієнт надійності за арматурою γ_s , який приймається залежно від класу і групи граничного стану ($1,0 \leq \gamma_s \leq 1,2$);
4. Коефіцієнт надійності за призначенням конструкцій γ_n , який враховує ступінь відповідальності (або клас наслідків) будівель і споруд ($0,9 \leq \gamma_n \leq 1,0$).
5. Коефіцієнти умов роботи бетону γ_{bi} та арматури γ_{si} , які дозволяють оцінити деякі особливості їх роботи та приймаються залежно від властивостей матеріалу, характеру навантаження, і умов використання.

2.2.3. Нормативні та розрахункові навантаження і впливи.

Під час проектування слід враховувати навантаження, що виникають під час зведення і експлуатації будівель і споруд, а також у

процесі виготовлення, зберігання і транспортування будівельних конструкцій. При розрахунках використовують нормативні і розрахункові значення навантажень.

Нормативні навантаження – це навантаження, що встановлюються нормами за номінальним значенням, або заздалегідь заданою ймовірністю.

Розрахункові навантаження – це навантаження, що використовуються при розрахунках конструкцій на міцність та стійкість. Їх отримують множенням нормативного навантаження на коефіцієнти надійності за навантаженням і за призначенням:

$$Q_p = Q_n \gamma_f \gamma_n \quad (2.8)$$

де q_n – значення нормативного навантаження;

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, що залежить від виду навантаження і приймається за ДБН В.1.2-2-2006 «Система надійності та безпеки в будівництві. Навантаження і впливи»;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, що враховує клас відповідальності (клас наслідків).

Ступінь відповідальності будівель і споруд визначається розміром матеріальних, соціальних і екологічних втрат в разі їх руйнування.

Встановлено три класи відповідальності будівель і споруд:

- клас I $\gamma_n = 1$ - головні корпуси АЕС, телевізійні башти, промислові труби, заввишки 200м, резервуари для зберігання нафти і нафтопродуктів, більш за 10000м³, хімічні підприємства, нафто- і газопроводи, спортивні споруди з трибунами і.т.п.;

- клас II $\gamma_n = 0,95$ - будівлі і споруди промислового та цивільного призначення, що не входять в I та III клас;

- клас III $\gamma_n = 0.9$ - будівлі і споруди, що мають обмежено важливе значення: склади, теплиці, одно-поверхові будівлі, тимчасові споруди.

За довго тривалістю дії на конструкцію, навантаження поділяються на **постійні, тимчасові і особливі**.

Постійними називають навантаження, що діють на конструкцію протягом всього терміну експлуатації. До них

відносяться власна вага несучих і огорожуючи конструкцій, вага і тиск ґрунтів для заглиблених споруд.

Тимчасовими називають навантаження, що змінюються у процесі експлуатації за величиною і розташуванню. Тимчасові навантаження, в свою чергу, поділяються на *довготривалі, короткочасні і особливі*.

Довготривалі тимчасові навантаження – це вага стаціонарного обладнання, навантаження від матеріалів, що знаходяться усередині обладнання під час його експлуатації, тиск рідин, газів і сипучих матеріалів у ємностях і трубопроводах.

Короткочасні тимчасові навантаження – це вага людей, частина снігового навантаження, вітрові, кранові, а також навантаження, що виникають під час монтажу і ремонту конструкції.

Особливі тимчасові навантаження – це сейсмічні, вибухові, аварійні, пожежні і інші подібні впливи.

Розрахунок конструкцій виконується на дію навантажень у різних сполученнях. Одночасна дія постійних, довготривалих і короткочасних навантажень являється **основним сполученням навантажень**.

Ймовірність одночасної дії найбільших навантажень враховується *коефіцієнтом сполучення ψ* . Якщо при розрахунках використовують два і більше тимчасових навантаження, то їх значення множаться на коефіцієнт сполучення $\psi_c = 0,9$.

Особливі сполучення складаються із навантажень основного сполучення із додаванням одного із особливих навантажень. При розрахунках конструкцій на навантаження особливого сполучення, розрахункові значення короткочасних навантажень множаться на коефіцієнт сполучень $\psi_c = 0,8$, крім випадків, що обумовлені нормами проектування будівель і споруд у сейсмічних районах. Особливе навантаження приймається без зниження.

2.2.4. Нормативні та розрахункові опори матеріалів.

Нормативні і розрахункові опори бетону.

Характеристики *міцності бетону* мають певну мінливість і можуть змінюватись за рахунок технологічних і других відхилень в гіршу сторону, тобто мати меншу міцність ніж потрібно. Із всіх можливих значень, при розрахунках потрібно використовувати таке, що забезпечує безпечну експлуатацію конструкції з потрібною надійністю. Встановити таке значення допомагають теорії ймовірностей.

Нормативними опорами бетону є опір осьовому стисканню призм R_{bn} і опір осьовому розтягу R_{btn} , що визначаються залежно від класу бетону згідно ДБН В.2.6-98:2009 «Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції Основні положення».

Клас бетону за міцністю встановлюється із врахуванням статистичної мінливості міцності. Він приймається рівним найменшому контролюємому значенню тимчасового опору бетону.

Нормативним опором бетону при стисканні являється призмova міцність, що встановлюється залежно від класу бетону :

$$R_{bn}=V(0,77-0,00125V) \quad (2.9)$$

Розрахунковий опір бетону для розрахунків за 1-ю групою граничних станів визначають :

$$\text{При стисканні : } R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}} = \frac{R_{bn}}{1.3}, \quad \gamma_{bc} = 1.3 \quad (2.10)$$

$$\text{При розтягу } R_{bt} = \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}} = \frac{R_{btn}}{1.5}, \quad \gamma_{bt} = 1.5 \quad (2.11)$$

Таким чином, при розрахунках елементів конструкцій, розрахункові опори R_b та R_{bt} зменшують.

Розрахунковий опір бетону для розрахунків за 2-ю групою граничних станів встановлюють при $\gamma_b = 1$, тобто приймають рівним нормативним значенням $R_{b,ser}=R_{bn}$, $R_{bt,ser}=R_{btn}$.

Іноді використовують коефіцієнт умов роботи бетону γ_{bi} , що враховує довготривалість дії і повторюваність навантаження, характер роботи конструкції, умови виготовлення і експлуатації і т.п.

Нормативні і розрахункові опори арматури.

Нормативні опори арматури R_{sn} встановлюють з врахуванням статистичної мінливості міцності і приймають рівними найменшому значенню наступних величин:

- для стержневої арматури – фізичної границі текучості або умовної границі текучості;
- для дротяної арматури – умовної границі текучості.

Розрахунковий опір арматури за 1-ю групою граничних станів визначають шляхом ділення нормативного опору на коефіцієнт надійності за арматурою :

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{R_{sn}}{1.05 \dots 1.2} \quad (2.12)$$

Для арматури А-I, А-II $\gamma_s = 1.05$

А-III $\gamma_s = 1.1$

Розрахунковий опір арматури для другої групи граничних станів :

$$R_{s,ser} = \frac{R_{sn}}{\gamma_s} = \frac{R_{sn}}{1} = R_{sn} \quad (2.13)$$

2.2.5. Розгорнуті формули граничних станів.

Розрахунок за першою групою граничних станів.

Розрахунок за першою групою граничних станів виконується для всіх етапів роботи конструкції і її елементів: виготовлення, транспортування, будівництво, експлуатація. Цей розрахунок повинен гарантувати збереження несучої здатності конструкції із врахуванням можливої зміни навантаження в більшу сторону і характеристик міцності матеріалів в меншу сторону.

Несуча здатність перерізу буде забезпечена при виконанні умови:

$$F \leq F_u(S; R_{bn}; \gamma_b; \gamma_{bi}; R_{sn}; \gamma_s; \gamma_{si}) \quad (2.14)$$

де F – максимальне розрахункове зусилля у перерізі;

F_u – мінімальна несуча здатність перерізу;

S – площа перерізу;

R_{bn} – нормативний опір бетону;

R_{sn} – нормативний опір арматури;

γ_b – коефіцієнт надійності за бетоном;

γ_s – коефіцієнт надійності за арматурою;

γ_{bi} – коефіцієнт умов роботи бетону;

γ_{si} – коефіцієнт умов роботи арматури.

Вираз (2.14) означає - *максимально можливе зусилля в перерізі елемента, що може виникнути за весь час експлуатації конструкції, повинно бути меншим, а у крайньому разі, рівним, мінімально можливій несучій здатності перерізу.*

Розрахунок за 1-ю групою граничних станів являється обов'язковим у всіх випадках і для всіх конструкцій.

Розрахунок за другою групою граничних станів.

Розрахунок за другою групою граничних станів має гарантувати збереження експлуатаційних якостей конструкцій із врахуванням мінливості характеристик міцності і деформативності матеріалів. Вимоги що до другої групи граничних станів передбачають розрахунки на утворення і розкриття тріщин, а також за деформаціями.

Розрахунок на утворення тріщин.

Тріщини в елементі не з'являються, якщо виконується умова:

$$F \leq F_{\text{крс}}, \quad (2.15)$$

Фізичний смисл даної умови полягає в тому, що максимально можливе зусилля в перерізі елемента від діючого навантаження має бути меншим, а в крайньому разі, дорівнювати зусиллю, що може сприймати переріз перед утворенням тріщин.

Розрахунок на розкриття тріщин.

Якщо утворення тріщин за умовами експлуатації дозволяється, але, ширина розкриття тріщин має бути обмеженою, повина виконуватись умова:

$$a_{\text{крс}} \leq [a_{\text{крс}}], \quad (2.16)$$

де $a_{\text{крс}}$ - розрахована ширина розкриття тріщин;

$[a_{\text{крс}}]$ - нормативна, гранично допустима ширина розкриття тріщин, що за лежить від умов роботи конструкції.

Розрахунок за переміщеннями.

Якщо, за умовами експлуатації конструкції, потрібно обмеження деформацій конструкції, повинна виконуватись умова:

$$f \leq [f], \quad (2.17)$$

де f – розрахована деформація конструкції;

$[f]$ - нормативна, гранично допустима деформація конструкції.

Потрібність розрахунку за тими, чи іншими умовами 2-ї групи граничних станів, встановлюється залежно від виду конструкції і вимог експлуатації, що висуваються до конструкції.

2.2.6. Типи задач при розрахунках залізобетонних конструкцій за методом граничних станів.

За першою групою граничних станів.

За допомогою таблиць нормативної літератури розглядають три типи задач по підбору і перевірці міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів.

Розв'язання задач **першого типу** пов'язано із перевіркою несучої здатності елемента при заданому армуванні, відомих розмірах перерізу, видах і класах бетону і арматури, класу відповідальності будівлі за призначенням.

Розв'язання задач **другого типу** пов'язано із визначенням потрібного армування при заданих розмірах перерізу, класах бетону і арматури, відомому згинаючому моменті від розрахункового навантаження, вологості оточуючого середовища (ригель і плита перекриття).

Розв'язання задач **третього типу** пов'язано із визначенням розмірів бетонного перерізу елемента і площі поперечного перерізу арматури при відомому стискаючому зусиллі від розрахункового навантаження, класах бетону і арматури (колони).

За другою групою граничних станів.

При розрахунках залізобетонних елементів за другою групою граничних станів розглядаються задачі:

- на утворення тріщин;
- на визначення величини розкриття тріщин;

- на визначення деформацій.

Питання для самоконтролю:

1. Що ми розуміємо під поняттям граничний стан конструкції?
2. У чому полягає сутність розрахунку залізобетонних конструкцій за методом граничних станів?
3. Нормативні і розрахункові навантаження. Сполучення навантажень.
4. Нормативні і розрахункові опори матеріалів. Як вони визначаються?
5. Система коефіцієнтів методу граничних станів.
6. У чому полягає розрахунок залізобетонних конструкцій за першою групою граничних станів?
7. У чому полягає розрахунок залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів?
8. Що ми визначаємо при розрахунках конструкцій за першим граничним станом? За другим граничним станом?

РОЗДІЛ ІІІ. ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГІНАННЯ.

ТЕМА 3.1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГІНАННЯ. ПРИНЦИПИ ЇХ КОНСТРУЮВАННЯ. ПОВЕДІНКА В УМОВАХ ПОЖЕЖІ.

Найбільш расповсюдженими залізобетонними едементами, що працюють на згин, являються плити і балки. Вони можуть бути, як самостійними конструкціями, так і входити до складу складних конструкцій – ребристих перекриттів, елементів каркасів тощо.

Плити – це пласкі елементи, товщина яких h_n значно менша за довжину l та ширину b_n .

Балки – це елементи, що мають довжину l значно більшу за розміри поперечного перерізу h і b .

За допомогою плит і балок, виготовляють пласкі перекриття і покриття, що можуть бути збірними, монолітними, а також, збірно-монолітними (рис.1).

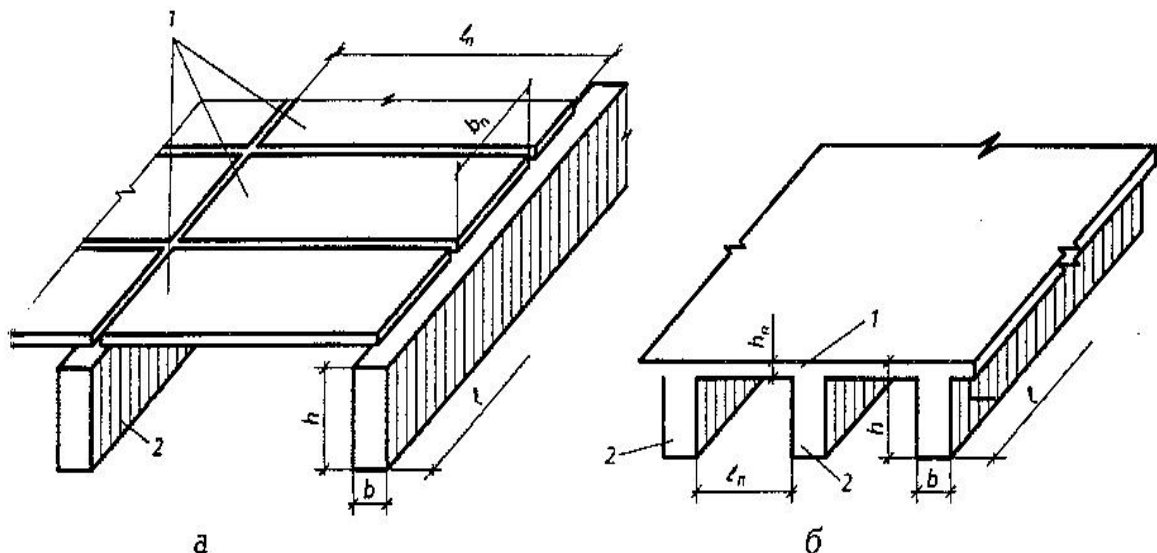


Рис. 3.1. Схема перекриттів із залізобетонних конструкцій, що працюють на згин: а – збірне; б – монолітне; 1 – плити; 2 – балки.

3.1.1. Плити.

3.1.1.1. Особливості конструювання.

Плити можуть бути суцільними (гладкими і ребристими), і пустотними. За кількістю прольотів – однопрольотними і багатопрольотними.

Товщина плит монолітних конструкцій має бути кратною 10мм, але не меншою за: для покриттів – 40мм, а для багатоповерхових перекриттів громадських і промислових будівель, відповідено 50мм і 60мм. При цьому, найменша товщина плити має відповідати умовам міцності і жорсткості. Мінімальна товщина збірних плит (25-35мм) визначається за умови забезпечення потрібної товщини захисного шару бетону і умов розташування арматури по перерізу плити. Плити армують, переважно, зварними сітками, у яких арматура одного напрямлення – робоча, а другого – монтажна (розподільна).

Робоча арматура сприймає розтягуючі зусилля, які виникають від згинаючого моменту. Площу перерізу і кількість стержнів робочої арматури визначають розрахунком. **Монтажні** стержні забезпечують проектне положення робочих при бетонуванні і сприймають навантаження, що не враховані розрахунком (від усадки бетону і зміни температури). Крім цього, вони розподіляють зосереджене навантаження на більшу площу. Площу поперечного перерізу розподільної арматури визначають конструктивно. Вона має бути не меншою за 10% від площі поперечного перерізу робочих стержнів.

Сітки вкладаються таким чином, щоб стержні робочої арматури розташовувались вздовж прольоту і сприймали розтягуючі зусилля, що виникають в конструкціях при згині під навантаженням, згідно з епюрою згинаючих моментів. Тому, в прольотах плит сітки розташовують понизу, а у багатопрольотних плитах, також і поверху, понад проміжними опорами. Армування сітками багатопрольотних плит може бути безперервне і роздільне. На рис. 3.2, 3.3 показано армування однопрольотної плити і варіанти армування багатопрольотних плит.

Стержні робочої арматури укладають через 100-200мм, а розподільної через 250-300мм, але не більш за 350мм.

Захисний шар бетону для робочої арматури має бути не менш ніж 10 мм, а в плитах завтовшки 100мм і більше – не менш за 15мм. Захисний шар бетону для робочої арматури має забезпечувати спільну роботу арматури із бетоном на усіх стадіях роботи конструкції, а також захищати арматуру від зовнішніх впливів.

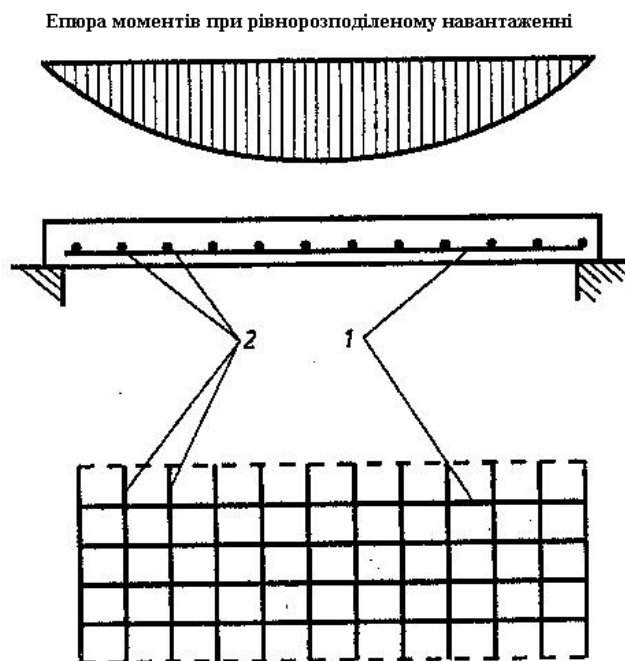


Рис. 3.2. Армуння однопрольотної вільно спертої плити і епюра моментів від рівномірно-розподіленого навантаження: 1 – стержні робочої арматури; 2 – стержні розподільчої арматури.

За способом спирання плити розрізняють *балочні і контурні* (рис. 3.4).

Плити, що спираються по контуру – більш економічні. Вони працюють на згин в обох напрямках, і тому, робоча арматура в них також розташовується в обох напрямках. Величина згинаючого моменту від рівномірно розподіленого навантаження дорівнює $M = gl^2/24$, а для плити балочного типу – $M = gl^2/8$, тобто в три рази менше.

Плити, за поперечним перерізом, бувають пустотними (із круглими, вертикальними і овальними пустотами), ребристими (з ребрами догори або донизу), і суцільними (рис. 3.5).

Загальний принцип проектування плит перекриття будь-якої форми поперечного перерізу полягає у зменшенні найбільш можливої кількості бетону із розтягнутої зони із збереженням вертикальних ребер, що забезпечують міцність по похилому перерізу.

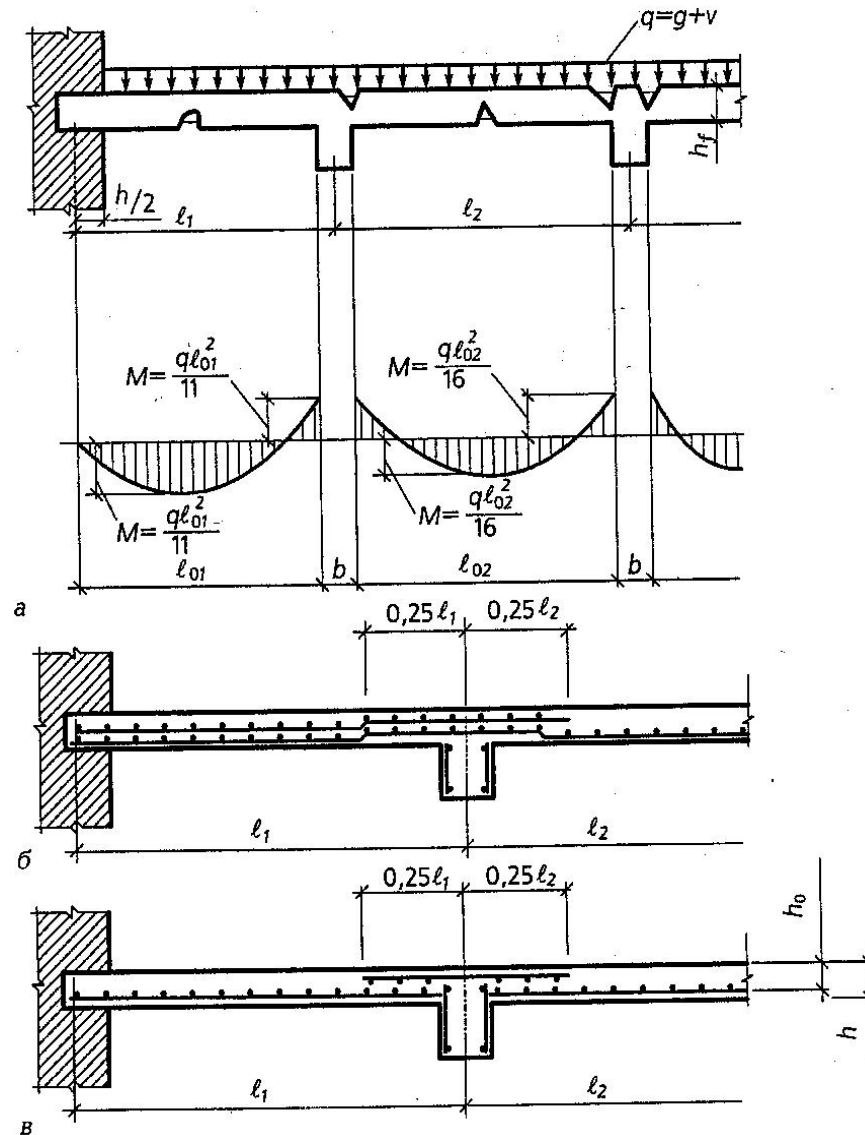


Рис. 3.3. Армування монолітних балочних плит: а – епюра із врахуванням перерозподілу зусиль; б – безперервне армування; в – роздільне армування.

У плитах із пустотами мінімальна товщина полок 25-30мм, ребер 30-35мм. Найбільш поширено використовуються плити із коуглими пустотами. Найбільша довжина стандартних плит – 6,28м, найменша – 2,38м. Найбільша ширина 1,59м, найменша – 0,99м. Висота плит 220мм. Пустоти круглого перерізу діаметром 159мм (рис.3.6).

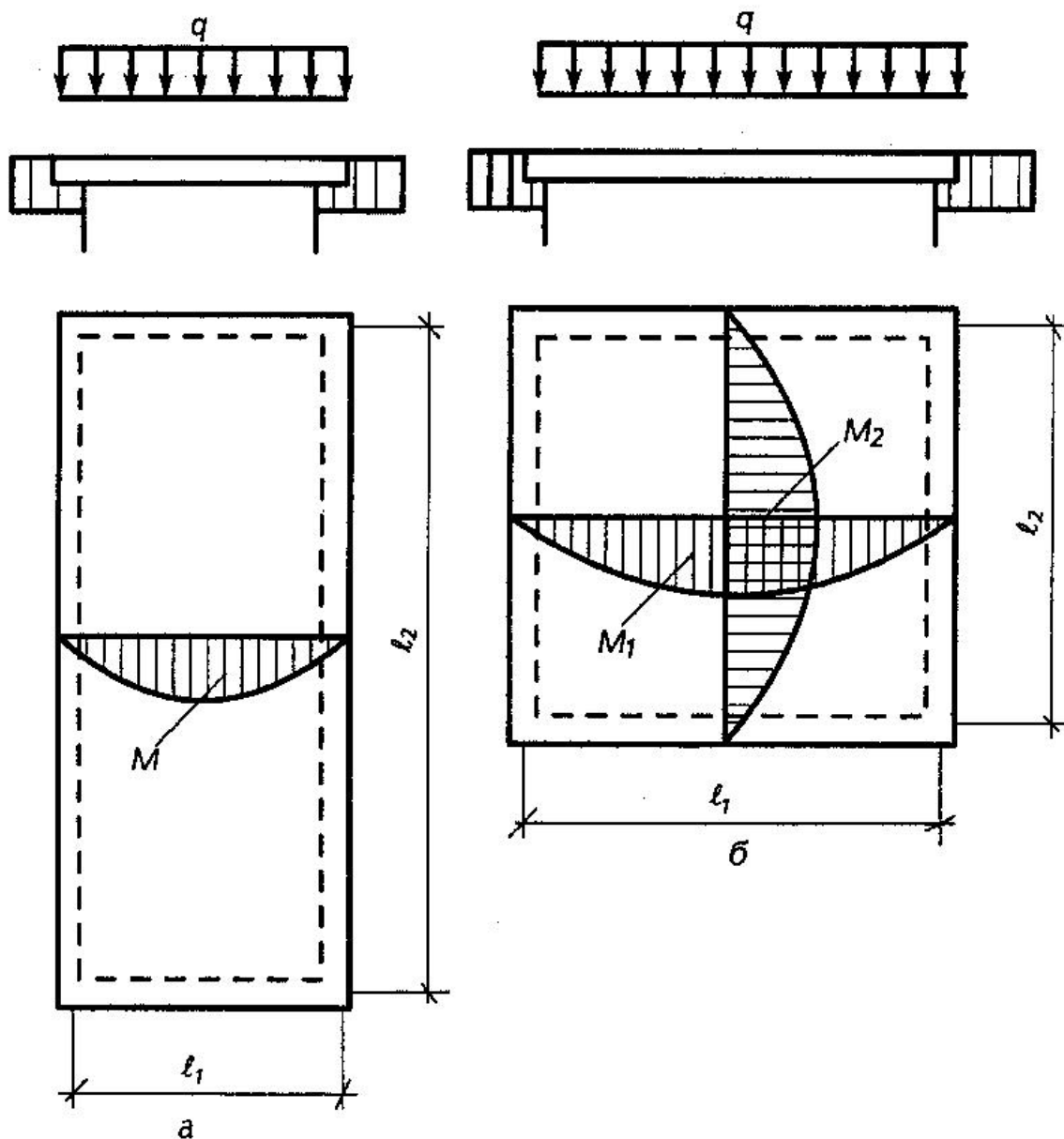


Рис. 3.4. Схеми плит, що працюють на згин : а – балочна; б – контурна.

Повздовжню робочу арматуру встановлюють по всій ширині нижньої полки перерізу пустотних плит. Відстань між повздовжніми стержнями багатопустотних плит перекриття має бути не більш за 100мм. Поперечні стержні поєднуються із повздовжніми монтажними або робочими ненапруженими у пласкі зварні каркаси, що розміщують у ребрах плит. Конструкція багатопустотної плити перекриття показана на рис. 3.6.

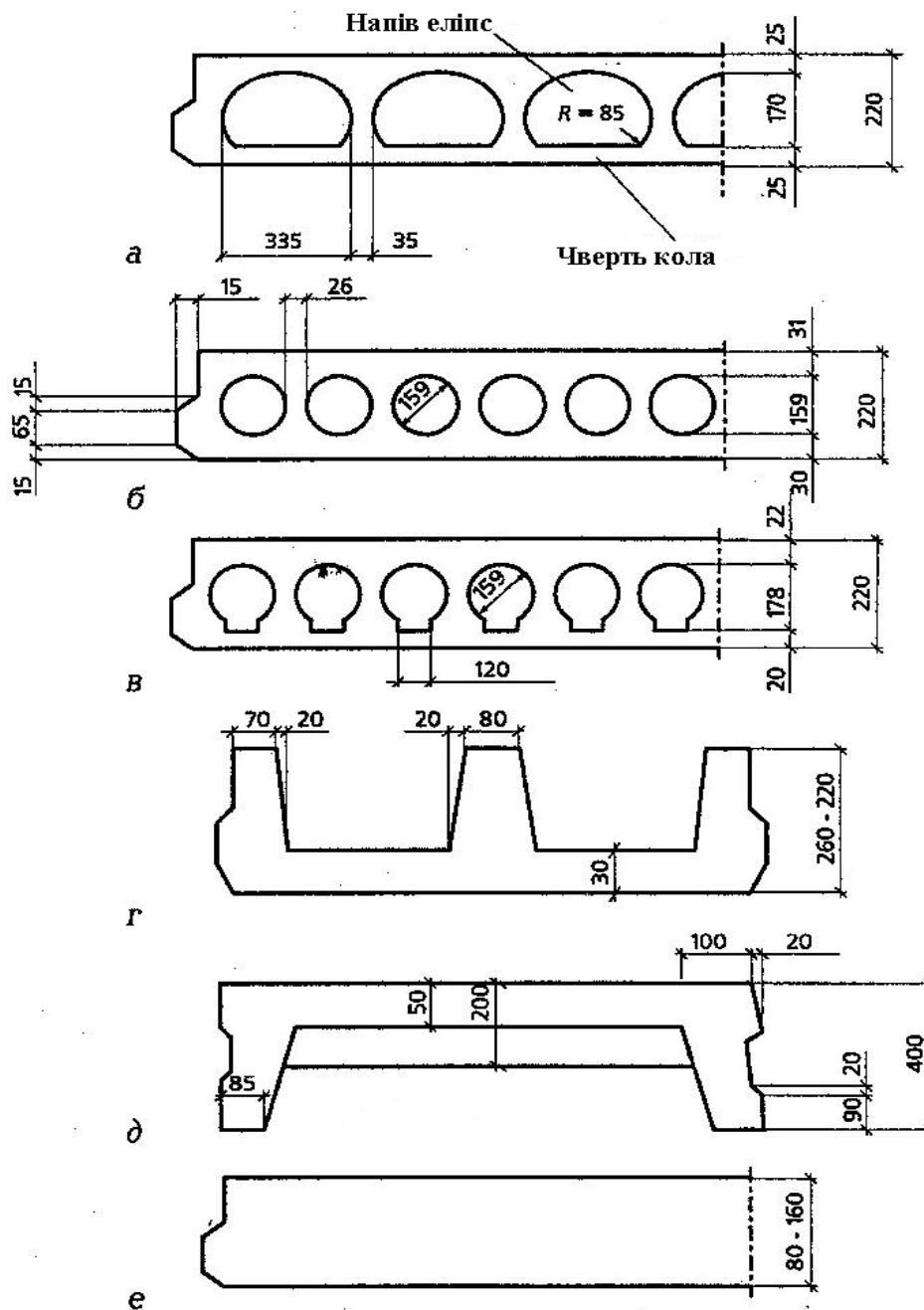


Рис. 3.5. Поперечний переріз плит перекриття: а – з овальними пустотами; б – з круглими пустотами; в – з вертикальними пустотами; г – ребристі ребрами догори; д – ребристі ребрами донизу; е – суцільні.

Плити довжиною 6м і більше виготовляються попередньо напруженими. Попередньо напружена арматура розташовується окремо і до складу каркасу не входить.

Суцільні плити, що спираються на дві протилежні сторони, працюють як звичайні балочні плити і мають робочу арматуру у

одному напрямленні. Суцільні плити без попереднього напруження армуються зварними сітками.

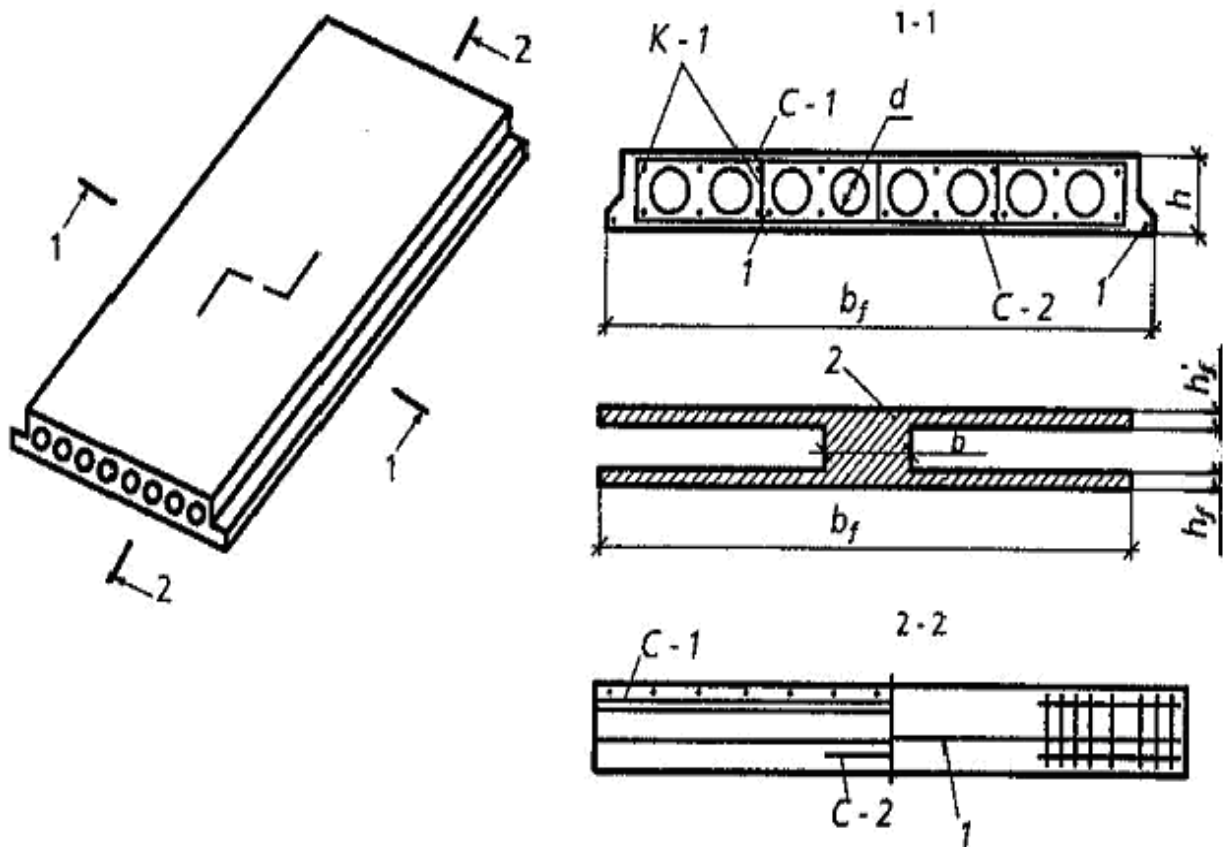


Рис.3.6. Конструкція збірної багатопустотної плити перекриття: 1 – напружена арматура, 2 – розрахунковий переріз.

Товщина суцільних плит має бути не меншою за 8см. Плити довжиною більше за 4,5м мають бути попередньо напруженими. Плити із важкого бетону або бетону на шпаристих заповнювачах армують повздовжньою напруженою арматурою і зварними сітками.

У монолітних ребристих перекриттях використовують плити, що спираються по контуру. Існує два види таких плит. У перекриттях першого виду балки розташовуються по вісях колон із кроком 4-6м рис .3.7. Співвідношення сторін плит $1 \div 1,5$. Перекриття іншого виду, що називаються кесонними, відрізняються мають більш густим розташуванням балок, відсутністю проміжних колон і малими розмірами плит (до 2м), рис 3.7.

Дуже велике значення під час проектування будь яких плит надається поперечному армуванню. Усі суцільні плити, багатопустотні, ребристі конструкції, вільно сперті масивні і особливо тонкостінні елементи, мають бути армованими на приопорних ділянках зварними вертикальними каркасами, довжиною не менш за $\frac{1}{4}$ розрахункового прольоту із кроком поперечної арматури не більш за 100мм. Вертикальні каркаси мають бути встановлені у кожному ребрі елементу. Це потрібне щоб виключити можливість крихкого руйнування цих елементів, під час вогневого впливу, по похилих перерізах.

3.1.1.2. Особливості поведінки плит в умовах пожежі.

Плити в будівлях і спорудах виконують огорожуючі і несучі функції одночасно. Але граничні стани за вогнестійкістю для них будуть різними, залежно від їх місця знаходження.

Так, для плит покриття граничним станом за вогнестійкістю являється тільки втрата несучої здатності (R).

Для плит перекриття граничними станами можуть бути R,E,I, тобто, за втратою несучої, теплоізолюючої здатності і за втратою цілісності.

Багаторазові вогневі випробування показали, що для багатьох плит перекриття сучасного виробництва граничним станом за вогнестійкістю являється втрата несучої здатності. Це пояснюється тим, що завдяки конструктивної особливості збірних елементів перекриття, що окремо виконують функції підлоги, звукоізоляції, несучої частини і стелі, інші граничні стани не встигають проявитися за короткочасний період вогневого впливу.

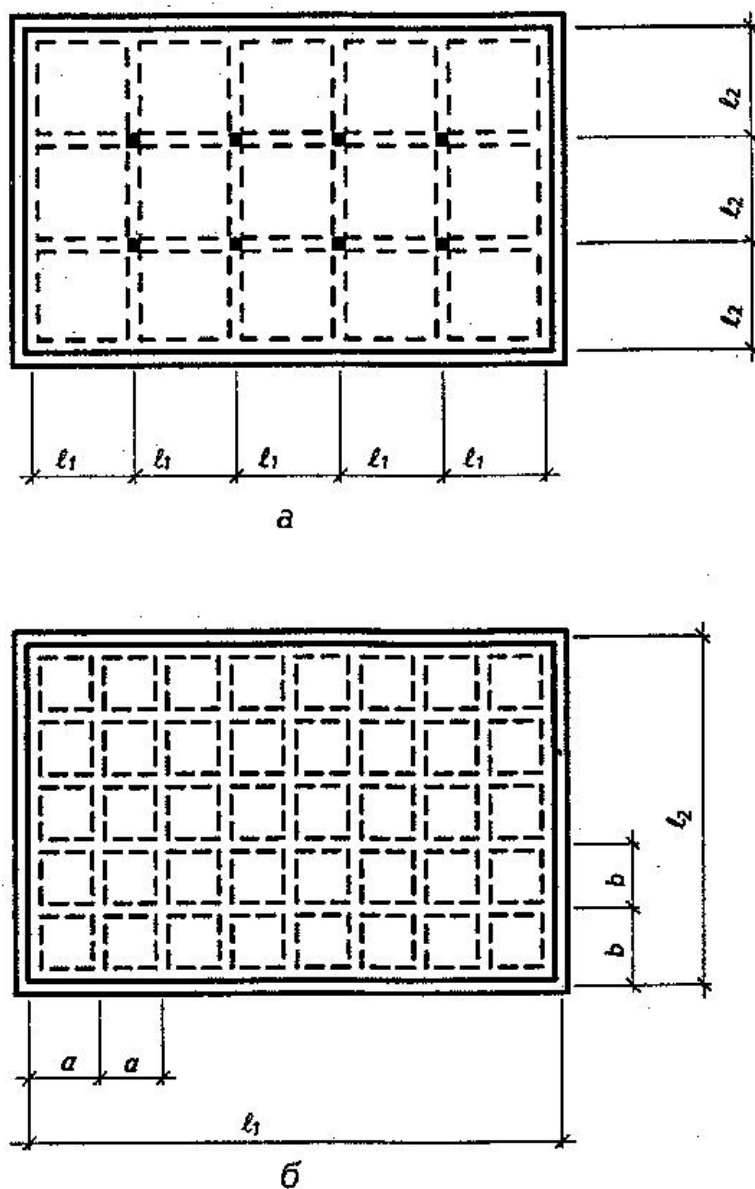


Рис. 3.7. Ребристі монолітні перекриття із плитами, що спираються по контуру: а – із співвідношенням сторін $1 \div 1,5$; б – кесонні.

Випробування плит на вогнестійкість за стандартним температурним режимом підтверджують цей факт. Розглянемо деякі результати цих випробувань.

1. *Суцільні плити і ребристі (ребрами догори) попередньо напружені, із бетону на дрібному вапняковому щебені, (рис. 3.8, 3.9) при вогневих випробуваннях, при вільному спиранні по двох протилежних сторонах, під дією рівномірно розподіленого навантаження, на момент руйнування мали прогини 40, 30, 39см, що значно більші за допустимі $[f_{\text{п}}]=l/30$, де l – проліт плити.*

При цьому, температура нагрівання розтягнутої арматури досягала 500°C , температура необігріваної поверхні складала тільки 100°C . Оскільки плити в умовах пожежі обігрівуються тільки з однієї сторони (знизу), зменшення їх несучої здатності відбувається, в основному, за рахунок зниження міцності розтягнутої арматури. Стиснуті бетон і арматура прогріваються слабо. Розглянуті елементи (статично визначені згинаємі вільно сперті плити, панелі, настили перекриття) руйнуються внаслідок утворення пластичного шарніру в перерізі із найбільшим згинаючим моментом. При цьому відбувається різке збільшення температурної повзучості арматури, інтенсивне розкриття тріщин в розтягнутій зоні, зменшення висоти стиснутої зони до мінімуму, коли і відбувається руйнування стиснутого бетону і, відповідно, всієї конструкції. В результаті утворення пластичного шарніру у залізобетонних плит із розрахунковим пролітом $l_0 = 5,5-6,5\text{ м}$ і висотою перерізу $10-25\text{ см}$ при нагріванні величина прогину досягає $f = 0,8l_0/h$.

Висока вогнестійкість (98-116 хв.) суцільних плит обумовлена:

- високою початковою вологістю бетону;
- товщиною захисного шару $2,2\text{ см}$;
- сильно розвинутою стиснутою зоною бетону.

Висока вогнестійкість ребристих плит обумовлена:

- наявністю в розтягнутій зоні конструктивної арматури із холодно тягнутого низьковуглицевого дроту, що сприймає на себе частину зусиль і розвантажує при нагріванні основну арматуру;
- високою вологістю бетону;
- армуванням повздовжніх ребер подвійними вертикальними каркасами, що забезпечують міцність стиснутої зони.

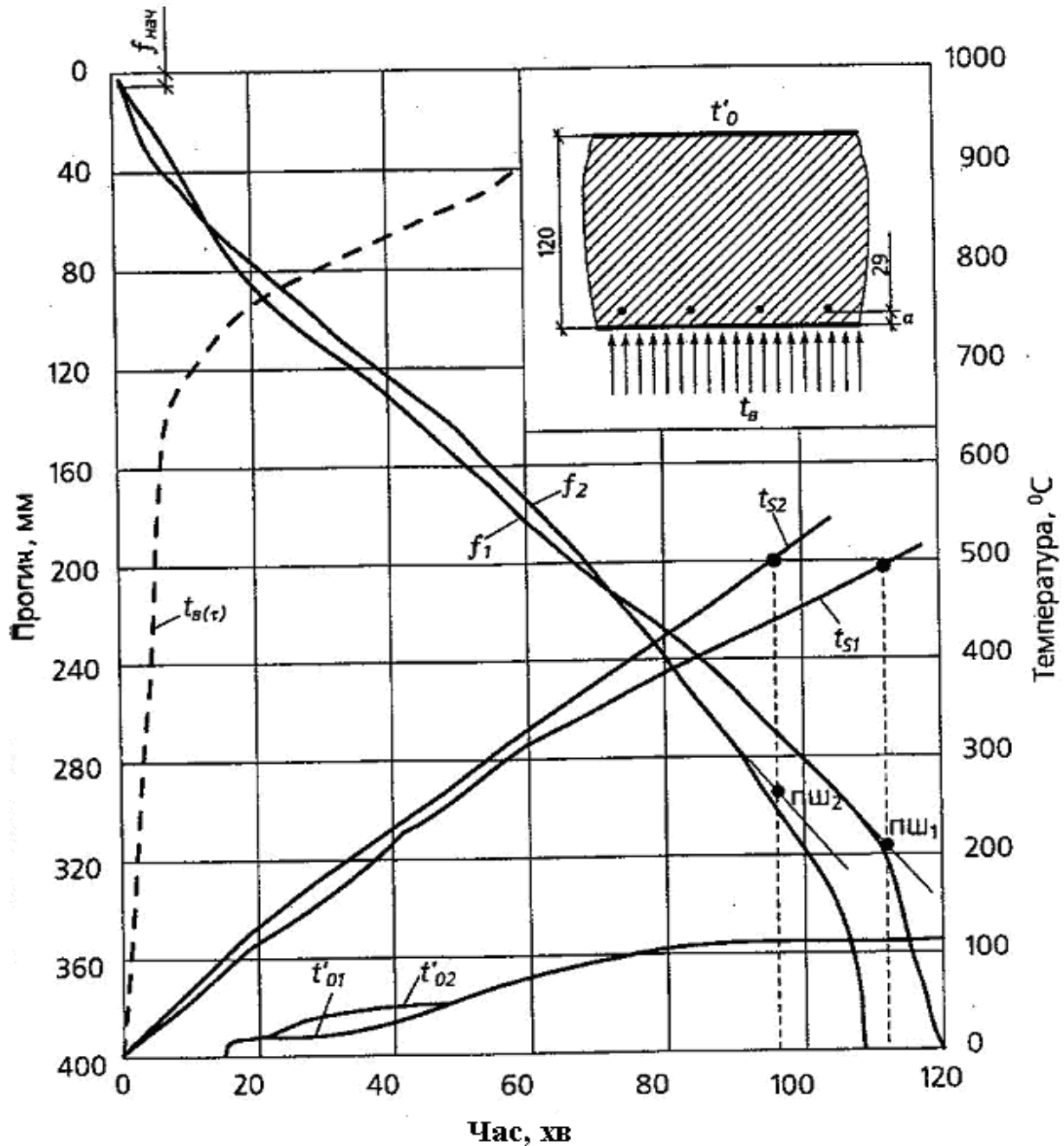


Рис.3.8. Результати випробувань на вогнестійкість суцільних плит перекриття.

2. Багатопустотні плити перекриття.

Плити із овальними пустотами (рис.3.10). Армвані попередньо напруженими стержнями діаметром 14мм із сталі 30ХГ2С, мають на при опорних ділянках зварні вертикальні каркаси із звичайного холоднотягнутого дроту, діаметром 4мм і довжиною 40см, що встановлені конструктивно. У восьми випадках

зруйнувались внаслідок зрізу бетону стиснутої зони по похилому перерізу на припорних ділянках (на відстані 1/4 прольоту).

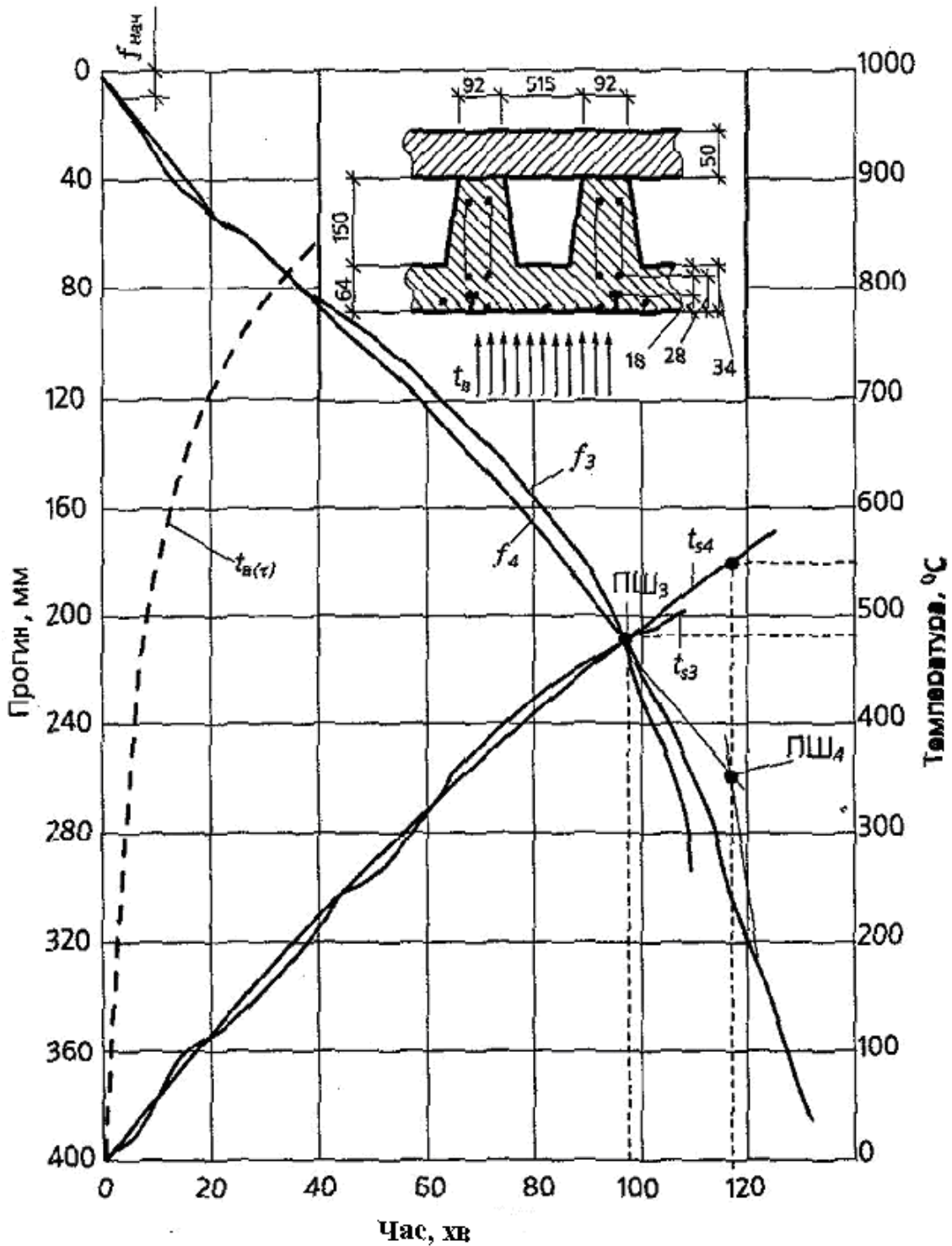


Рис.3.9. Результати випробувань на вогнестійкість ребристих плит перекриття.

Межа вогнестійкості плит не перевищувала 35 хвилин, при середній температурі арматури 340°C , що значно нижче за критичну температуру 470°C .

Цей факт підтверджує потрібність обов'язкового армування приопорних ділянок тонкостінних перекриттів поперечною арматурою, що не передбачено звичайним розрахунком.

Так само цей факт підтверджується вогневими випробуваннями попередньо напружених круглопустотних плит із стержньовою і дротяною арматурою, приопорні ділянки котрих були посилені вертикальними каркасами, довжиною 150см за умов розрахункових прольотів 610 і 580см (рис. 3.10б). Руйнування цих плит відбувалось по нормальному перерізу у прольоті за рахунок прогрівання арматури до критичної температури.

3. Перекриття із ребристих тонкостінних плит касетного виробництва із підвісними акустичними стелями (рис 3.11).

Згідно випробувань, звичайна акустична стеля руйнується вже через 7 хвилин від початку нагрівання, що сприяє дуже швидкому прогріванню ребристої (ребрами донизу) плити. Після руйнування акустичної стелі ребра плити обігриваються із трьох сторін, і арматура розтягнутої зони дуже швидко прогривається до критичної температури. Таким чином, межа вогнестійкості перекриття із спалимою акустичною стелею складає 44 хвилини.

При використанні неспалимої підвісної стелі із неспалимих або важко спалимих гіпсоволокнистих плит, завтовшки 25мм, межа вогнестійкості перекриття досягає 103 хвилин, в той час, неспалима стеля захищає несучу плиту на протязі 72 хвилин.

Касетні ребристі плити прогриваються до 160°C через 35 хвилин після руйнування акустичної стелі. Це пояснюється щільною структурою дрібнозернистого бетону, високою теплопровідністю і пониженою паропроникненістю. При вологості бетону більш за 5%, через 15 хвилин спостерігалось вибухоподібне руйнування плит у кесонах із утворенням наскрізних отворів площею до $0,5\text{м}^2$.

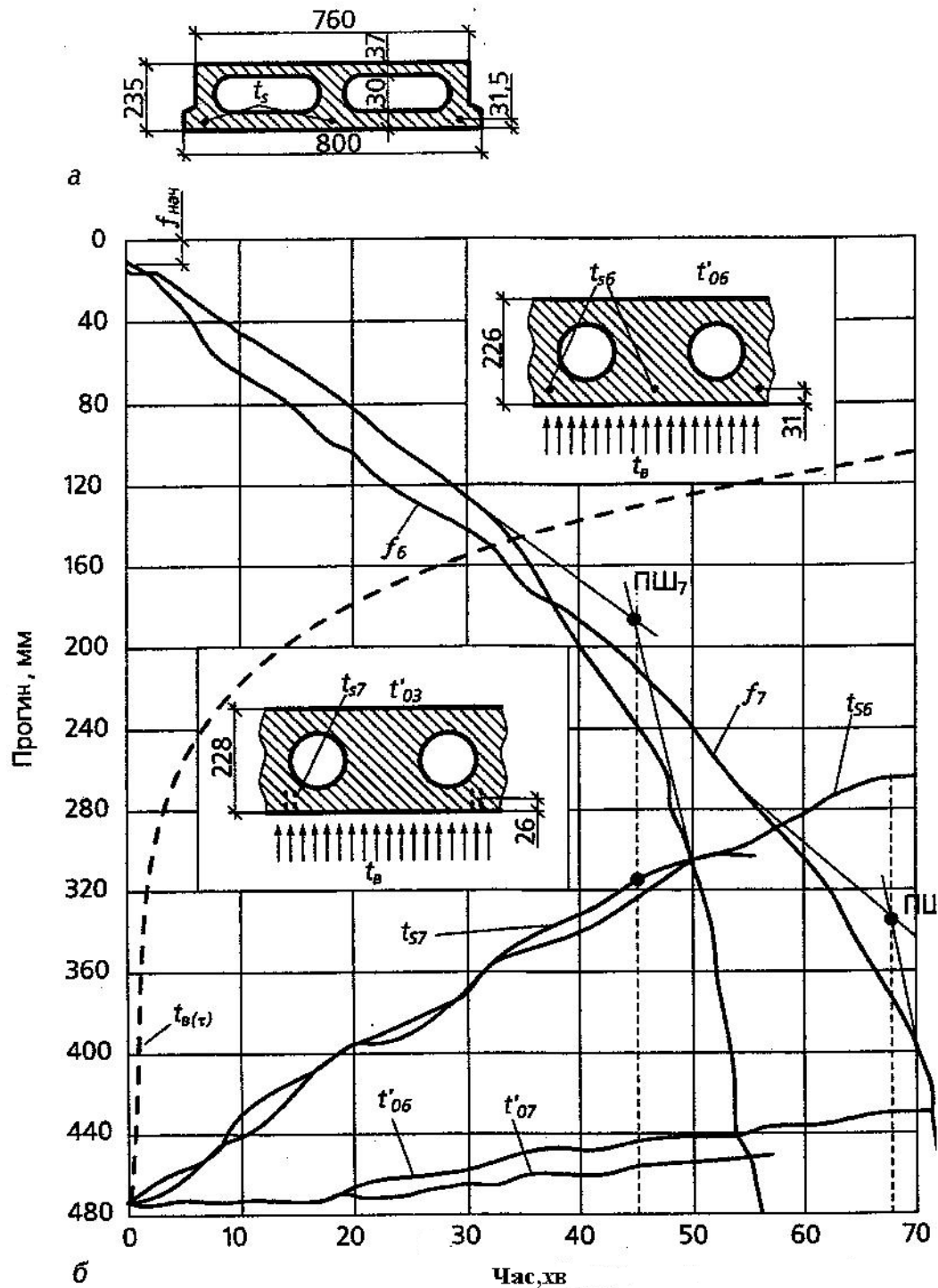


Рис. 3.10. Випробування на вогнестійкість багатопустотних плит перекрытия:

а – схема панелі з горизонтально-овальними пустотами із розрахунковим пролітом 6,2м; б – результати випробувань на вогнестійкість багатопустотних панелей перекрытия із круглими пустотами.

4. Плити, що спираються по контуру (контурні) (рис 3.12).

Плити, що спираються по контуру, в умовах пожежі, деформуються по двох напрямках, перетворюються у просторову конструкцію, в наслідок зміни статичної схеми роботи. По закінченні деякого проміжку часу нагрівання, середня частина таких плит стає розтягнутою по всій товщині, а стиснута зона переміщується ближче до контуру. Як результат – плити дуже провисають.

Центр тяжіння розтягнутої арматури, що розташована за дугою провисання, зміщується донизу, відносно місця прикладання рівнодіючої стискаючих зусиль по контуру плит. Як наслідок – відбувається збільшення плеча внутрішньої пари сил у розглядаємих перерізах плити по вісях OX та OY , що сприяє їх зміцненню. Така просторова схема роботи вільно спертих по контуру плит перекриття, в умовах пожежі, сприяє збільшенню критичної температури нагрівання всієї розтягнутої арматури.

Після аналізу результатів усіх випробувань, можна зробити висновок, що:

- суцільні залізобетонні плити, армовані гарячекатаною арматурою, із сильно розвинутою стиснутою зоною, ребристі плити з міцними повздовжніми ребрами, що армовані гарячекатаною стрижньовою арматурою і подвійними вертикальними каркасами із звичайного холодно тягнутого дроту, втрачають несучу здатність по нормальному перерізу із утворенням пластичного шарніру в розтягнутій зоні.

- тонкостінні елементи залізобетонних плит руйнуються до утворення пластичного шарніру, за рахунок крихкого сколювання або зрізу бетону стиснутої зони по похилих перерізах. Це відбувається внаслідок дії температурних напружень і нерівномірного прогрівання перерізу, а також під дією головних розтягуючих напружень від дії зовнішнього навантаження і температури.

Таким чином, особливості поведінки плит збірного залізобетонного перекриття в умовах пожежі залежать від конструктивних особливостей, навантаження, способу армування,

класу арматури, форми поперечного перерізу, товщини захисного шару бетону.

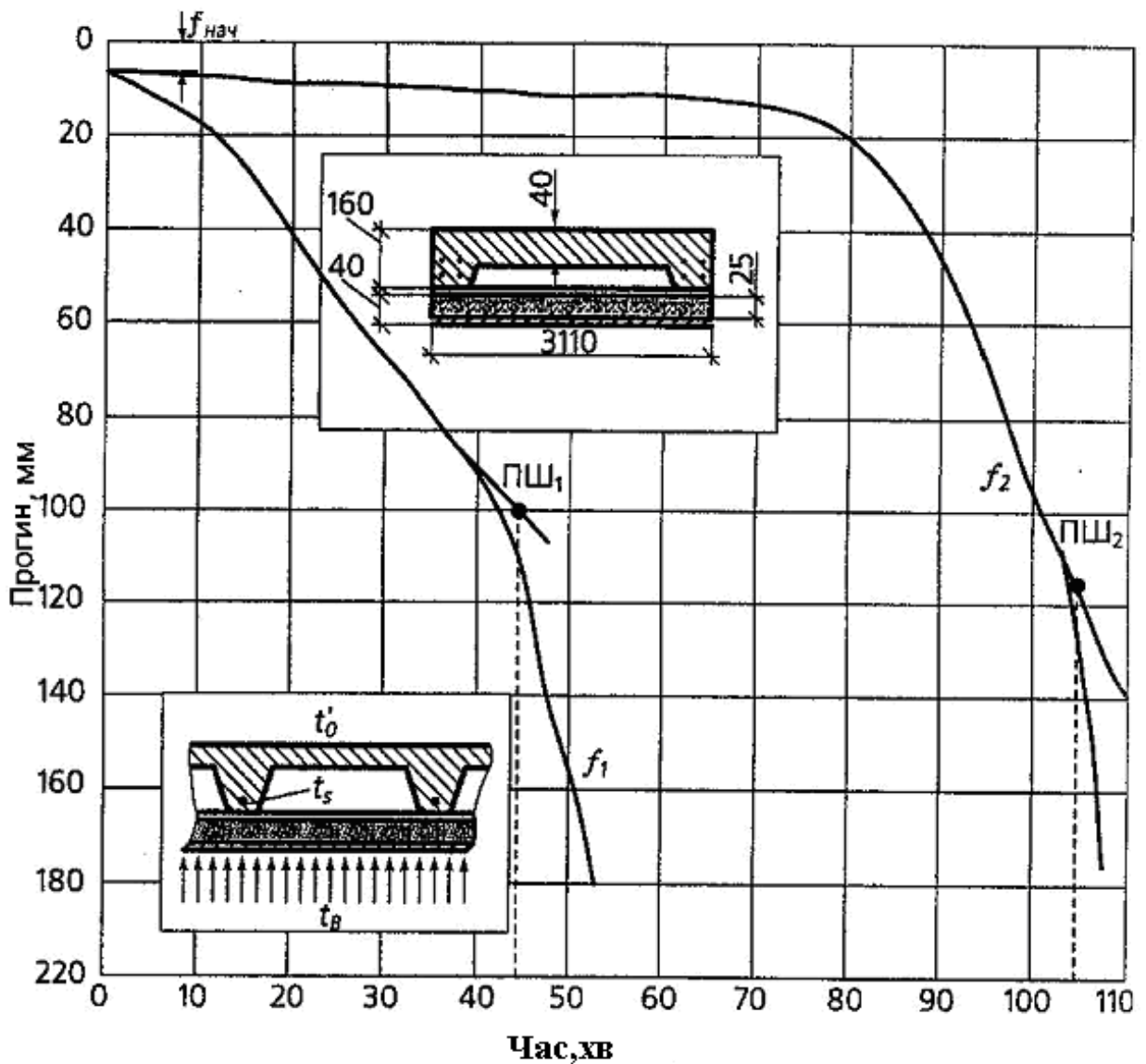


Рис. 3.11. Графік зростання максимальних прогинів під час вогневих випробувань перекриттів із ребристих касетних панелей з підвісною акустичною стелею:

f_1 ; f_2 – прогини плит пролітом 3,1м при використанні, відповідно, спалимої і вогнезахисної стель.

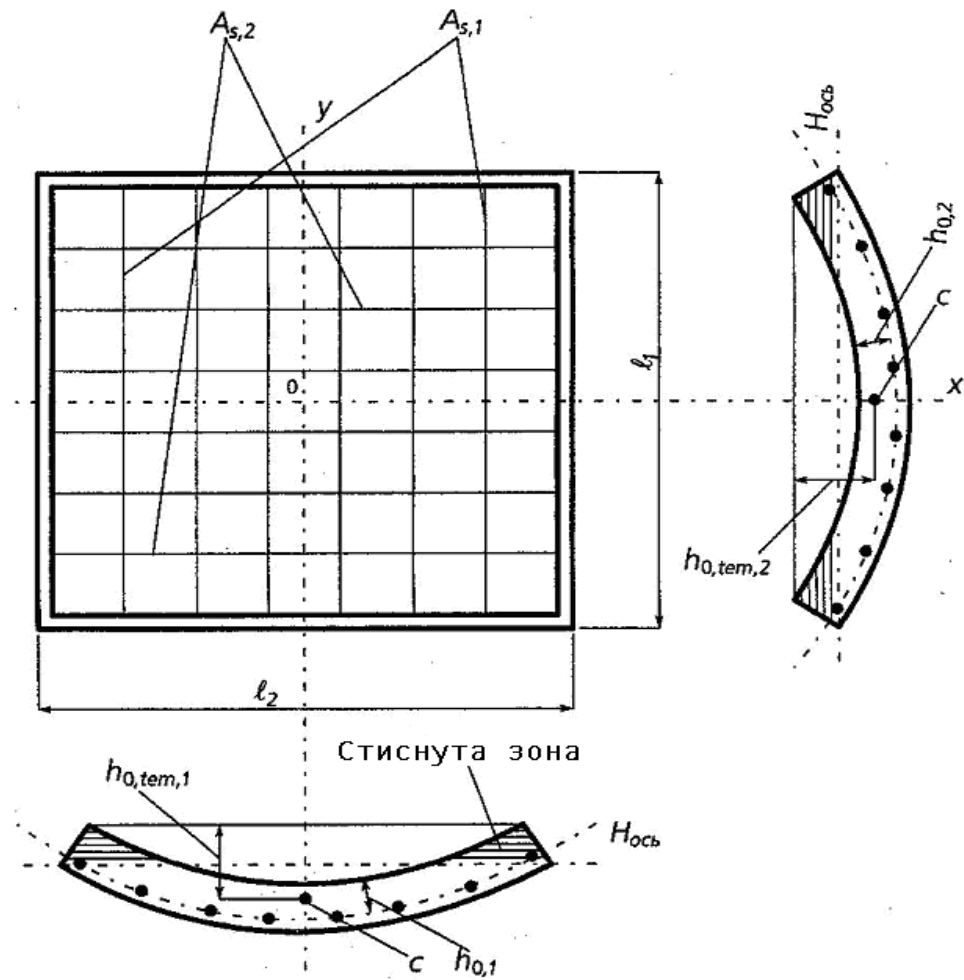


Рис. 3.12. Зміна статичної схеми роботи плит, спертих по контуру, в умовах пожежі.

Межа вогнестійкості плит міжповерхових перекриттів настає внаслідок втрати несучої здатності. В умовах пожежі це відбувається у двох випадках:

- *у разі утворення пластичного шарніру в розтягнутій зоні перерізу;*
- *внаслідок руйнування бетону стиснутої зони до утворення пластичного шарніру.*

3.1.2. Балки.

3.1.2.1. Особливості конструювання.

Балка – це конструкція, довжина якої значно більша за розміри поперечного перерізу: висоту і ширину. Балки служать опорами для

плит і являються основою перекриття. Разом із плитами вони утворюють пласкі або ребристі покриття і перекриття.

Перерізи балок бувають прямокутними, тавровими, двотавровими, трапецевидними, крестовими і інших профілів (рис.3.13). За кількістю прольотів і характером спирання, балки бувають однопрольотні вільно сперті, однопрольотні защемлені по одній або по двох опорах, багатопрольотні нерозрізні і консольні. Висота балки h залежить від її конструкції та навантаження. Висота балки має бути кратною 50 мм. $h=400\dots600, 800\text{мм}$. $b=100, 150, 200, 250\text{мм}$.

Балки армують повздовжньою і поперечною арматурою. Робоча арматура балок розташовується в розтягнутій зоні згідно епюри згинаючих моментів в один, два, рідше в три ряди. Таке армування називається *одиначним*. В разі недостатньої міцності бетону стиснутої зони, а також коли в перерізі діють моменти двох знаків, робочу арматуру встановлюють і в стиснутій зоні. Таке армування називається *подвійним*. Захисний шар бетону для робочої повздовжньої арматури приймають не менше від найбільшого діаметру стержня і не менш за 20 мм при $h \geq 250\text{мм}$.

Площа перерізу робочої арматури визначається розрахунком і має бути не менш за $\mu=0,05\%$ площі бетону робочого перерізу. Для повздовжнього армування використовують стержні періодичного профілю діаметром від 12 до 32мм класів А-III і вище.

У залізобетонних балках одночасно із згинаючими моментами, діють і поперечні сили. Їх сприймають бетон і поперечна арматура (поперечні стержні і хомути).

Крім того, у балках встановлюють монтажну арматуру для закріплення поперечної арматури і утворення арматурних каркасів. Балки армують, в основному, зварними каркасами, іноді, в'язаними. Армування однопрольотної балки каркасами показано на рис. 3.14.

Кількість плоских зварних каркасів у перерізі балки залежить від її ширини. При ширині балки $b \leq 150\text{мм}$ – один каркас; при $b= 200\text{-}250\text{мм}$ – два каркаси; при $b \geq 250\text{мм}$ – два або три каркаси.

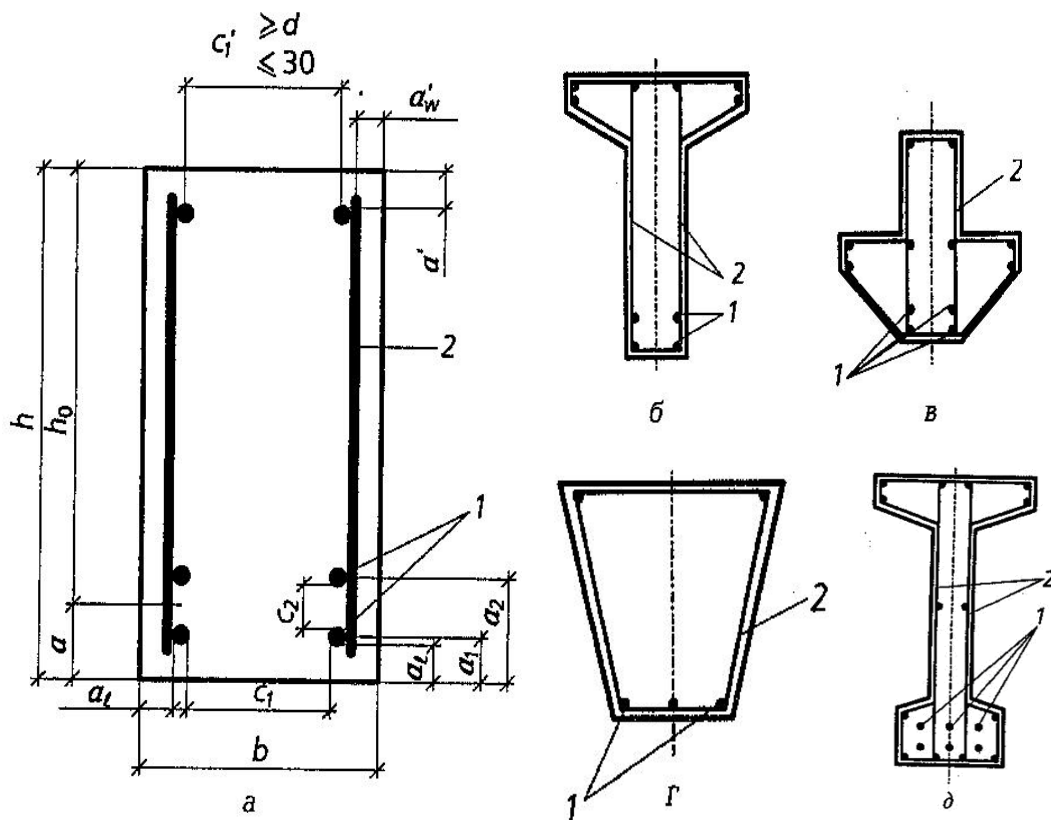


Рис. 3.13. Форми поперечного перерізу балок і схеми армування: а – прямокутна; б,в – таврова; г – трапецевидна; 1 – повздовжні стержні; 2 – поперечна арматура.

Плоскі зварні каркаси поєднують у просторіві за допомогою горизонтальних поперечних стержнів, що встановлюють через 1-1,5м.

Монтажну арматуру приймають діаметром 10..12 мм, а поперечну 6...10 мм зі сталей класів А-І, А-ІІ, А-ІІІ.

Діаметр поперечних стержнів каркасів визначають розрахунком, але приймають не меншим від мінімального діаметра, встановленого, залежно від повздовжньої арматури за умов зварювання. Крок поперечних стержнів встановлюють на припорних ділянках при $h \leq 450$ мм не більше як $0,5h$ і не більш як 150 мм, а при $h > 450$ мм - не більше як $(1/3)h$ і не більше як 500 мм. Довжина припорних ділянок – $(1/4)L$. На решті прольоту при $h > 300$ мм крок поперечних стержнів має не перевищувати $(3/4)h$ і 500 мм.

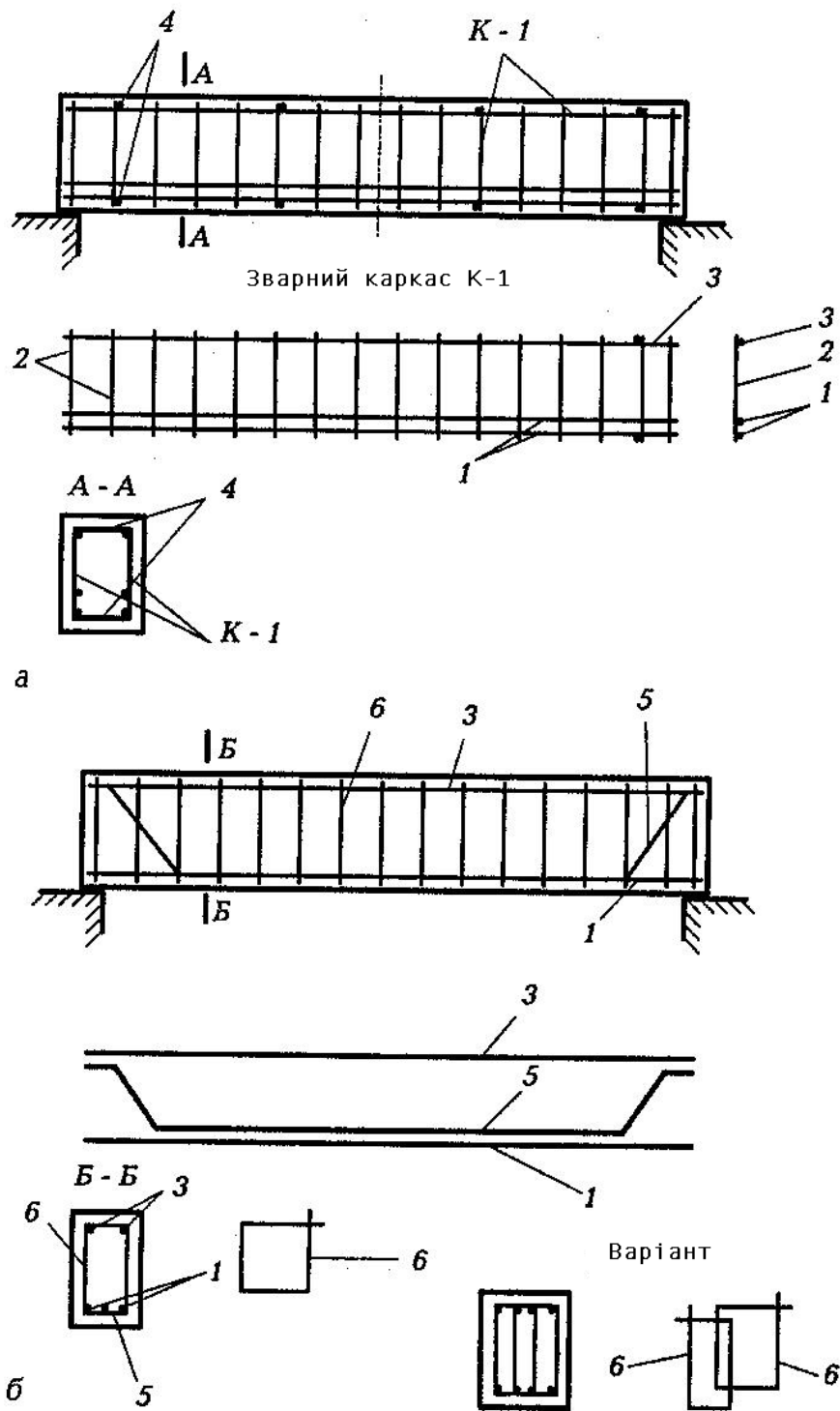


Рис. 3.14. Схеми армування балок: а – однопрольотна балка із зварними каркасами; б – однопрольотна балка із в'язаною арматурою; 1 – повздовжні робочі стержні; 2 – поперечні стержні каркасів; 3 – повздовжні монтажні стержні; 4 – поперечні з'єднувальні стержні; 5 – робочі стержні з вигинами; 6 – хомути в'язаних каркасів.

Кількість плоских зварних каркасів у перерізі балки залежить від її ширини. При ширині балки $b \leq 150\text{мм}$ – один каркас; при $b = 200\text{--}250\text{мм}$ – два каркаси; при $b \geq 250\text{мм}$ – два або три каркаси.

Захисний шар бетону для робочої повздовжньої арматури приймають не менше від найбільшого діаметра стержня і не менше як 20 мм при $h \geq 250\text{мм}$.

У якості несучої арматури у деяких випадках використовують прокатні профілі (жорстка арматура) і зварні просторові арматурні каркаси.

Балки із жорсткою арматурою можуть бути двох типів: із розташуванням профілю по всій висоті балки (рис.3.15,а), або лише в розтягнутій зоні (рис.3.15,б).

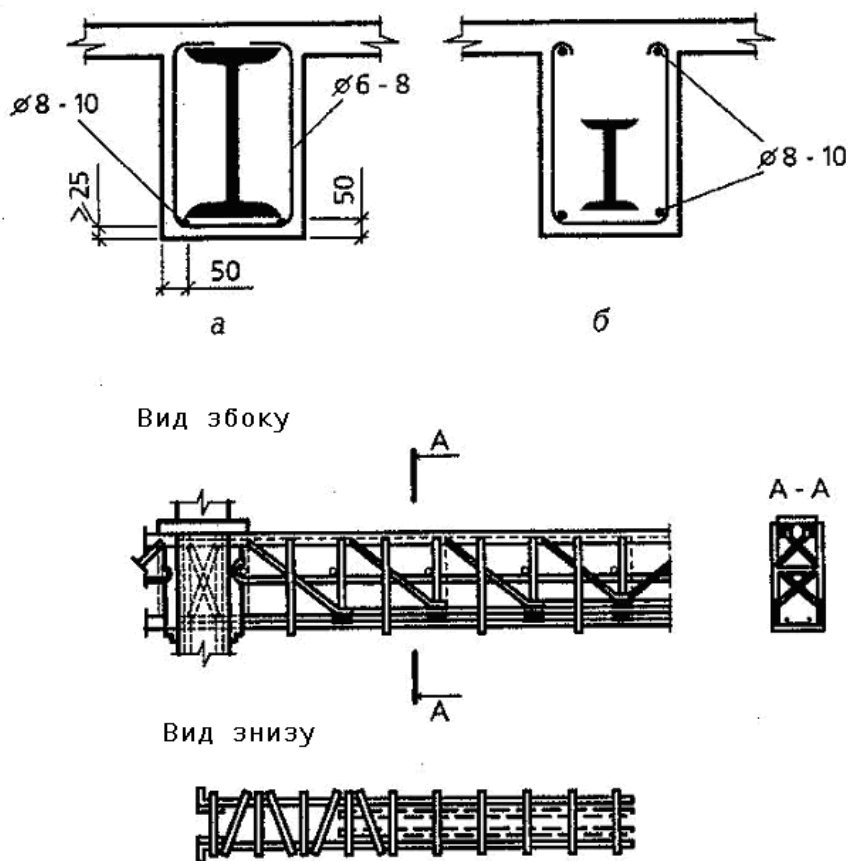


Рис. 3.15. Армуння балок: а,б – жорсткою несучою арматурою; в – зварними каркасами.

У балках обох типів встановлюють додаткову арматуру у вигляді зварних сіток або хомутів і повздовжніх монтажних стержнів

діаметром 8-10мм. У балках першого типу поперечну арматуру встановлюють без розрахунку діаметром 6-8мм. У балках другого типу поперечна арматура визначається розрахунком.

Захисний шар бетону для жорсткої арматури має бути не меншим за 50мм.

Несучі зварні каркаси виготовляють у вигляді просторових ферм із стержнів круглого і періодичного профілю, а також дрібного фасонного профілю (рис.3.15,в). Такі каркаси конструюють, як зварні сталеві ферми. За умов максимального навантаження у таких каркасах пояси ферм працюють, як повздовжня арматура, низхідні раскоси - як вигини, стійкі – як поперечні стержні.

Попередньо напружена арматура не входить до складу каркасу і розташовується згідно епюр згинаючих моментів і поперчних сил. У одно прольотних балках невеликої висоти, попередньо напружена арматура розташовується у розтягнутій зоні по всій довжині елемента.

Від позацентрово прикладеної сили попереднього обтискування P , балка вигинається, і у верхніх шарах з'являються розтягуючі напруження по всій довжині елемента (рис.3.16,б). При дії експлуатаційних навантажень у верхній зоні виникають стискаючі напруження (рис 3.16,в). У результаті складання епюр напружень (рис 3.16,г), у верхніх волокнах при опорних перерізів балки спостерігаються розтягуючі напруження, що можуть спричинити з'явлення тріщин. Для погашення цих напружень, в балках іноді встановлюють арматуру у верхній частині перерізу у кількості 15-25% від нижньої (рис 3.16,д). У балках, що мають велику висоту, частину напруженої арматури розташовують прямолінійно, а частину вигинають догори (рис.3.16,е). У попередньо напружених елементах (рис.3.16,ж-и) крім напруженої арматури встановлюють і ненапружену (розрахункову і конструктивну). Розташовують її ближче до поверхні елемента таким чином, щоб поперечна арматура охоплювала всю повздовжню арматуру.

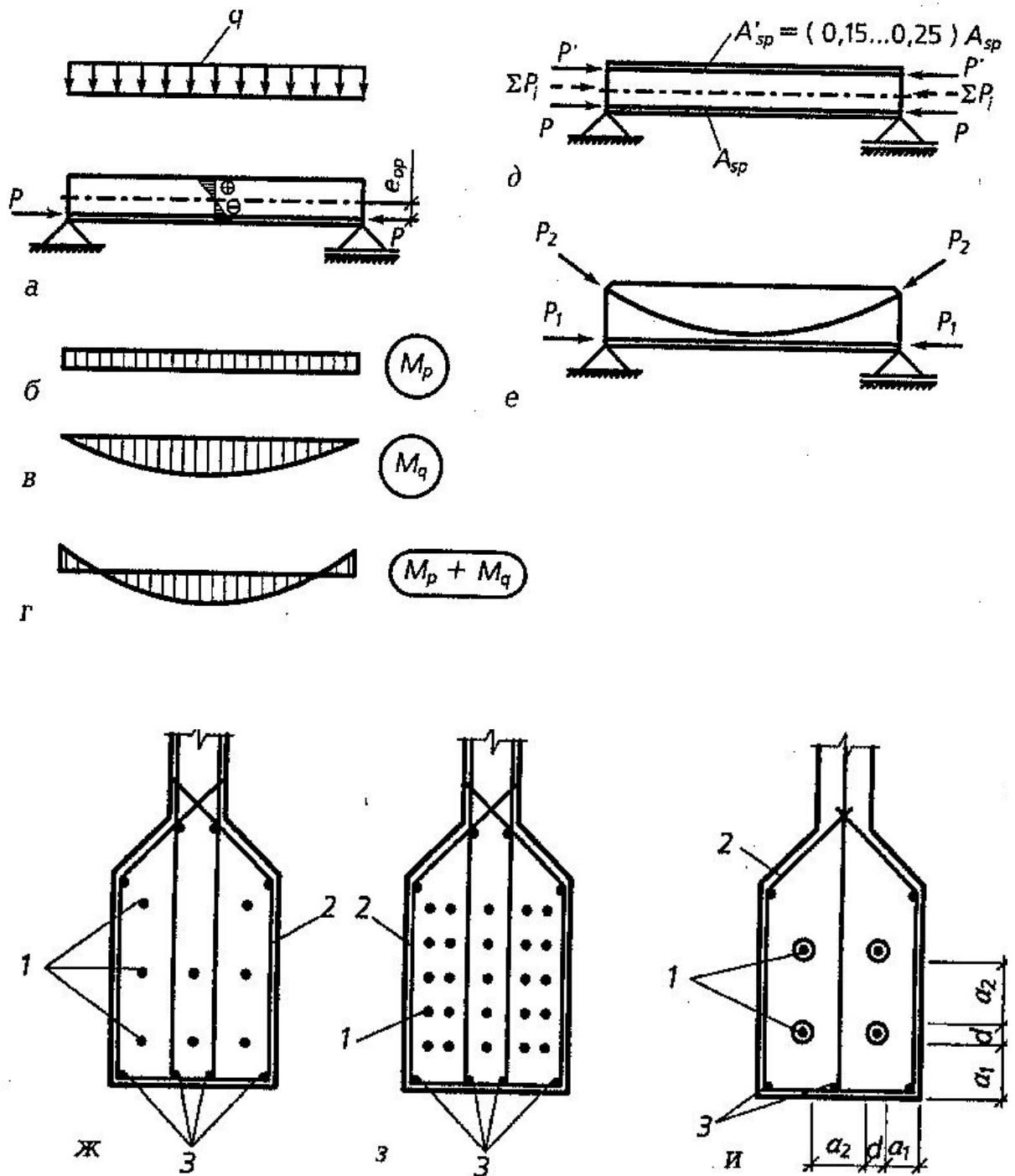


Рис. 3.16. Схема армування балок попередньо напруженою арматурою (а-е), розташування напруженої арматури у розтягнутій зоні балок (ж-и): 1 – напружена арматура; 2 – хомути; 3 – ненапружена повздовжня арматура.

Балки, що входять до складу збірного балочного перекриття, і підтримують панелі, називаються *ригелями*. Ригелі можуть спиратися на колони (у будівлях із повним каркасом) або на внутрішні колони і зовнішні стіни (у будівлях із неповним каркасом). Ригелі можуть розташовуватися вздовж будівлі і в поперек. Ригелі балочного збірного перекриття будівлі із повним каркасом являють собою елемент рамної конструкції. У будівлях із неповним каркасом (вільне спирання кінців ригеля на стіни), невеликим тимчасовим навантаженням і з прольотами, що відрізняються не більш ніж на 20%, ригель розглядається, як нерозрізна балка.

Ригелі, довжиною $l \leq 6m$, звичайно виготовляють без попереднього напруження, при довжині $l \geq 6m$ – попередньо напруженими. Для виготовлення ригелів використовують бетони класів В15 – В30.

3.1.2.2. Особливості поведінки балок в умовах пожежі.

Випробування натурних пожеж і вивчення результатів експериментів показують, що поведінка залізобетонних балок в умовах пожежі обумовлена такими ж факторами, що і для пласких конструкцій (плит). Але безпосередньо порівнювати поведінку балок і плит під час пожежі не можна. Це пояснюється тим, що:

- балки практично завжди мають арматуру у стиснутій зоні;
- балки, відмінно від плит, в умовах пожежі обігрівуються з трьох сторін. При цьому, їх перерізи прогриваються більш інтенсивно, ніж у плит, особливо кути балок;
- в усіх випадках відбувається нагрівання стиснутої зони бетону, що впливає на міцність і деформативність бетону і арматури стиснутої зони.

На поведінку балок в умовах пожежі дуже впливає спосіб спирання. За цією ознакою балки бувають статично визначені і статично невизначені.

Випробування показали, що мінімальну вогнестійкість мають балки на вільних шарнірних опорах і при абсолютно жорсткому закріпленні кінців.

Статично визначені балки в умовах пожежі руйнуються у двох випадках:

1. У розтягнутій зоні. При прогріванні повздовжньої арматури до критичної температури і утворенні пластичного шарніру по перерізу, де діє максимальний згинаючий момент $M_{n,max}$.

2. У стиснутій зоні від крихкого руйнування бетону при порівняно невеликих деформаціях арматури розтягнутої зони. Це відбувається в наслідок нерівномірного розподілу температури по висоті перерізу. Такий вид руйнування характерний для перearмованих згинаємих елементів, що працюють за умов гранично допустимих навантажень. Вони втрачають несучу здатність в наслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону при порівняно невеликих деформаціях розтягнутої арматури.

Статично невизначені стержньові згинаємі конструкції при нагріванні знижують несучу здатність внаслідок зменшення міцності опорних і прольотних перерізів. Міцність прольотних перерізів (як у статично визначених балок) зменшується із-за нагрівання розтягнутої арматури. Зниження міцності опорних перерізів відбувається внаслідок прогрівання бетону і арматури стиснутої зони до високих температур.

У статично невизначених стержньових конструкціях під час пожежі відбувається перерозподіл моментів за рахунок виникнення негативного температурного моменту, причиною якого являється перепад температур по висоті перерізу і відсутність вільного обертання перерізів.

Температурний момент зменшує момент у прольоті і збільшує момент на опорах, що сприяє з'явленню пластичного шарніру на опорах.

Після утворення пластичних шарнірів на опорах, балка перетворюється у статично визначену конструкцію з визначеними моментами на опорах.

Руйнування такої конструкції відбувається при утворенні третього пластичного шарніру у прольоті, коли повздовжня арматура

нагрівається до високих температур і в неї з'являються деформації температурної повзучості.

Таким чином, межа вогнестійкості статично невизначених елементів значно вища за межу вогнестійкості статично визначених. Вона залежить від співвідношення площ перерізів опорної і прольотної арматури, тобто від співвідношення рівнодійних зусиль в арматурі на опорах і в прольоті N_{sup} / N_l .

Із збільшенням величини цього відношення межа вогнестійкості (P_{ϕ}) збільшується.

Якщо $N_{sup} / N_l = 0,25$, то збільшення межі вогнестійкості P_{ϕ} статично невизначеного елемента порівняно із статично визначеним складає 10%;

при $N_{sup} / N_l = 0,5$ P_{ϕ} збільшується на 25%;

$N_{sup} / N_l = 1,0$ P_{ϕ} збільшується на 50%;

$N_{sup} / N_l = 2,0$ P_{ϕ} збільшується на 150%;

На підставі вищезазначеного можна зробити висновок, що для підвищення вогнестійкості, потрібно збільшувати армування при опорних ділянках на відстані не менш за $0,25l$.

Для статично невизначених елементів для оцінки несучої здатності в умовах пожежі достатнім являється наявність 3-х пластичних шарнірів.

Але на практиці бувають такі випадки конструктивних рішень, коли пластичні шарніри на опорах не виникають

У такому випадку вогнестійкість конструкції визначається максимальним моментом найбільш небезпечного перерізу (як і для статично визначених конструкцій).

Питання для самоконтролю.

1. Які елементи називають плитами?
2. Які елементи називають і балками?
3. Які арматурні вироби використовують для армування плит і балок?
4. Які основні випадки руйнування плит під час пожежі?

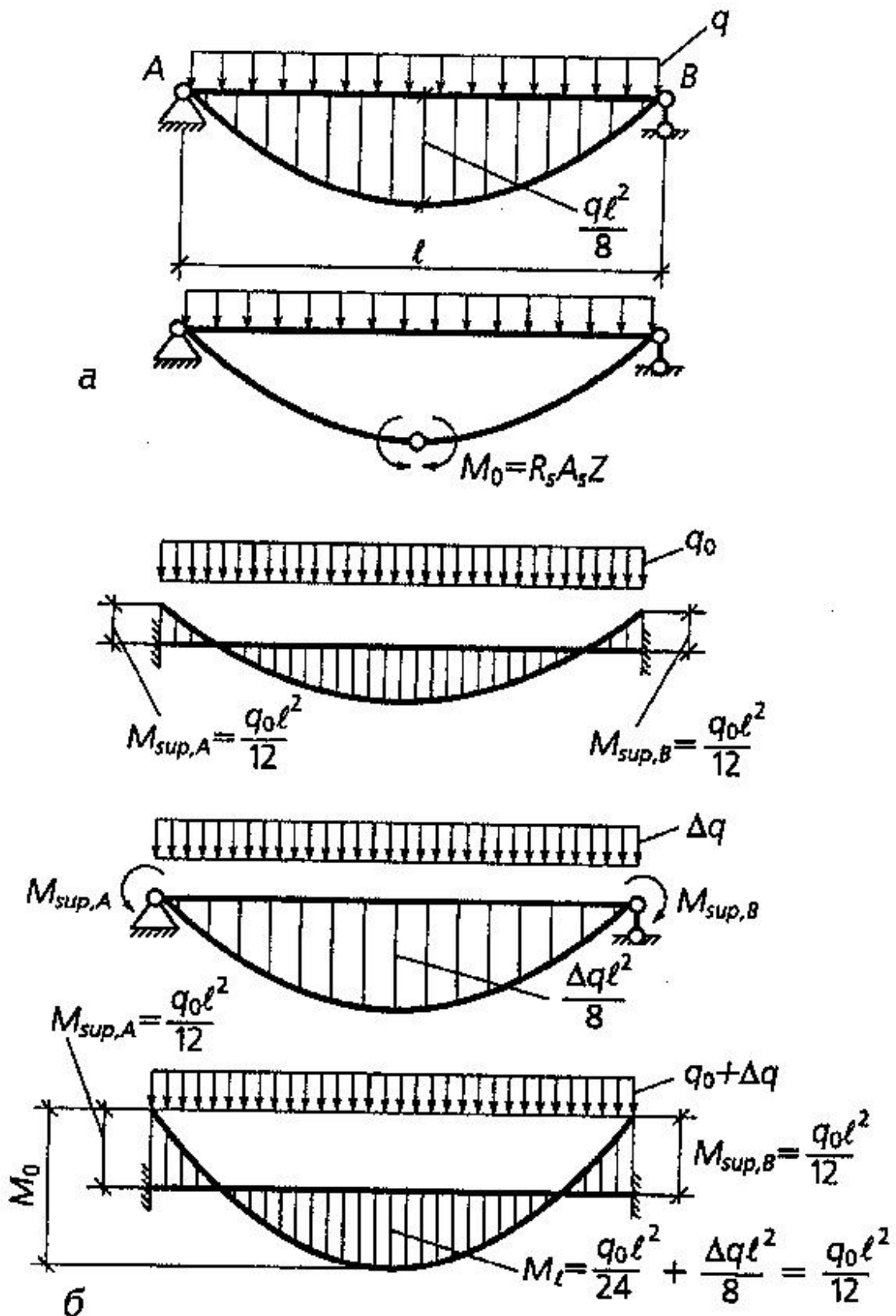


Рис. 3.17. Епюри згинаючих моментів у балці: а – статично визначеної; б – у статично невизначеної.

5. Характер руйнування статично визначених і статично невизначених балок під час пожежі? Чим він пояснюється?
6. Особливість поведінки в умовах пожежі плит, спертих по контуру?
7. Особливості жорсткого армування балок?
8. Як впливає армування приопорних ділянок на вогнестійкість статично невизначених балок?
9. Чим відрізняється характер руйнування під час пожежі перекриття із суцільних плит, порівняно із перекриттям із тонкостінних плит касетного виробництва із акустичною стелею?

ТЕМА 3.2. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГІНАННЯ ЗА ПЕРШИМ ГРАНИЧНИМ СТАНОМ.

3.2.1. Основні розрахункові рівняння для елементів будь-якого профілю.

Вичерпання несучої здатності згинаємих елементів відбувається, як від згинаючого моменту M при невеликій поперечній силі Q (нормальний переріз 1-1, рис. 3.18.), так і від поперечної сили Q при порівняно невеликому значенні моменту M (похилий переріз).

Руйнування по нормальному перерізу може відбуватися в наслідок двох випадків, що пов'язано із кількістю та механічними властивостями робочої арматури у перерізі елементу. Якщо кількість арматури не перевищує деякої визначеної величини (нормально армована балка), в зоні найбільшого згинаючого моменту руйнування починається з текучості розтягнутої арматури. В розтягнутій зоні тріщини поширюються на значну висоту елементу, прогини зростають, і тільки після цього руйнується бетон стиснутої зони (стадія III, випадок 1, див. 2.1.1.).

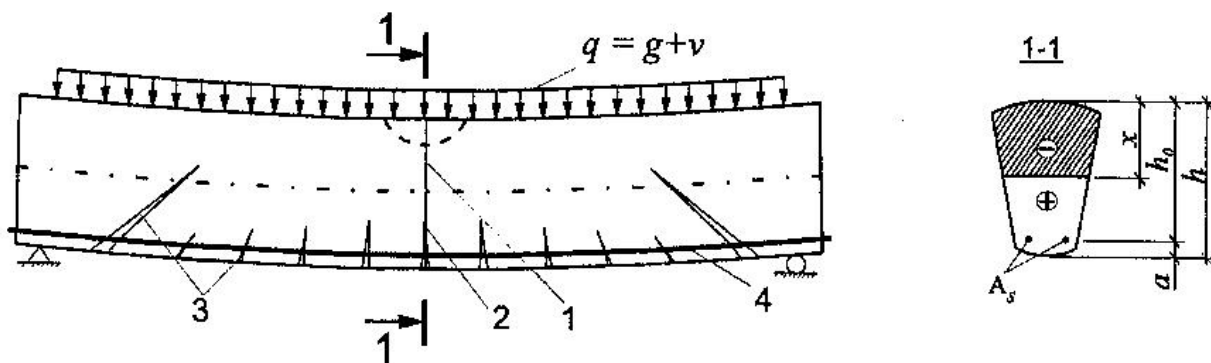


Рис. 3.18. До розрахунку згинаємих елементів: 1 – нормальний переріз 1-1, де відбувається руйнування нормально армованого елемента; 2,3 – відповідно нормальні і похилі тріщини; 4 – повздовжня робоча арматура.

Якщо кількість арматури більша за деяку визначену величину (переармована балка), руйнування починається із стиснутої зони бетону. Напруження у розтягнутій арматурі при цьому не досягають граничних значень (межі текучості при розтягу), міцність арматури використовується не повністю.

За умов малої кількості арматури при з'явленні першої тріщини, арматура відразу розривається, і елемент руйнується, як бетонний.

На підставі вище зазначених причин вичерпання несучої здатності, розрізняють два випадки розрахунку згинаємих залізобетонних елементів за нормальними перерізами:

- випадок 1, коли напруження у стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі досягли своїх граничних значень R_b і R_s ;
- випадок 2, коли напруження у стиснутому бетоні досягли граничних значень R_b , а у розтягнутій арматурі діють напруження σ_s , що значно менші за R_s .

Межа між випадками 1 і 2 встановлюється залежно від величини відносної висоти стиснутої зони $\xi = x/h_0$. Значення ξ , при якому одночасно відбувається вичерпання несучої здатності бетону стиснутої зони і розтягнутої арматури, обозначають ξ_R , і називають коефіцієнтом переармування. Якщо $\xi \leq \xi_R$ має місце випадок 1, якщо $\xi > \xi_R$, то має місце випадок 2.

Граничне значення відносної висоти стиснутої зони (коефіцієнта переармування) ξ_R визначають за емпіричною формулою, що отримана на підставі статистичної обробки багаторазових даних експериментальних досліджень залежності ξ_R від σ_s .

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (3.1.)$$

де $\omega = \alpha - 0,008R_b$ – характеристика стиснутої зони бетону;

α – коефіцієнт, що приймається для бетону:

важкого.....0,85

дрібнозернистого.....0,8;

R_s – розрахунковий опір арматури розтягу.

Розрахунок міцності нормальних перерізів полягає у визначенні розмірів поперечного перерізу елемента і площі поперечного перерізу розтягнутої арматури, що гарантують надійну роботу ЗБК як на стадії виготовлення, транспортування, монтажу, так і на протязі всього терміну експлуатації будівель.

Міцність нормальних перерізів розраховують на зусилля, отримані із розрахунку ЗБК на дію розрахункових статичних і динамічних навантажень. Розрахунок міцності згинаємих елементів по нормальних перерізах відноситься до першої групи граничних станів. Розрахункові формули виводять з умови рівноваги перерізу, в якому діє максимальний згинальний момент від зовнішнього навантаження. В основу розрахунку міцності перерізів покладені наступні основні припущення:

- внутрішні зусилля у перерізі, що розраховується, визначають для стадії його руйнування;
- розглядається переріз, що проходить по тріщині у розтягнутому бетоні, при цьому опір бетону на розтяг не враховується;
- опір бетону на стиск приймають рівним R_b ;
- опір арматури на розтяг приймають не більше розрахункового опору R_s , опір арматури на стикання – не більше за розрахунковий опір R_{sc} .

Розрахунок нормальних перерізів виконується із припущення що відомі три із чотирьох невідомих: b, h, R_b і R_s , або $A_s, R_s, i R_b$.

У загальному випадку залізобетонні елементи, що працюють в умовах згинання можуть бути армованими напруженою і ненапруженою арматурою, що розташована, відповідно, у розтягнутій (S) і стиснутій (S') зонах розрахункового перерізу (рис.3.19).

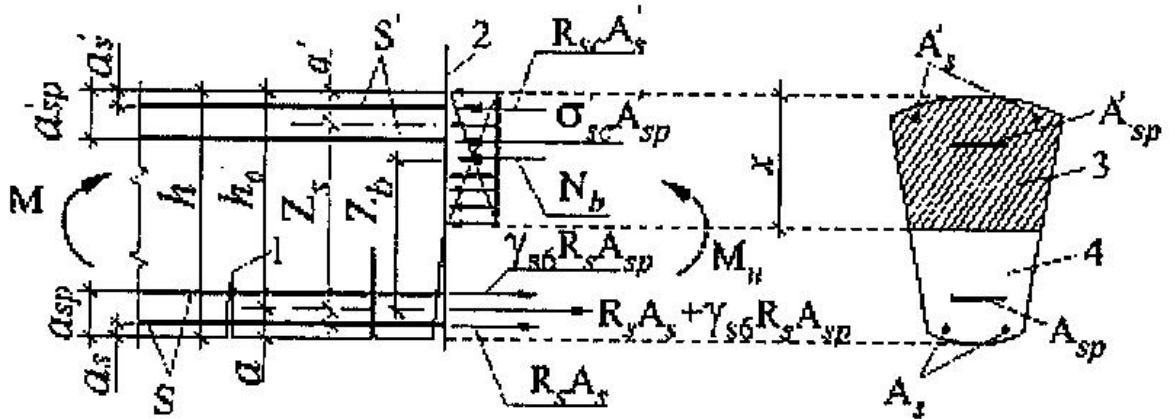


Рис. 3.19. Схема зусиль і напружень у нормальному перерізі елементу будь-якої симетричної форми: 1 – нормальні тріщини; 2 – розрахунковий переріз; 3 – стиснута зона перерізу; 4 – розтягнута зона перерізу; A'_{sp} – площа перерізу напруженої арматури стиснутої зони; A_{sp} – площа перерізу напруженої арматури розтягнутої зони; A'_s – площа перерізу ненапруженої арматури стиснутої зони; A_s – площа перерізу ненапруженої арматури розтягнутої зони; R_s – опір арматури на розтяг; R_{sc} – опір арматури на стиск; R_b – опір бетону на стиск; z – плече внутрішньої пари сил.

Схема отримання розрахункових формул може бути надана таким чином: на згинаємому елементі, у перерізі із максимальним згинаючим моментом, робимо умовно переріз, що поділяє елемент на дві частини.

Одну частину залишаємо для розглядання, а іншу, відкидаємо, при цьому її дію на відкинуту частину замінюємо внутрішніми зусиллями, що прикладені до центру ваги епюри напружень у стиснутому бетоні і центру ваги поперечного перерізу арматури. Розглянемо вирізаний із балки елемент, що армований звичайною і попередньо напруженою арматурою. Ліворуч на цей елемент діє

згинаючий момент від розрахункових навантажень, праворуч – внутрішні зусилля (у III стадії напружено деформованого стану із урахуванням вищезазначених припущень). Розрахункові формули визначення міцності нормальних перерізів будь-якої симетричної форми виводять із двох умов рівноваги елемента у граничному стані:

$$\Sigma M=0 \text{ та } \Sigma N_x=0.$$

$\Sigma M=0$ – сума моментів внутрішніх сил, відносно вісі, що нормальна до площини згину і проходить через точку прикладання рівнодіючої зусиль у розтягнутій арматурі;

$\Sigma N_x=0$ – сума проекцій зусиль у розрахункових перерізах на горизонтальну вісь.

У випадку армування перерізу згинаємого елемента з подвійною ненапруженою і напруженою арматурою (загальний випадок армування) (рис.3.19), зусилля у стиснутій і розтягнутій зонах перерізу дорівнюватимуть:

$N_b=R_b A_b$ – зусилля у стиснутому бетоні;

$N'_s=R_{sc} A'_s$ – зусилля у ненапруженій арматурі стиснутої зони;

$N'_{sp}=\sigma'_{sp} A'_{sp}$ – зусилля у напруженій арматурі стиснутої зони;

$N_s=R_s A_s$ – зусилля у ненапруженій арматурі розтягнутої зони;

$N_{sp}=\gamma_{s6} R_s A_{sp}$ – зусилля у напруженій арматурі розтягнутої зони;

γ_{s6} – коефіцієнт умов роботи для високоміцної арматури.

Для перерізу із подвійною ненапруженою і напруженою арматурою, рівняння $\Sigma N_x=0$ матиме наступний вигляд:

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s + \sigma'_{sp} A'_{sp} - R_s A_s - \gamma_{s6} R_s A_{sp} = 0 \quad (3.2)$$

За допомогою рівняння (3.2) визначають положення нейтральної вісі (висоту стиснутої зони x).

Міцність нормальних перерізів згинаємого елемента буде забезпеченою, якщо момент від зовнішнього навантаження M не буде перевищувати несучу здатність перерізів елемента, що визначається у вигляді зворотно направленого моменту M_u внутрішніх зусиль ($M \leq M_u$). Рівняння $\Sigma M=0$ буде мати наступний вигляд:

$$\begin{aligned} M \leq M_u &= R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_{sp}) = \\ &= R_b S_b + R_{sc} S'_s + \sigma'_{sp} S'_{sp} \end{aligned} \quad (3.3)$$

Якщо будь-яка арматура відсутня у рівняннях (3.2) і (3.3), площа цієї арматури приймається 0, і, відповідно, всі складові цієї площі також приймаються 0.

3.2.2. Розрахунок нормальних перерізів багатопустотної плити перекриття.

Для розрахунку плити за першою групою граничного стану виконують збір навантажень, які діють на неї, і визначають розрахункову схему.

Розрахункова схема плити являє собою статично визначену балку на двох шарнірних опорах, яка завантажена рівномірно-розподіленим навантаженням. Статичний розрахунок проводимо без перерозподілу згинаючих моментів, тобто за законами опору матеріалів. Згідно вищезазначеного, максимальне значення згинаючого моменту і поперечної сили складає:

$$M = [(q + V) \cdot L_0^2] / 8, \quad (3.4)$$

$$Q = [(q + V) \cdot L_0] / 2, \quad (3.5)$$

де q - постійне навантаження, кН/м;

V - тимчасове корисне навантаження, кН/м;

L_0 - розрахунковий проліт (рис.3.3), м.

Для проведення конструктивного розрахунку пустотну плиту приводять до еквівалентного двотаврового поперечного перерізу (рис. 3.21, 3.22). Для приведеного поперечного двотаврового перерізу підбирають поздовжню робочу та поперечну робочу арматуру (хомути).

Для розрахунку двотаврового поперечного перерізу спочатку визначають положення нейтральної вісі. Для цього визначають згинаючий момент, який сприймає полиця стиснутої зони двотаврового перерізу відносно центру ваги розтягнутої арматури за формулою:

$$M_f = R_b \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_o - 0,5 \cdot h_f'), \quad (3.6)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону при стисканні залежно

від його класу для першої групи граничного стану (додаток 2);

h_o – робоча висота поперечного перерізу елемента,

$h_o = h - a$ (h – висота перерізу елемента, a – захисний шар бетону);

b'_f, h'_f – ширина і висота полиці у стиснутій зоні таврового та двотаврового перерізів відповідно.

Якщо M_f буде більше моменту M^p , то полиця в змозі сприйняти момент від зовнішнього навантаження, і як наслідок цього, нейтральна вісь проходить у полиці, а переріз розраховується як прямокутний шириною $b = b'_f$. В протилежному випадку нейтральна вісь проходить у ребрі, і переріз розраховують як тавровий.

В першому випадку по максимальному пролітному моменту визначається коефіцієнт відносної несучої здатності:

$$\alpha_m(A_o) = M / [R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2] \quad (3.7)$$

Далі визначають відповідні йому значення ξ та $\zeta(\eta)$ за даними довідкової літератури. Потім порівнюємо значення відносної висоти стисненої зони ξ з границею переармування ξ_R .

- Гранична відносна висота стиснутої зони бетону (границя переармування) визначається за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}, \quad (3.8)$$

- де R_s – розрахунковий опір поздовжньої розтягнутої робочої арматури для граничного стану першої групи;
- ω – відносна висота стиснутої зони бетону при прямокутній епюрі для випадку, коли приріст деформацій в арматурі (і напружень) дорівнює нулю.

- $$\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b \quad (3.9)$$

- де α – коефіцієнт для важкого бетону – 0,85 і для легкого бетону – 0,8.

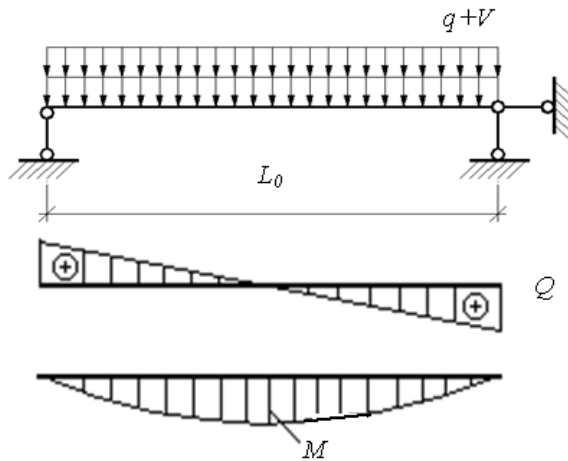


Рис. 3.20. Епюра моментів і поперечних сил пустотної плити перекриття.

- Якщо $\xi \leq \xi_R$, то це означає, що арматура в стиснутій зоні не потрібна. Тоді її площа перерізу (в розтягнутій зоні) визначається за формулою:
- $$A_s = M / (R_s \cdot \eta \cdot h_o) . \quad (3.10)$$
- Використовуючи довідкові дані, обирають діаметр та кількість стержнів поздовжньої арматури.

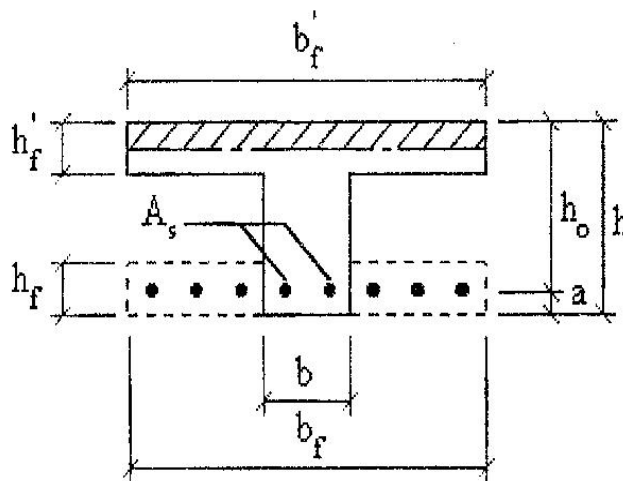


Рис. 3.21. Приведений двотавровий поперечний переріз плити перекриття з одиночним армуванням

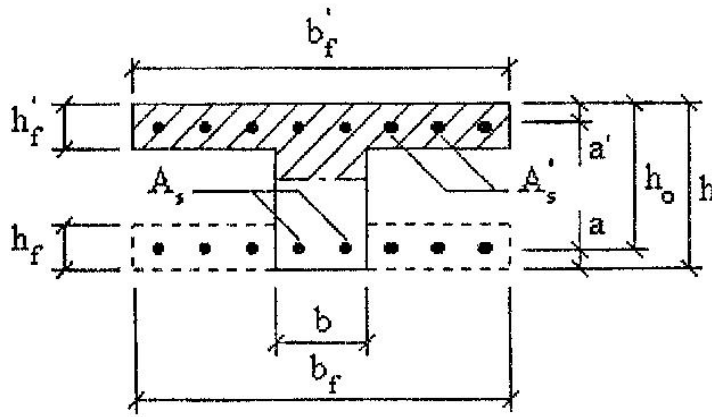


Рис. 3.22. Приведений двотавровий поперечний переріз плити перекриття з подвійним армуванням.

- Якщо визначиться, що $\xi > \xi_R$, то необхідно спершу виконати розрахунок арматури в стиснутій зоні бетону за формулою:

$$A'_s = (M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_o^2) / [R_{SC} (h_o - a')], \quad (3.11)$$

де R_{SC} – розрахунковий опір стиснутої арматури для граничного стану першої групи;

a' – відстань від рівнодійної зусиль в арматурі до найближчого краю поперечного перерізу елемента в стиснутій зоні.

Граничне значення коефіцієнта відносної несучої здатності:

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R) \quad (3.12)$$

Після цього площа перерізу арматури в розтягнутій зоні складає:

$$A_s = (R_b \cdot b'_f \cdot \xi_R \cdot h_o + R_{SC} A'_s) / R_s \quad (3.13)$$

Якщо нейтральна вісь проходить у ребрі, то поперечний переріз розраховують як тавровий у нступній послідовності.

По максимальному згинаючому моменту визначають коефіцієнт відносної несучої здатності:

$$\alpha_m = [M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_o - 0,5h'_f)] / (R_b \cdot b \cdot h_o^2) \quad (3.14)$$

Потім знаходять ξ і порівнюють з ξ_R . Якщо виконується умова $\xi \leq \xi_R$, то арматура в стиснутій зоні не потрібна. Площа розтягнутої арматури в цьому випадку складає:

$$A_s = [R_b(b_f' - b)h_f' + R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_o] / R_s \quad (3.15)$$

Якщо $\xi > \xi_R$, то спершу визначається площа перерізу стиснутої арматури:

$$A_s' = [M - \alpha_R \cdot R_b \cdot b \cdot h_o^2 - R_b(b_f' - b)h_f'(h_o - 0,5h_f')]/[R_{SC}(h_o - a')] \quad (3.16)$$

Після чого площа перерізу арматури в розтягнутій зоні визначається за формулою:

$$A_s = [R_b \cdot b \cdot \xi_R \cdot h_o + R_{SC}A_s' + R_b(b_f' - b)h_f'] / R_s \quad (3.17)$$

Армування плити виконується зварними каркасами і сітками.

3.2.3. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю.

3.2.3.1. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиночним армуванням.

Цей вид розрахунку являється окремим випадком розрахунку згинаємих елементів будь-якої симетричної форми. Розрахункові формули міцності отримують, використовуючи наступні значення: $A_b = bx$; $z_b = h_0 - 0,5x$; $A_{sp} = A'_{sp} = A'_s = 0$.

A_s - площа перерізу розтягнутої робочої арматури;

A_b - площа перерізу стиснутого бетону;

A_t - площа перерізу розтягнутого бетону;

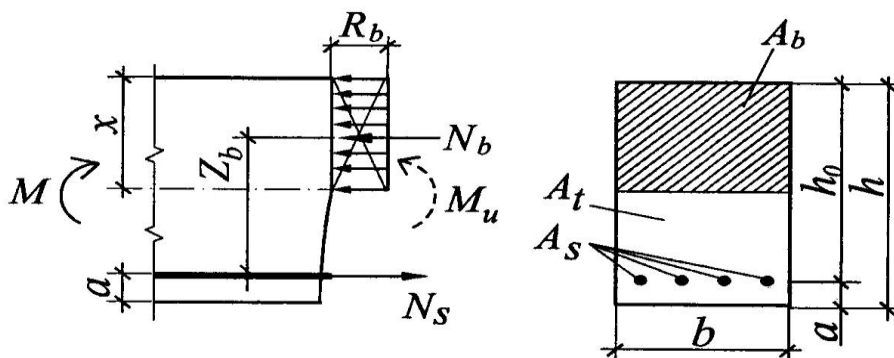


Рис. 3.23. Схема зусиль і напружень у нормальному розрахунковому перерізі елементу прямокутної форми з одиночним армуванням.

$Z_b = h_0 - 0,5x$ – плече внутрішньої пари сил;

$A_{sp} = A'_{sp} = A'_s = 0$ - площа арматури стиснутої зони (ненапруженої і напруженої).

Умови рівноваги для даної схеми виглядають так:

$$\sum N_x = 0 : R_s \cdot A_s = R_b \cdot b \cdot x \quad (3.18)$$

$$\sum M_s = 0 : M_s \leq M_f = R_b \cdot b \cdot x \cdot Z_b = R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) \quad (3.19)$$

$$\sum M_b = 0 : M_b \leq M_f = R_s \cdot A_s \cdot Z_b = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x) \quad (3.20)$$

Для спрощення розрахунків згинаємих елементів прямокутного профілю, потрібно використовувати коефіцієнти:

a_m – відносної несучої здатності;

ξ – відносної висоти стиснутої зони;

$\zeta(\eta) = z_b/h_0$ – відносного плеча внутрішньої пари сил.

За допомогою к-та a_m основне рівняння (3.19) виглядає так :

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0,5x) = a_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 \quad (3.21)$$

$$a_m = \xi \cdot (1 - 0,5\xi), \quad a_m = \xi \cdot \eta, \quad \eta = Z_b/h_0 \quad (3.22)$$

$$\xi = x/h_0 \quad (3.23)$$

$$x = \xi \cdot h_0 \quad (3.24)$$

Із врахуванням прийнятих позначень, рівняння (3.18) - (3.20) мають вигляд:

$$M \leq a_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 \quad (3.25)$$

$$M \leq R_s \cdot A_s \cdot \eta \cdot h_0 \quad (3.26)$$

$$A_s = M / (R_s \cdot \eta \cdot h_0) \quad (3.27)$$

$$R_b \cdot b \cdot \xi \cdot h_0 = R_s \cdot A_s \quad (3.28)$$

За допомогою таблиць нормативної літератури розглядають три типи задач по підбору і перевірці міцності нормальних перерізів прямокутного профілю.

Розв'язання задач *першого типу* пов'язано із перевіркою несучої здатності елементу при заданному армуванні, відомих розмірів перерізу, видах і класах бетону і арматури, класу відповідальності будівлі за призначенням.

Розв'язання задач *другого типу* пов'язано із визначенням потрібного армування при заданих розмірах перерізу, заданих видах і класах бетону і арматури, відомому згинальному моменті від розрахункового навантаження, вологості оточуючого середовища (ригель і плита перекриття).

Розв'язання задач *третього типу* пов'язано із визначенням всіх розмірів бетонного перерізу елемента і площі поперечного перерізу арматури при відомому моменті від розрахункового навантаження (колони).

Послідовність розв'язання всіх типів задач буде представлена нижче, у розділі 3.2.3.3.

3.2.3.2. Розрахунок нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з подвійним армуванням.

Елементи із подвійним армуванням – це такі елементи, в яких арматуру, згідно із розрахунком, встановлюють в розтягнутій і стиснутій зонах нормального перерізу.

Арматуру в стиснутій зоні встановлюють, згідно розрахунку, коли міцність бетону стиснутої зони недостатня, тобто, коли $x > \xi_R h_0$. При цьому, збільшення робочої висоти перерізу h_0 і класу бетону, неможливо.

Арматуру в стиснутій зоні, також, встановлюють при дії на елемент згинальних моментів обох знаків (нерозрізні балки, ригелі рам і інш.), а також для зменшення ексцентриситету попереднього напруження.

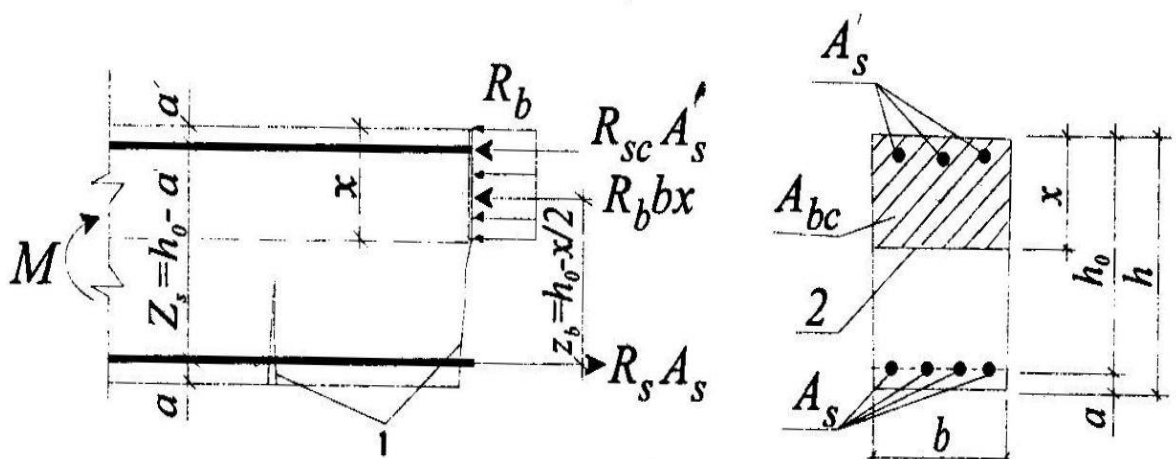


Рис. 3.24. Розрахункова схема елемента з подвійним армуванням:
 1 – нормальна тріщина, 2 – нейтральна вісь.

При подвійному армуванні, формула міцності має такий вигляд:

$$M \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.29)$$

де R_{sc} – розрахунковий опір стисканню арматури, що встановлена у стиснутій зоні;

A'_s – площа поперечного перерізу арматури, що встановлена у стиснутій зоні;

a' – відстань від стиснутої грані перерізу до вісі, що проходить через центр ваги стиснутої арматури.

Використовуючи табличні коефіцієнти, рівняння (3.29) має наступний вигляд:

$$M \leq M_u = a_m R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.30)$$

Висота стиснутої зони визначається для елементів із подвійною арматурою із рівняння:

$$R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s = 0 \quad (3.31)$$

Тоді

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b \quad (3.32)$$

Використання формул 3.29 – 3.32 можливо при $x \leq \xi_R h_0$.

Попередньо напружені елементи розраховуються подібним чином, але у розрахункові формули додаються зусилля, що виникають у попередньо напруженій арматурі $\gamma_s R_s A_{sp}$ та $\sigma_{sp} A'_{sp}$.

Під час розрахунків елементів із подвійним армуванням вирішуються задачі трьох типів, приклади розв'язання котрих будуть надані нижче, у розділі 3.2.3.3.

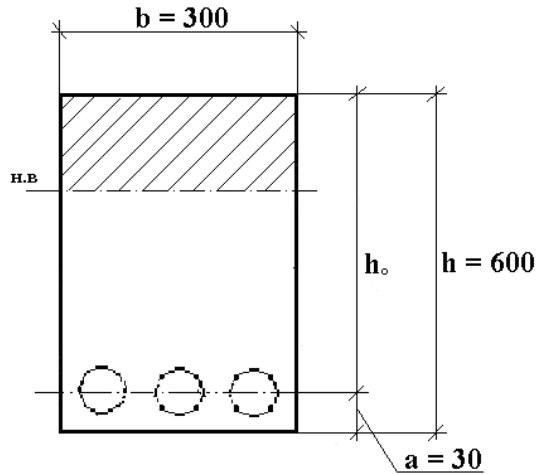
3.2.3.3. Приклади розрахунків.

Елементи з одиночним армуванням

Задача 1. Визначити розрахункову площу перерізу і діаметр поздовжньої розтягнутої арматури згинаємого елемента.

Вхідні дані: Розміри перерізу балки перекриття 300x650мм, бетон важкий класу В15, арматура класу А-ІІ, Розрахунковий згинальний момент $M^p=314$ кНм, вологість оточуючого повітря $W=45\%$.

Розрахункова схема.



Розв'язання:

- 1) Важкому бетону класу В15 відповідає розрахунковий опір на стискання $R_b=8,5$ МПа, за умов коефіцієнту умов роботи бетону $\gamma_{b2}=1$; Для арматури класу А-ІІ розрахунковий опір на розтяг $R_s=280$ МПа.
- 2) Попередньо приймаємо мінімально допустиму товщину захисного шару бетону для балок, $a = 30$ мм.

3) Визначаємо робочу висоту перерізу :

$$h_0 = h - a = 650 - 30 = 620 \text{ мм.}$$

4) Визначаємо коефіцієнт відносної несучої здатності перерізу:

$$\alpha_m(A_0) = M / (R_b b h_0^2) = 314 \cdot 10^6 / (8,5 \cdot 300 \cdot 620^2) = 0,320$$

5) По таблицях [1] знаходимо відносну висоту стиснутої зони ξ , і відносне плече внутрішньої пари сил η : $\xi = 0,4$, $\eta = 0,8$

6) Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону при прямокутній епюрі w і границю переармування ξ_R :

$$w = a - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,782$$

$$\xi_R = w / [(1 + R_s / 500 (1 - w / 1,1)] = 0,782 / [(1 + 280 / 500 (1 - 0,782 / 1,1)] = 0,746$$

7) Оскільки $\xi = 0,4 < \xi_R = 0,746$, то розміри перерізу достатні для нормального одиночного армування. Площу поперечного перерізу повздовжньої арматури визначаємо за формулою :

$$A_s = (R_b b \xi h_0) / R_s = 2259 \text{ мм}^2.$$

За додатком 4 визначаємо 3Ø32 А-II ($A_s = 2413 \text{ мм}^2$). Враховуючи обрану арматуру Ø32 мм із $A_s = 2413 \text{ мм}^2$, потрібно уточнити величину «а» - відстань від розтягнутої грані перерізу до вісі, яка проходить через центр ваги розтягнутої арматури і повторити розрахунок.

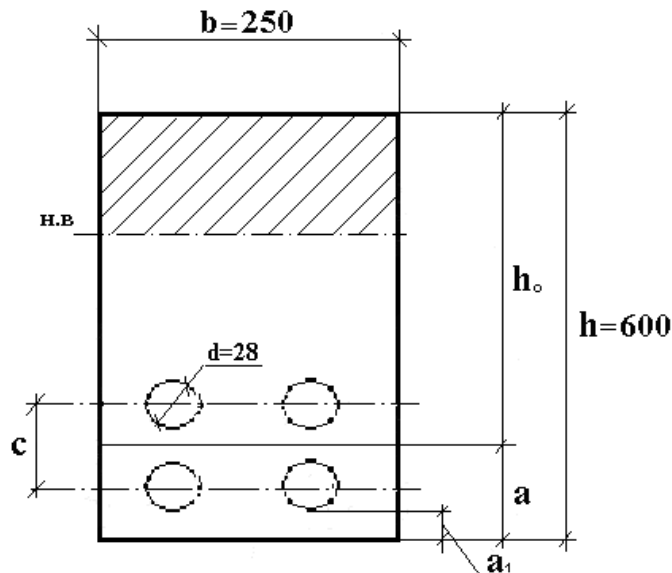
Задача 2. *Визначити розрахункову несучу здатність згинаємого елемента по нормальному перерізу.*

Вхідні дані: Розміри перерізу $b=250 \text{ мм}$, $h=600 \text{ мм}$; бетон важкий класу В25; робоча арматура 4Ø28 А-II; вологість оточуючого повітря $W=45\%$.

Розв'язання:

- 1) Розрахунковий опір $R_b=14,5 \text{ МПа}$, к-т роботи бетону $\gamma_{b2}=0,9$;
Розрахунковий опір арматури А-II на розтяг $R_s=280 \text{ МПа}$.
- 2) Захисний шар бетону a_1 приймаємо не меншим за діаметр робочої арматури d і не менш за 20мм, $a_1=28 \text{ мм}$. При чотирьох і більшій кількості стержнів робочої арматури, приймаємо двохрядне її розташування в каркасі.
- 3) Визначаємо робочу висоту перерізу:
 $h_0 = h - a = 600 - 72 = 528 \text{ мм}$,
де $a = a_1 + 0,5d + 0,5c = 28 + 0,5 \cdot 28 + 0,5 \cdot 60 = 72 \text{ мм}$.

Розрахункова схема.



a_1 - захисний шар бетону;

c - відстань між вісями стержнів при двохраньдному розташуванні арматури.

d - діаметр робочої арматури розтягнутої зони.

4) Визначаємо відносну висоту стиснутої зони бетону ξ і к-т переармування ξ_R :

$$\xi = (R_s \cdot A_s) / (R_b \cdot b \cdot h_0) = (280 \cdot 2463) / (14,5 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot 528) = 0,4;$$

коефіцієнт переармування ξ_R визначаємо за формулою:

$$\xi_R = w / [(1 + R_s / 500 (1 - w / 1,1))] = 0,577.$$

Оскільки $\xi = 0,4 < \xi_R = 0,577$, то переріз із вказаними розмірами, не переармовано.

5) Згідно значення коефіцієнту відносної висоти стиснутої зони $\xi = 0,4$, за таблицями нормативної літератури, визначаємо к-т відносної несучої здатності елемента $a_m = 0,32$.

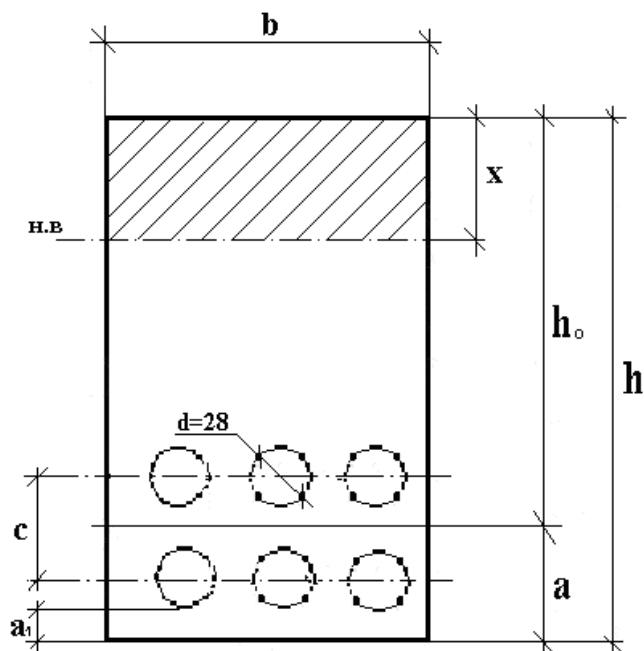
6) Визначаємо несучу здатність перерізу:

$$M_u = a_m \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 0,32 \cdot 14,5 \cdot 0,9 \cdot 250 \cdot 528^2 = 323,4 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 323,4 \text{ кНм}.$$

Задача 3. *Визначити розрахункову несучу здатність згинаємого елемента прямокутного профілю по нормальному перерізу.*

Вхідні дані: розміри перерізу $b=250\text{мм}$, $h=600\text{мм}$; бетон важкий класу В15; робоча арматура 6Ø28 А-III. Арматура розташована у два ряди.

Розрахункова схема.



Розв'язання:

1) Важкому бетону класу В15 відповідає $R_b = 8,5 \text{ МПа}$, коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_{b2} = 1,0$. Розрахунковий опір на розтяг арматури класу А-III

$R_s = 365 \text{ МПа}$.

2) Визначаємо робочу висоту перерізу:

$h_0 = h - a = 600 - 72 = 528 \text{ мм}$, де $a = a_1 + 0,5d + 0,5c = 28 + 0,5 \cdot 28 + 0,5 \cdot 60 = 72 \text{ мм}$.

a_1 - захисний шар бетону;

c - відстань між вісями стержнів при двохрядному розташуванні арматури.

d - діаметр робочої арматури розтягнутої зони.

3) Згідно формули (3.28) визначаємо відносну висоту стиснутої зони перерізу

$$\xi = (R_s A_s) / (R_b b h_0) = (365 \cdot 3695) / (8,5 \cdot 250 \cdot 528) = 1,2$$

4) За формулою $\xi_R = w / [(1 + R_s / 500 (1 - w / 1,1)]$ визначаємо коефіцієнт переармування: $\xi_R = 0,619$.

5) Оскільки $\xi = 1,2 > \xi_R = 0,619$, то переріз із такими розмірами переармовано.

6) Несучу здатність перерізу визначаємо при $\xi = \xi_R = 0,619$ і $\alpha_m = \alpha_R$.

$$7) \alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R) = 0,619(1 - 0,5 * 0,619) = 0,427$$

8) Визначаємо несучу здатність за формулою (3.25):

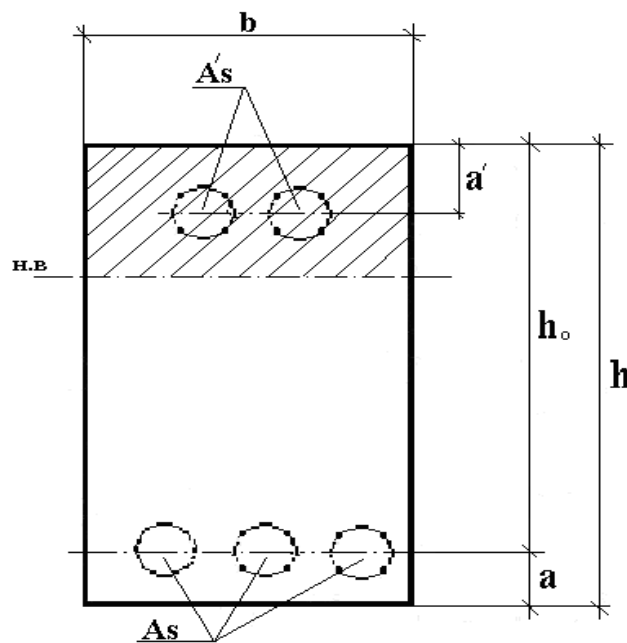
$$M_u = a_R * R_b * b * h_0^2 = 0,427 * 8,5 * 250 * 528^2 = 253 * 10^6 \text{ Нмм} = 253 \text{ кНм.}$$

Елементи з подвійним армуванням.

Задача 4. Визначити площу перерізу арматури розтягнутої і стиснутої зон поперечного перерізу згинаємого залізобетонного елемента.

Вхідні дані: розрахунковий згинаючий момент $M = 170 \text{ кН}$, розміри поперечного перерізу $b = 200 \text{ мм}$, $h = 500 \text{ мм}$, $a = 70 \text{ мм}$. Бетон важкий класу В20 ($R_b = 10,35 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,08 \text{ МПа}$ за умов $\gamma_{b2} = 0,9$), клас арматури, що потрібно встановити у стиснутій і розтягнутій зонах перерізу А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$).

Розрахункова схема



Розв'язання:

1) Визначаємо робочу висоту перерізу:

$$h_0 = h - a = 500 - 70 = 430 \text{ мм}$$

2) Із рівняння (3.25) визначаємо коефіцієнт відносної несучої здатності α_m :

$$\alpha_m = M / (R_b b h_0^2) = (170 * 10^6) / (10,35 * 200 * 430^2) = 0,444$$

3) За додатком 3 залежно від величини α_m знаходимо відносну висоту стиснутої зони $\xi = 0,667$.

4) За формулою (3.1) визначаємо граничну відносну висоту стиснутої зони $\xi_R = 0,627$.

5) Оскільки $\xi = 0,667 > \xi_R = 0,627$, потрібно посилити стиснуту зону перерізу встановленням в неї арматури.

6) Визначивши величину α_R за формулою (3.12):

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) = 0,627(1 - 0,5*0,627) = 0,43$$

За допомогою умови (3.30) знаходимо площу арматури у стиснутій зоні, а' конструктивно приймаємо 30мм:

$$A'_s = (M - R_b b h_0^2 \alpha_R) / (R_{sc}(h_0 - a')) = \\ = (170*10^6 - 10,35*200*430^2*0,43) / (365*(430 - 30)) = 137,13\text{мм}.$$

7) За додатком 4 обираємо арматуру у стиснутій зоні 2Ø10 А-III, $A'_s = 157\text{мм}^2$.

8) За допомогою рівняння (3.30) уточнюємо коефіцієнт відносної несучої здатності α_m :

$$\alpha_m = (M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')) / (R_b b h_0^2) = \\ = (170*10^6 - 365*157*(430 - 30)) / (10,35*200*430^2) = 0,384$$

За додатком 3 залежно від величини α_m знаходимо відносну висоту стиснутої зони $\xi = 0,519$.

9) Визначаємо площу арматури розтягнутої зони за формулою (3.31):

$$A_s = ((R_{sc} A'_s) / R_s) + (R_b b \xi h_0 / R_s) = \\ = (365*157/365) + (10,35*200*0,519*430/365) = 1422\text{мм}^2$$

10) За додатком 4 підбираємо арматуру розтягнутої зони: 3Ø25 А-III, $A_s = 1473\text{мм}^2$.

Задача 5. Визначити несучу здатність перерізу залізобетонного згинаємого елемента із подвійним армуванням.

Вхідні дані: Розміри поперечного перерізу $b = 300\text{мм}$, $h = 700\text{мм}$. Бетон важкий класу В20 ($R_b = 10,35\text{МПа}$, за умов $\gamma_{b2} = 0,9$). У стиснутій зоні перерізу встановлено арматуру 2Ø12 А-II ($R_s = 280\text{МПа}$, $A'_s = 226\text{мм}^2$). У розтягнутій зоні встановлено арматуру 2Ø28 А-III ($R_s = 365\text{МПа}$, $A_s = 1232\text{мм}^2$).

Розв'язання:

1) Розрахункова схема представлена нижче.

2) Визначаємо робочу висоту перерізу h_0 , для цього спочатку потрібно визначити захисний шар бетону a :

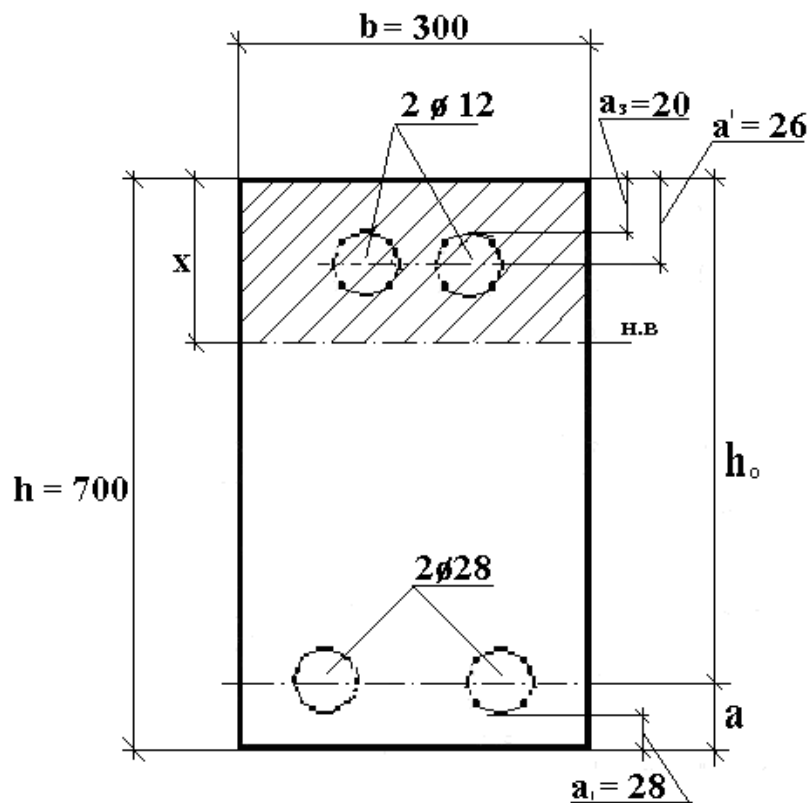
$$a = a_1 + d/2 = 28 + 14 = 42 \text{ мм, тоді}$$

$$h_0 = h - a = 700 - 42 = 658 \text{ мм.}$$

3) Визначаємо висоту стиснутої зони x за допомогою рівняння (3.31):

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b = (365 * 1232 - 280 * 226) / 10,35 * 300 = 124,44 \text{ мм}$$

Розрахункова схема



4) Використовуючи умову (3.29) визначаємо несучу здатність елемента:

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\ &= 10,35 * 300 * 124,44 * (658 - 0,5 * 124,44) + 280 * 226 * (658 - 26) = \\ &= 270,19 * 10^6 \text{ Нмм} = 270,19 \text{ кНм.}, \text{ при цьому приймаємо:} \end{aligned}$$

$$a' = a_3 + d/2 = 20 + 12/2 = 26 \text{ мм.}$$

3.2.4. Розрахунок нормальних перерізів елементів таврового профілю.

3.2.4.1. Загальні відомості про елементи таврового профілю.

Таврові перерізи в практиці будівництва зустрічаються, як в окремих конструкціях, так і в складі монолітних ребристих і збірних панельних перекриттів. Таврові перерізи складаються із полки і ребра.

У порівнянні із прямокутним, тавровий переріз значно економніший, тому що в ньому зменшена площа перерізу бетону розтягнутої зони, яка не збільшує несучу здатність елемента у цілому.

Найбільш раціональні таврові перерізи із одиночним армуванням.

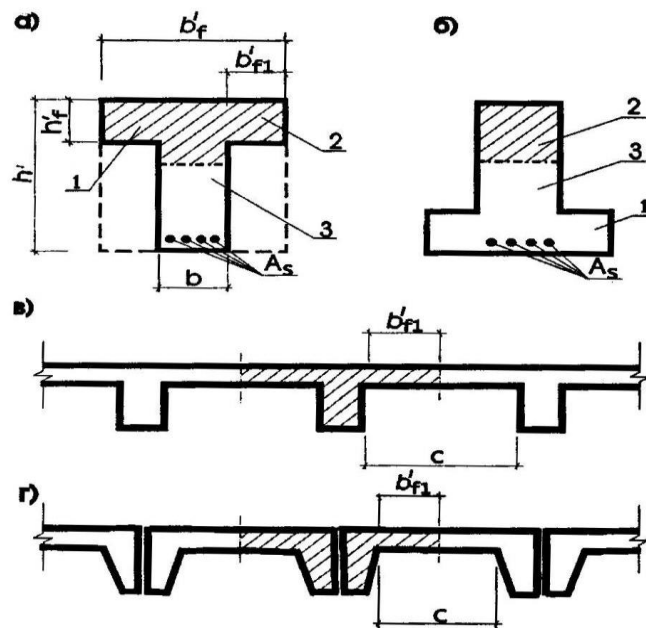


Рис. 3. 25. Таврові перерізи:

а – балка із полкою в стиснутій зоні, б – балка із полкою в розтягненій зоні, в – тавровий переріз у складі монолітного перекриття, г – тавровий переріз у складі збірного перекриття; 1 – полка; 2 – стиснута зона; 3 – ребро.

При великій ширині полки, ділянки зв'язів, які більш віддалені від ребра менш напружені. Тому при розрахунках вводять еквівалентну ширину зв'язів полки b'_{fl} а $b'_f = b + b'_{fl}$.

Ширина зв'язу полки в кожную сторону від ребра приймають не більшою за $1/6$ прольоту елемента.

При розрахунках таврових перерізів розрізняють два розрахункових випадки, які визначаються залежно від положення нейтральної вісі:

- 1) коли нейтральна вісь проходить в полиці;
- 2) коли нейтральна вісь проходить через ребро.

3.2.4.2. Розрахунок елементів таврового перерізу, коли нейтральна вісь проходить в полиці.

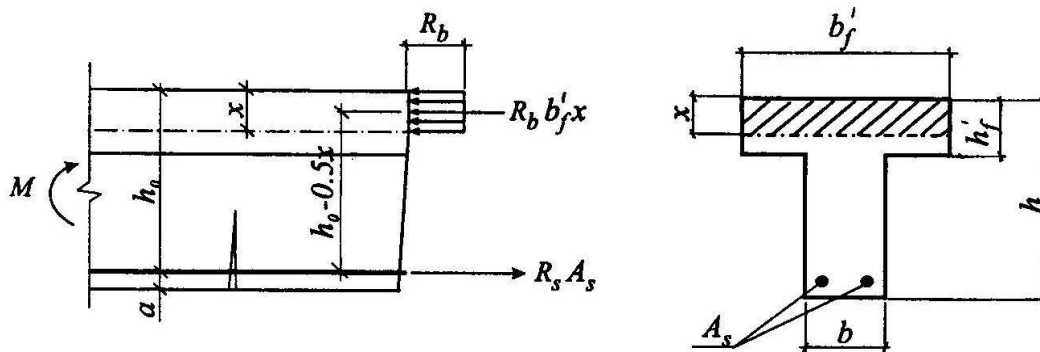


Рис. 3.26. Розрахункова схема елемента таврового перерізу, коли нейтральна вісь проходить в полиці.

Якщо $\chi \leq h_f$, розрахунок не відрізняється від розрахунку прямокутних перерізів шириною $b = b'_f$.

Розрахункові рівняння (для елементів без попереднього напруження) мають такий вигляд:

$$M \leq M_f = R_b b'_f \chi (h_0 - 0,5 \chi), \quad (3.33)$$

Використовуючи табличні коефіцієнти:

$$M \leq M_f = R_b b'_f h_0 a_m \quad (3.34)$$

Згідно рис. висота стиснутої зони визначається із рівняння:

$$R_b b'_f \chi - R_s A_s = 0 \quad (3.35)$$

Висота стиснутої зони визначається за формулою

$$\chi = R_s A_s / R_b b'_f \quad (3.36)$$

Враховуючи, що $\chi = h_0 \xi$, отримуємо рівняння:

$$R_b b'_f h_0 \xi - R_s A_s = 0 \quad (3.37)$$

3.2.4.3. Розрахунок елементів таврового перерізу, коли нейтральна вісь перетинає ребро.

У перерізах із слабо розвинутими зв'язами полок, при $\chi > h'_f$, стиснута зона перерізу вміщає в собі полку і частину ребра.

Розрахункові рівняння записуються згідно рис.3.27.

Умова міцності:

$$\begin{aligned} M &\leq M_f = M_1 + M_2 = \\ &= R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b \chi (h_0 - 0,5 \chi) \end{aligned} \quad (3.38)$$

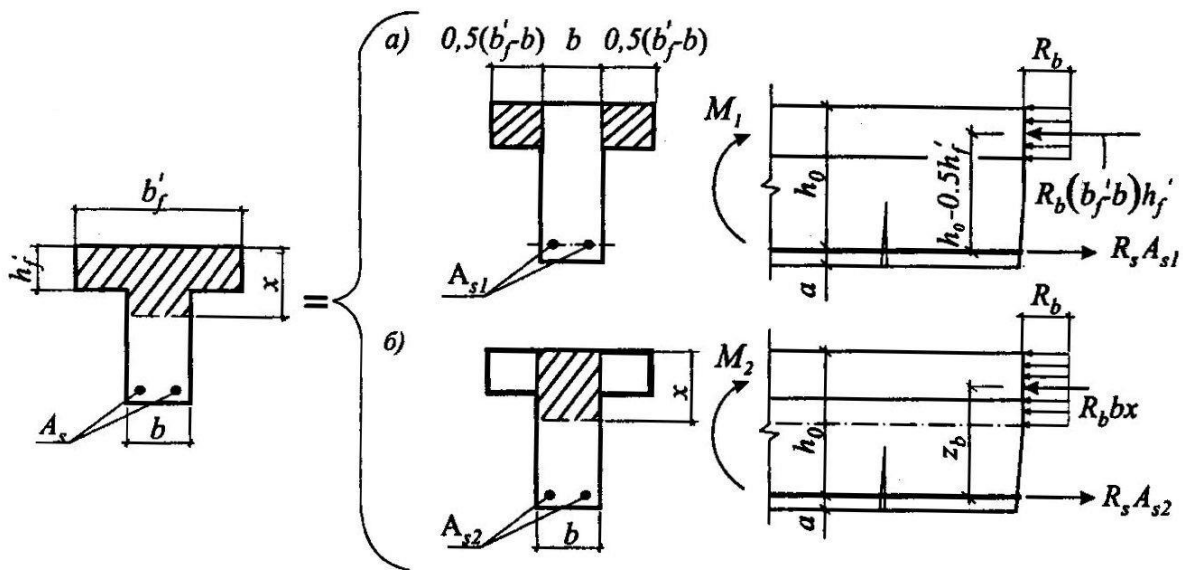


Рис. 3.27. Розрахункова схема елемента таврового перерізу, коли нейтральна вісь перетинає ребро:

- а) розрахункова схема для стиснутих зв'язів полки;
- б) розрахункова схема для стиснутого ребра.

Висота стиснутої зони визначається із рівняння рівноваги по-здовжніх зусиль $\Sigma N_x = 0$, при цьому $A_s = A_{s1} + A_{s2}$

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b \chi - R_s A_s = 0 \quad (3.39)$$

Враховуючи, що $\chi = h_0 \xi$, рівняння 3.38 і 3.39 мають такий вигляд:

$$M \leq M_u = R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + a_m R_b b h_0^2 \quad (3.40)$$

$$R_b (b'_f - b) h'_f + R_b b \xi h_0 - R_s A_s = 0 \quad (3.41)$$

3.2.4.4. Визначення положення нейтральної вісі.

Розрахунковий випадок таврового перерізу визначається за наступними ознаками.

У випадку, коли згинаючий момент від розрахункових навантажень менший за момент від внутрішніх зусиль, що сприймаються стиснутою полицею таврового перерізу, відносно центра ваги розтягнутої арматури або дорівнює йому (рис.3.26.), нейтральна вісь проходить у полиці, тобто $x \leq h'_f$.

$$M \leq M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) \quad (3.42)$$

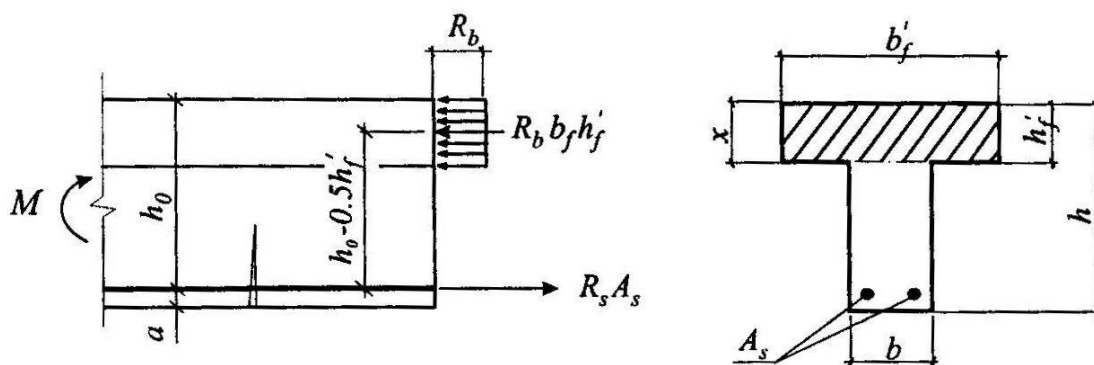


Рис. 3.28. Схема визначення положення нейтральної вісі.

Якщо умова (3.42) не виконується, то нейтральна вісь перетинає ребро.

У випадку, коли згинаючий момент від розрахункових навантажень не відомий, але все відомо про переріз (і площа перерізу розтягнутої арматури A_s), положення нейтральної вісі потрібно визначати виходячи із суми проєкцій всіх сил на повздовжню вісь

елементу $\Sigma N_x = 0$. При цьому допускають, що нейтральна вісь проходить по нижній грані полиці (рис.3.28.)

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f \quad (3.43)$$

Якщо умова (3.43) виконується, нейтральна вісь проходить у полиці, в іншому випадку – перетинає ребро.

3.2.4.5. Приклади розрахунків.

Задача 1. Потрібно визначити площу перерізу розтягнутої арматури.

Вхідні дані: розрахунковий згинаючий момент $M = 270 \text{кНм}$; розміри поперечного перерізу $b'_f = 400 \text{мм}$; $h'_f = 120 \text{мм}$; $b = 200 \text{мм}$; $h = 600 \text{мм}$; $a = 60 \text{мм}$; бетон класу В15 ($R_b = 7,65 \text{МПа}$, при $\gamma_{b2} = 0,9$); арматура класу А-III ($R_s = 365 \text{МПа}$).

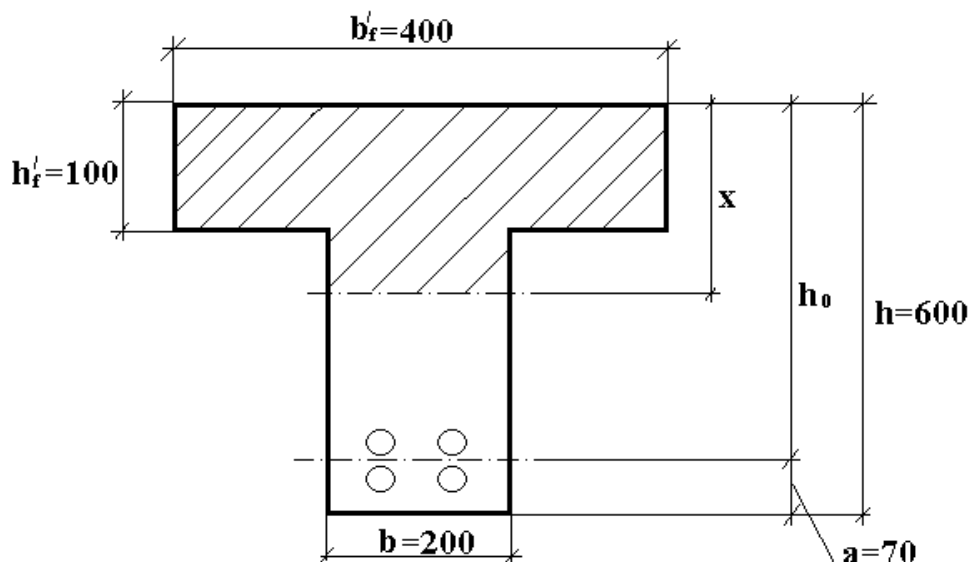
Розв'язання:

- 1) Визначаємо робочу висоту перерізу $h_0 = 600 - 60 = 540 \text{мм}$;
- 2) Визначаємо положення нейтральної вісі за формулою (3.42):

$$R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 7,65 * 400 * 120 * (540 - 0,5 * 120) = \\ = 176256000 \text{ Нмм} < M = 270 * 10^6 \text{ Нмм},$$

що означає – нейтральна вісь перетинає ребро;

Розрахункова схема



3) Площу поперечного перерізу розтягнутої арматури визначаємо за формулою (3.41). Для цього попередньо розраховуємо значення коефіцієнту відносної несучої здатності a_m за формулою (3.40):

$$a_m = [M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)] / R_b b h_0^2 =$$

$$= [270 \cdot 10^6 - 7,65 \cdot (400 - 200) \cdot 120 \cdot (540 - 0,5 \cdot 120)] / 7,65 \cdot 200 \cdot 540^2 =$$

0,407 < $a_R = 0,443$, тому, арматура у стиснутій зоні не потрібна.

4) За додатком 3 при $a_m = 407$, знаходимо $\xi = 0,57$;

5) Визначаємо площу арматури розтягнутої зони:

$$A_S = R_b [(b'_f - b) h'_f + b \xi h_0] / R_s =$$

$$= 7,65 [(400 - 200) \cdot 120 + 200 \cdot 0,57 \cdot 540] / 365 = 1793,2 \text{ мм}^2$$

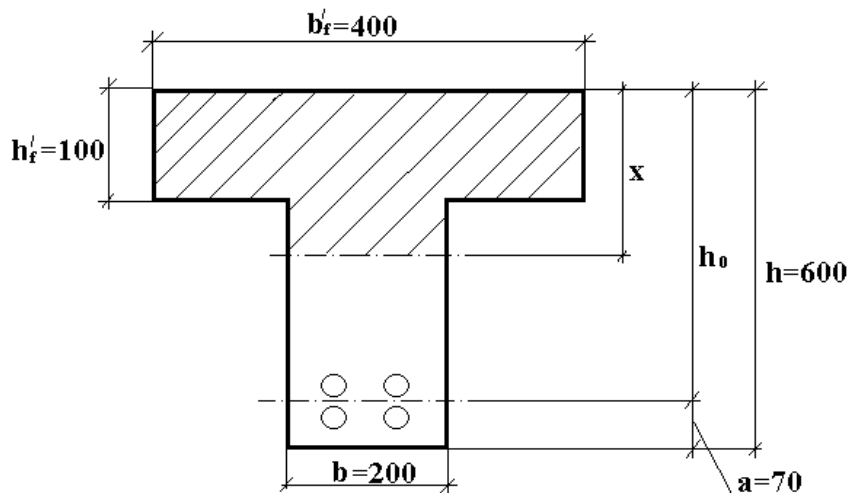
6) Приймаємо двухрядне розташування арматури в розтягнутій зоні :

$$4\text{Ø}25 \text{ А-III}, A_S = 1963 \text{ мм}^2.$$

Задача 2. Потрібно визначити несучу здатність елементу.

Вхідні дані: розміри поперечного перерізу $b'_f = 400 \text{ мм}$; $h'_f = 100 \text{ мм}$; $b = 200 \text{ мм}$; $h = 600 \text{ мм}$; $a = 70 \text{ мм}$; бетон класу В25 ($R_b = 13,05 \text{ МПа}$, при $\gamma_{b2} = 0,9$); арматура класу А-III ($R_s = 365 \text{ МПа}$) із площею поперечного перерізу $A_S = 1963 \text{ мм}^2$ (4Ø25).

Розрахункова схема



Розв'язання:

1) Робоча висота перерізу $h_0 = 600 - 70 = 530 \text{ мм}$;

2) Визначаємо положення нейтральної вісі за формулою (3.43):

$$R_s A_S = 365 \cdot 1964 = 716860 \text{ Н} > R_b b'_f h'_f = 13,05 \cdot 400 \cdot 100 =$$

$$522000 \text{ Н}, \text{ це означає, що нейтральна вісь перетинає ребро.}$$

2) Несучу здатність елементу визначаємо за формулою (3.38).
Попередньо, за формулою (3.39):

$$R_b(b'_f - b)h'_f + R_b b \chi - R_s A_s = 0,$$

визначаємо висоту стиснутої зони перерізу χ :

$$\begin{aligned}\chi &= [R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f] / R_b b = \\ &= [365 \cdot 1963 - 13,05 \cdot (400 - 200) \cdot 100] / 13,05 \cdot 200 = 174,66 \text{ мм}\end{aligned}$$

3) Несуча здатність елементу за формулою (3.38) дорівнює:

$$\begin{aligned}M_u &= R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) + R_b b \chi (h_0 - 0,5 \chi) = \\ &= 13,05 \cdot (400 - 200) \cdot 100 \cdot (530 - 0,5 \cdot 100) + \\ &\quad + 13,05 \cdot 200 \cdot 174,66 (530 - 0,5 \cdot 174,66) = \\ &= 327 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 327 \text{ кНм}\end{aligned}$$

Питання для самоконтролю.

1. Коли потрібно встановлювати арматуру у стиснуту зону перерізу згинаємого елементу?
2. Схема визначення внутрішніх зусиль елементу із одиночним армуванням?
3. Схема визначення внутрішніх зусиль елементу із подвійним армуванням?
4. Основні рівняння для розрахунків елементів прямокутного перерізу із подвійним армуванням?
5. У чому полягає ефективність таврових перерізів?
6. Розрахункова схема і основні розрахункові рівняння елементів таврового профілю, коли нейтральна вісь проходить у полиці?
7. Розрахункова схема і основні розрахункові рівняння елементів таврового профілю, коли нейтральна вісь перетинає ребро?
8. Як визначити положення нейтральної вісі?

ТЕМА 3.3. РОЗРАХУНОК ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА ЗГІНАННЯ.

3.3.1. Основи опору залізобетонних конструкцій по похилих перерізах.

Руйнування згинаємих з/б елементів по похилому перерізу відбувається внаслідок одночасної дії згинаючого моменту і поперечної сили. Із збільшенням зовнішнього навантаження на конструкцію збільшуються внутрішні зусилля в арматурі, яка перетинається похилою тріщиною, а також зусилля в бетоні стиснутої зони. Це відбувається одночасно.

В реальних умовах в конструкціях у приопорній ділянці, напруження в поперечній арматурі досягають граничних значень раніше, ніж в повздовжній арматурі і стиснутій зоні бетону.

При подальшому збільшенні навантаження, напруження досягають граничних значень, або в повздовжній арматурі, або в бетоні над похилою тріщиною. В обох цих випадках відбувається руйнування конструкції по похилому перерізу.

Залежно від цього розрізняють два випадки руйнування по похилому перерізу.

Випадок 1 відбувається при слабкій повздовжній арматурі або недостатньому її анкеруванні на опорі. При деякому навантаженні напруження у повздовжній арматурі, а також у поперечній арматурі, що перетинає похила тріщина, досягають межі текучості. Відбувається взаємне обертання двох частин конструкції відносно центру ваги стиснутої зони бетону (літера «О», рис. 3.29, а), і в наступний момент відбувається руйнування бетону стиснутої зони над похилою тріщиною. *Це відбувається, коли не забезпечена міцність похилого перерізу по згинальному моменту.*

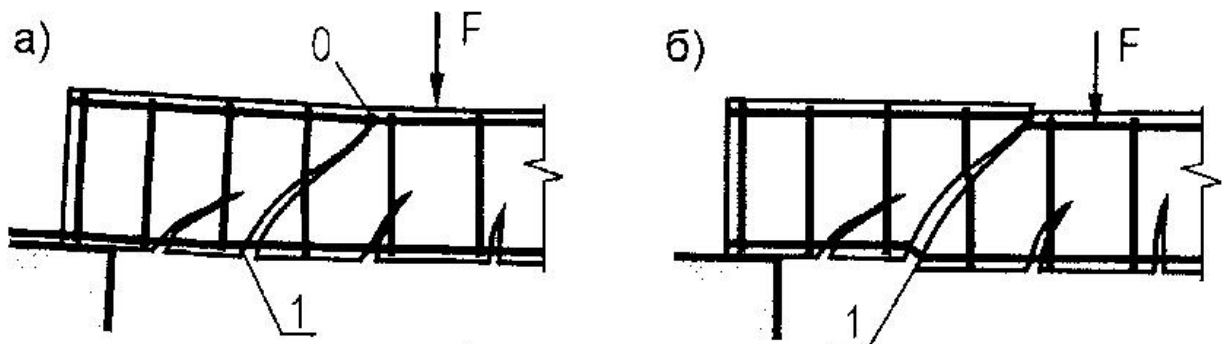


Рис. 3.29. Руйнування згинаємого елемента по похилому перерізу:
1 – критична похила тріщина; «О» центр ваги стиснутої зони бетону;
а – відстань від місця прикладання до конструкції зосередженого зовнішнього навантаження до опорної реакції.

Випадок 2 відбувається при наявності в конструкції міцної повздовжньої арматури, для якої норми по анкеруванню виконані, але наявність такої арматури перешкоджає повороту частин балки, які розділені похилою тріщиною. В цьому випадку роздроблення бетону стиснутої зони над похилою тріщиною відбувається раніше ніж напруження в повздовжній арматурі досягнуть свого граничного значення. Відбувається зсув двох частин балки (одна відносно другої), що розділені похилою тріщиною (рис. 3.29, б) ***Це відбувається при дії поперечної сили.***

Положення критичної похилої тріщини залежить від ряду факторів, основними з котрих являються:

- схема навантаження конструкції;
- характер поперечного армування.

Розглянемо конструкцію, що завантажена зосередженим навантаженням. Дослідження показують, що у випадку, коли величина прольоту зрізу «а» менша за $(2...2,5)h_0$, то небезпечна похила тріщина проходить від опори до зовнішнього навантаження «F» (рис. 3.30,а). При $a > (2...2,5)h_0$ критична похила тріщина починається на деякій відстані від опори, і довжина її проекції на повздовжню вісь елемента (c_0) змінюється в межах від h_0 до $2h_0$ (рис. 3.30, б). Подібний розвиток критичної похилої тріщини відбувається при дії рівномірно розподіленого навантаження (рис. 3.30,в)

Як зазначалось раніше, значний вплив на утворення і розвиток небезпечної похилої тріщини має характер поперечного армування і відсоток насичення перерізу хомутами і відгинами. Небезпечна похила тріщина розвивається у напрямку найменшого опору. Так, із збільшенням кількості поперечної арматури, зменшується проекція критичної похилої тріщини на повздовжню вісь елемента (c_0), а із зменшенням відсотку поперечного армування перерізу, небезпечна похила тріщина стає більш пологою, і величина c_0 збільшується.

Для перевірки міцності похилих перерізів згинаємих залізобетонних конструкцій, потрібно виконати наступні розрахунки:

- розрахунок на дію поперечної сили по похилій смугі між похилими тріщинами;
- розрахунок на дію поперечної сили для забезпечення міцності елемента по похилій тріщині;
- розрахунок на дію згинаючого моменту для забезпечення міцності по похилій тріщині.

3.3.2. Розрахунок на дію поперечної сили по похилій смугі між похилими тріщинами.

Після утворення похилих тріщин, бетон між ними сприймає одночасно головні стискаючі напруження (σ_{mc}) та розтягуючі зусилля від поперечної арматури (рис.3.31). Це означає, що смуга бетону між похилими тріщинами знаходиться в умовах двовісного напруженого стану (стиск – розтяг). Міцність бетону у цьому випадку буде нижче, ніж за умови одновісного напруженого стану.

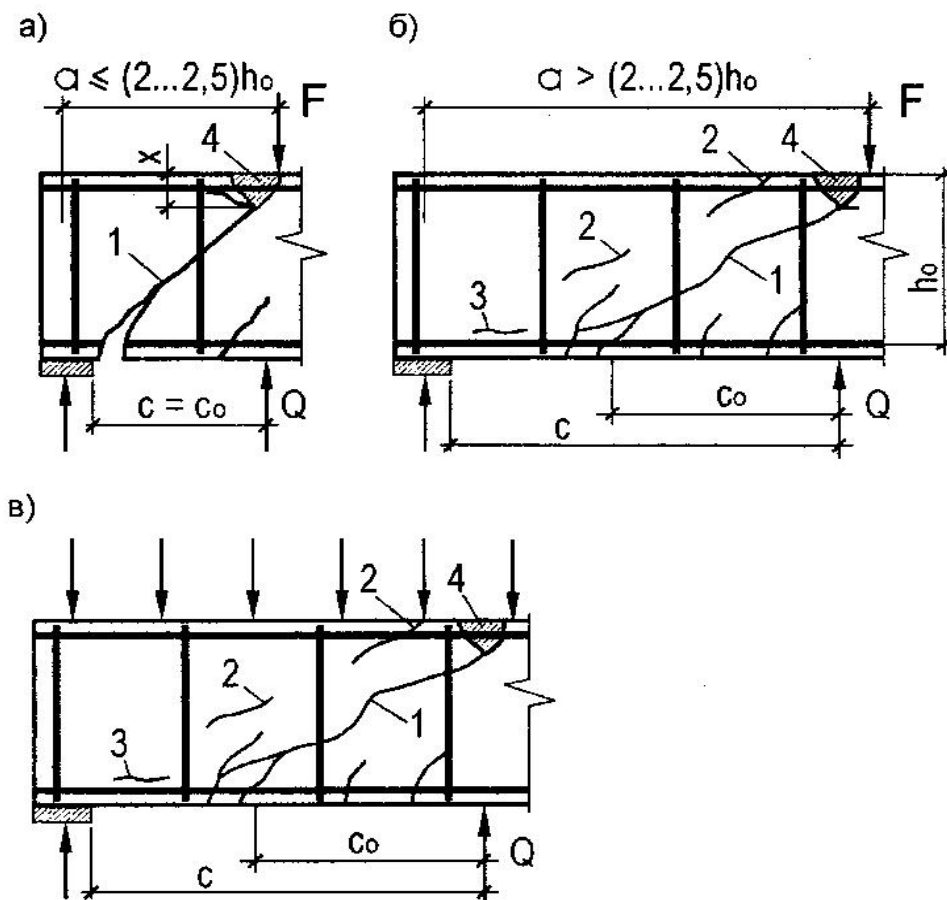


Рис. 3.30. Характер руйнування згинаємого елемента по похилому перерізу: при дії зосередженого навантаження (а,б); при навантаження конструкції рівномірно розподіленим навантаженням (в): 1- критична похила тріщина; 2 – додаткові похилі тріщини; 3 – повздовжня тріщина; 4 – розтріскана ділянка стиснутої зони бетону; с – відстань від внутрішньої грані опори до вершини похилої тріщини.

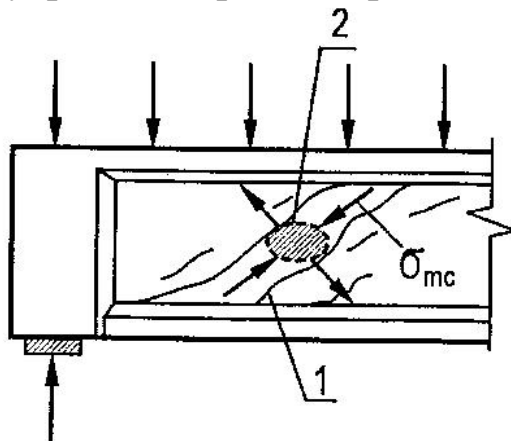


Рис. 3.31. Характер руйнування смуги бетону між похилими тріщинами у балці двотаврового перерізу: 1 – небезпечна похила тріщина; 2 – роздавлення бетону.

В наслідок вищезазначеного, а також інших факторів, для елементів прямокутного, таврового та інших подібних профілів, має виконуватись умова для граничного значення поперечної сили, що діє по нормальному перерізу, розташованому на відстані не більш за h_0 від опори:

$$Q \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b b h_0 \quad (3.44)$$

де Q – поперечна сила від зовнішнього розрахункового навантаження;

φ_{w1} – коефіцієнт, що враховує вплив хомутив, нормальних до поздовжньої вісі елемента, на міцність бетону:

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

$$\alpha = E_s/E_b; \mu_w = A_{sw}/(bs);$$

μ_w – коефіцієнт поперечного армування елемента;

s – крок хомутив;

b – ширина перерізу елемента;

A_{sw} – площа хомутив у поперечному перерізі конструкції:

$$A_{sw} = n A_{sw1}$$

n – кількість хомутів у перерізі;

A_{sw1} – площа поперечного перерізу одного хомути;

φ_{b1} – коефіцієнт, що залежить від міцності бетону:

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b;$$

β – коефіцієнт, що приймається залежно від виду бетону:

$$\beta = 0,01 \text{ (для важкого і дрібнозернистого)}$$

$$\beta = 0,02 \text{ (для легкого).}$$

3.3.3. Міцність елементів по поперечній силі.

Міцність елементів по поперечній силі розраховувати не потрібно, якщо в них не утворюється небезпечна похила тріщина. Це встановлюється перевіркою умови:

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (3.45)$$

де φ_{b3} – к-т, який сприймається для важкого бетону – 0,6, а для дрібнозернистого – 0,5;

R_{bt} - розрахунковий опір бетону при стисканні,

φ_n - к-т, який враховує вплив повздовжніх сил:

- при дії повздовжніх стискаючих сил $\leq 0,5$;
- для елементів, що згинаються без попереднього напруження = 0.

Таким чином, при виконанні умови (3.45) розрахунок похилих перерізів по поперечній силі не виконується. Це означає, що працює тільки бетон перерізу. Арматура назначається конструктивно.

Якщо умова (3.45) не виконується, потрібно виконати розрахунок поперечної арматури (хомутів). Розрахунок проводиться у наступній послідовності:

- 1) Задаються діаметром хомутів d_{sw} (6-10)мм. Діаметр поперечних стержнів встановлюється із умов зварювання з повздовжньою арматурою.
- 2) Назначають кількість зрізів хомутів у поперечному перерізі n ;
- 3) Визначають сумарну площу зрізу хомутів:

$$A_{sw} = A_{sw1} n, \quad (3.46)$$

де A_{sw1} – площа зрізу одного хомута.

4) Необхідна інтенсивність поперечного армування:

$$q_{sw} = Q^2 / (4 * \varphi_{b2} * (1 + \varphi_f + \varphi_n) * R_{bt} * b * h_0^2), \quad (3.47)$$

де Q – величина поперечної сили від зовнішніх навантажень;

$\varphi_{b2} = 2$ для важкого бетону;

$\varphi_{b2} = 1,7$ для дрібнозернистого бетону;

φ_f – к-т, що враховує вплив зв'язів стиснутих полиць:

$$\varphi_f = (0,75 * (b'_f - b) * h'_f) / (b * h_0) \leq 0,5 \quad (3.48)$$

5) Потрібний крок поперечних стержнів:

$$S = R_{sw} * A_{sw} / q_{sw}, \quad (3.49)$$

де R_{sw} – розрахунковий опір розтягу поперечної арматури.

Разом із цим, при повздовжньому і поперечному армуванні потрібні виконуватись конструктивні вимоги.

Відстань між поперечними стержнями на ділянках, де вони потрібні за розрахунком і біля опори ($1/4$) прольоту, повинна бути не більшою $1/2h$ і не більше 150 мм при висоті плити не більше 450 мм, при висоті плити більше 450 мм – крок поперечної арматури не більше $1/3$ висоти і не більше 500 мм. Відстані між поперечними стержнями назначаються кратними 50 мм. Мінімальна товщина захисного шару бетону, який знаходиться у звичайних умовах експлуатації (без агресивних середовищ), береться для повздовжньої арматури 20 мм і не менше її діаметра; для поперечної арматури - 15 мм.

3.3.4. Умови міцності похилих перерізів на дію згинаючого моменту.

На дію згинаючого моменту розраховують похилі перерізи, що проходять через послаблені ділянки елемента: у місцях обриву або отгину повздовжньої арматури у прольоті, у грані крайньої вільної опори балок, а також у вільного кінця консолей, за відсутністю у повздовжній арматурі спеціальних анкерів, а також у місцях різкої зміни конфігурації елемента.

Разом із цим, розрахунок похилих перерізів на дію згинаючого моменту можна не проводити, якщо виконуються наступні конструктивні вимоги:

1. Якщо вся розтягнута арматура, що визначена по нормальним перерізам із максимальним згинаючим моментом, доведена до опори і виконани умови анкерування.
2. Якщо виконано анкерування повздовжньої арматури на вільній опорі.

(Вимоги щодо анкерування повздовжньої арматури згинаємих елементів надані у СНиП 2.03.01-84* «Бетонные и железобетонные конструкции»)

Питання для самоконтролю.

1. Які фактори і як впливають на положення критичної похилої тріщини?
2. Які випадки опору залізобетонної конструкції по похилому перерізу можливі і за яких умов вони виникають?
3. У якому напрямку розвивається небезпечна похила тріщина?
4. Які види розрахунків потрібно виконати для перевірки міцності конструкції по похилому перерізу?
5. Від яких факторів залежить міцність смуги бетону між похилими тріщинами?
6. Які перерізи розраховують на дію згинаючого моменту?
7. За якої умови міцність елемента по похилій тріщині не розраховується?
8. При виконанні яких умов забезпечується міцність похилих перерізів по згинаючому моменту?

ТЕМА 3.4. ЕЛЕМЕНТИ ІЗ ЖОРСТКОЮ АРМАТУРОЮ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ В УМОВАХ ЗГИНАННЯ.

3.4.1. Конструктивні вимоги.

Як зазначалось раніше, жорстку арматуру використовують для зменшення розмірів поперечного перерізу елементів, а також у монолітних конструкціях, де потрібно влаштування складних лісів для підтримання опалубки. У цьому випадку опалубка прикріплюється до елементів жорсткої арматури, що на момент виготовлення працює як сталева арматура.

Для виготовлення залізобетонних елементів із жорсткою арматурою використовують важкий бетон класу не нижче за В15. У якості жорсткої арматури використовують прокатні профілі або зварні елементи із листової і полосової сталі. В якості гнучкої арматури – стержньова арматура класів А-I, А-II, А-III а також арматурний дроти Вр-I.

Мінімальні розміри перерізів елементів із жорсткою арматурою визначають розрахунком, конструктивними вимогами і технологією виготовлення. Розміри перерізів стиснутих залізобетонних елементів із жорсткою арматурою слід обирати таким чином, щоб їх гнучкість $\lambda = l_0/I$ у будь-якому напрямку не перевищувала 80.

Товщина захисного шару для жорсткої арматури має бути не менш за 50мм.

Відстані між гілками жорсткої арматури і між окремими стержнями гнучкої арматури визначаються із врахуванням зручного укладання бетонної суміші. При армуванні двома швелерами що розташовані стінками один до другого, відстань між останніми має бути не меншою за 80мм. При армуванні двотаврами або швелерами, що розташовані полками один до другого, зазор між полками потрібно приймати не менш за 50мм (рис.3.32).

Щоб уникнути руйнування від зрізу, поперечна гнучка арматура у балках, що армовані низькими профілями (рис.3.33а), має встановлюватися згідно розрахунку на поперечну силу.

У балках, що армовані високими профілями (рис.3.32б) (майже на всю висоту перерізу), спільна робота забезпечується і за відсутністю хомутів, оскільки суцільна металева стінка повністю сприймає поперечну силу. У такому випадку поперечну арматуру встановлюють конструктивно.

3.4.2. Загальні положення розрахунку елементів із жорсткою арматурою.

На підставі багаторазових випробувань встановлено, що спільна робота жорсткої арматури із бетоном зберігається до руйнування елементів. У стадії руйнування несуча здатність жорсткої арматури і бетону стиснутої зони використовуються повністю. При цьому, несуча здатність не залежить від напружень в арматурі, що були отримані під час її виготовлення.

Переріз несучої (жорсткої) арматури приймається мінімально можливим згідно розрахунку на монтажні навантаження за нормами проектування сталених конструкцій. При розрахунках на експлуатаційні навантаження, у переріз додатково, може бути встановлена гнучка робоча арматура.

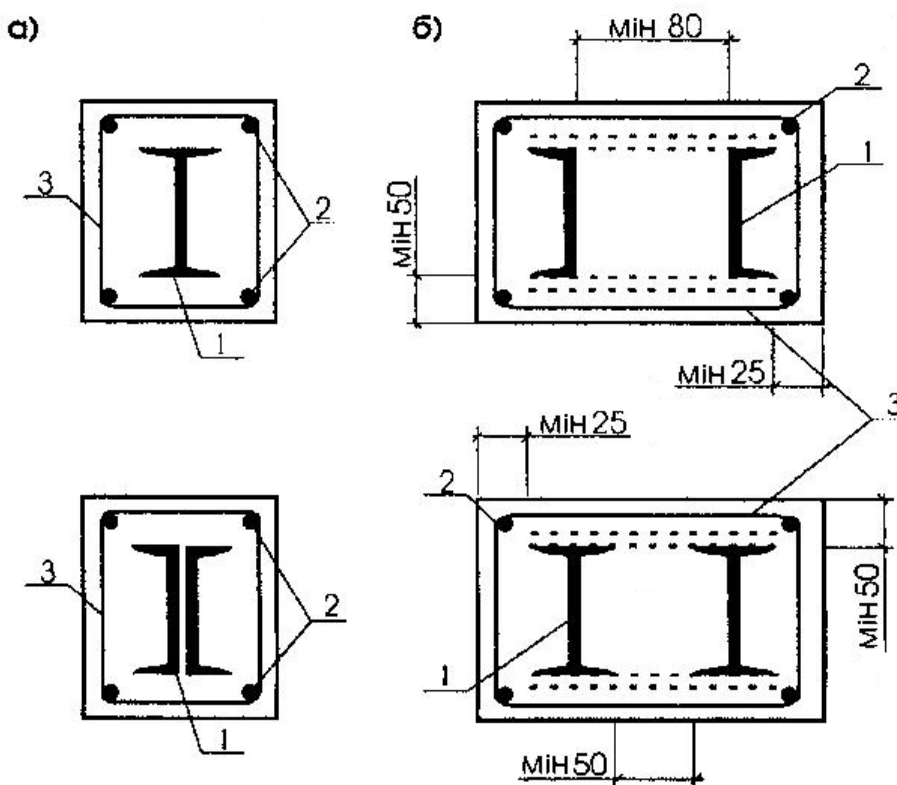


Рис. 3.32. Елементи із жорсткою арматурою: 1 – жорсткий профіль; 2 – гнучка повздовжня арматура; 3 – гнучка поперечна арматура.

Основні положення розрахунку міцності залізобетонних елементів із жорстким армуванням, загалом, не відрізняються від розрахунку звичайних залізобетонних елементів.

Робоча висота перерізу h_0 приймається як відстань від більш стиснутої грані перерізу до загального центру ваги жорсткої і гнучкої розтягнутої арматури.

3.4.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю.

Розрахункові формули міцності нормальних перерізів отримують залежно від трьох випадків розташування жорсткої арматури по висоті перерізу елементу (рис.3.33).

Випадок 1. Жорстка арматура розташована у розтягнутій зоні перерізу (рис. 3.33а). Висоту стиснутої зони визначають виходячи із суми проекцій всіх внутрішніх зусиль на повздовжню вісь елементу $\Sigma N_x = 0$:

$$x = \frac{R_{sr} A_{sr} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \leq \bar{\alpha} \quad (3.50)$$

Якщо $x \leq \xi_R h_0$, то міцність перерізу перевіряють із умови рівноваги $\Sigma M = 0$, відносно вісі, що проходить через центр ваги розтягнутої арматури:

$$M \leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.51)$$

Якщо $x > \xi_R h_0$, то міцність перерізу перевіряють із умови (3.51), використовуючи замість $x - x_R = \xi_R h_0$:

$$M \leq M_u = R_b b h_0^2 \xi_R (1 - 0,5\xi_R) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.52)$$

де R_{sr} і A_{sr} відповідно, опір розтягу і площа поперечного перерізу жорсткої арматури, інші позначення приведені на рис.3.33.

ξ_R – гранична відносна висота стиснутої зони, що визначається за формулою (3.1), де R_s приймається рівною найбільшій із величин розрахункових опорів гнучкої і жорсткої арматури.

Випадок 2. Нейтральна вісь пересікає стінку профілю жорсткої арматури (рис. 3.33б). Висоту стиснутої зони також визначають із умови $\Sigma N_x = 0$:

$$x = \frac{2R_{sr}\delta_t r + R_s A_s - R_{sc} A'}{R_b b + 2R_{sr}\delta_t} \quad (3.53)$$

У рівнянні міцності $\Sigma M = 0$, згинаючі моменти визначаються відносно нейтральної вісі:

$$M \leq M_u = \frac{R_b b x^2}{2} + R_{sr} [W_{pl} + (r-x)^2 \delta_t] + R_s A_s (h'-x) + R_{sc} A'_s (x-a) \quad (3.54)$$

де W_{pl} – пластичний момент опору жорсткої арматури відносно вісі, що поділяє переріз на дві рівновеликі площі; для двотаврів і швелерів

$W_{pl} = 1,17W_{el}$, де W_{el} – пружний момент опору;

$(r-x)^2 \delta_t$ – поправка до W_{el} , тому, що момент у рівнянні (3.54) приймається відносно нейтральної вісі перерізу, а W_{el} – відносно центральної вісі профілю жорсткої арматури.

Випадок 3. При визначенні x за формулою (3.53) - нейтральна вісь пересікає стінку жорсткої арматури, а при визначенні x за формулою (3.50) – не пересікає. Але, можливий випадок, коли нейтральна вісь проходить у межах товщини верхньої полки профілю жорсткої арматури (рис.3.33в), тобто, верхня полка буде неробочою, і її виключають із розрахунку міцності перерізу. Міцність перерізу перевіряють виходячи із умови рівноваги відносно нейтральної вісі:

$$M \leq M_u = R_b b \frac{\bar{a}^2}{2} + R_{sr} \left(A_{sr} + \frac{\delta_t h_t}{2} \right) h_t + R_s A_s (h' - \bar{a}) + R_{sc} A'_s (\bar{a} - a') \quad (3.55)$$

де A_{st} – площа перерізу розтягнутої полки профілю.

3.4.4. Приклад розрахунку.

Задача. Потрібно перевірити міцність перерізу.

Вхідні дані. Розрахунковий згинаючий момент $M=160\text{кНм}$; розміри перерізу (рис.3.33) $b=250\text{мм}$; $h=500\text{мм}$; $h_t=200\text{мм}$; $\delta_t=5\text{мм}$; $t=8,4\text{мм}$; $\bar{a}=254\text{мм}$; $a=a'=35\text{мм}$; бетон класу В25 ($R_b=13,05\text{ МПа}$ при $\gamma_b=0,9$); жорстка арматура із сталі класу С235 ($R_{sr}=230\text{ МПа}$) – двутавр №20 із площею перерізу $A_{sr}=2680\text{мм}^2$; гнучка арматура класу А-III ($R_s=R_{sc}=157\text{мм}^2$ ($2\text{Ø}10\text{ А-III}$)).

Розв'язання.

1. Визначаємо висоту стиснутої зони перерізу згідно першого випадку розрахунку за формулою (3.50):

$$x = \frac{R_{sr} A_{sr} + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{230 \cdot 2680 + 365 \cdot 157 - 365 \cdot 157}{250 \cdot 13,05} = 188,93\text{мм} \leq \bar{a} = 254\text{мм},$$

це означає, що дійсно має місце перший випадок розрахунку.

2. Визначаємо a_1 – відстань від центру ваги розтягнутої арматури до крайнього розтягнутого волокна:

$$a_1 = \frac{A_{sr} a_{sr} + A_s a}{A_{sr} + A_s} = \frac{2680 \cdot 150 + 157 \cdot 35}{2680 + 157} = 143,6\text{мм};$$

3. Тоді $h_0 = h - a = 500 - 143,6 = 356,4\text{мм}$;

4. За табл. 18 [2] маємо $\xi_R = 0,651$;

5. Оскільки $x = 188,93\text{мм} < \xi_R h_0 = 0,651 \cdot 356,4 = 214,3\text{мм}$, міцність перерізу перевіряємо за формулою (3.51):

$$\begin{aligned}
M &\leq M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\
&= 13,05 * 250 * 188,93 * (356,4 - 0,5 * 188,93) + 365 * 157 * (356,4 - 35) = \\
&= 179,87 * 10^6 \text{ Нм} > 160 * 10^6 \text{ Нм},
\end{aligned}$$

це означає, що міцність перерізу забезпечена.

Питання для самоконтролю:

1. У яких випадках встановлюється жорстка арматура?
2. Що означає жорстке армування?
3. Які елементи використовують у якості жорсткої арматури?
4. Які принципи розміщення жорсткої арматури у згинаємих конструкціях?
5. Як забезпечується спільна робота жорсткої арматури і бетону?
6. Три випадки положення нейтральної вісі відносно профілю жорсткої арматури?
7. Як визначається міцність елемента прямокутного профілю, коли нейтральна вісь не перетинає стінку жорсткої арматури?
8. Як визначається міцність елемента із жорстким армуванням, коли нейтральна вісь перетинає стінку жорсткої арматури?
9. Як визначається міцність елементів прямокутного профілю із жорстким армуванням, коли нейтральна вісь проходить у верхній полиці жорсткої арматури?
10. Вимоги щодо розмірів поперечного перерізу стиснутих елементів (стосовно гнучкості елемента)?
11. Вимоги щодо захисного шару бетону?

РОЗДІЛ IV. ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ В УМОВАХ СТИСКАННЯ.

ТЕМА 4.1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ ПРО ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ В УМОВАХ СТИСКАННЯ.

4.1.1. Конструкції та елементи конструкцій, що працюють в умовах стискання. Їх конструктивні особливості.

У будівлях і спорудах поряд із елементами, що працюють на згинання, існують елементи, що працюють в умовах стискання. Вони також входять до складу основних несучих будівельних конструкцій.

У багатоповерхових будівлях – це колони, що підтримують перекриття, в одноповерхових будівлях – колони, що підтримують стропильні конструкції, у фермах – це стиснуті пояси, у безкаркасних будівлях – несучі стіни і т.п.

У реальних умовах експлуатації стиснуті елементи можуть бути:

- позацентрово стиснутими із випадковим ексцентриситетом e_a ;
- позацентрово-стиснутими із ексцентриситетом $e_0 > e_a$.

Внаслідок відхилення проектних розмірів, неоднорідності бетонної суміші, неточностей монтажу і подібних факторів, прикладання стискаючого зусилля по вісі елементу неможливо, тому присутні випадкові ексцентриситети прикладання поздовжньої сили. За випадковий ексцентриситет приймають з трьох значень більшу величину:

- $1/30$ висоти поперечного перерізу елементу;
- $1/600$ довжини елементу або його частини (між місцями кріплення);
- не менше за 1 см.

До таких елементів можна віднести проміжні колони в будинках з неповним каркасом, верхні пояси ферм при вузловому завантаженні, висхідні разкоси ферм, стійкі ферм. Позацентрово-стиснуті елементи із випадковим ексцентриситетом вважають (умовно) центрально-стиснутими (рис.4.1). За формою поперечного перерізу такі елементи бувають квадратними, круглими, багатограними або кільцевими (рис.4.2).

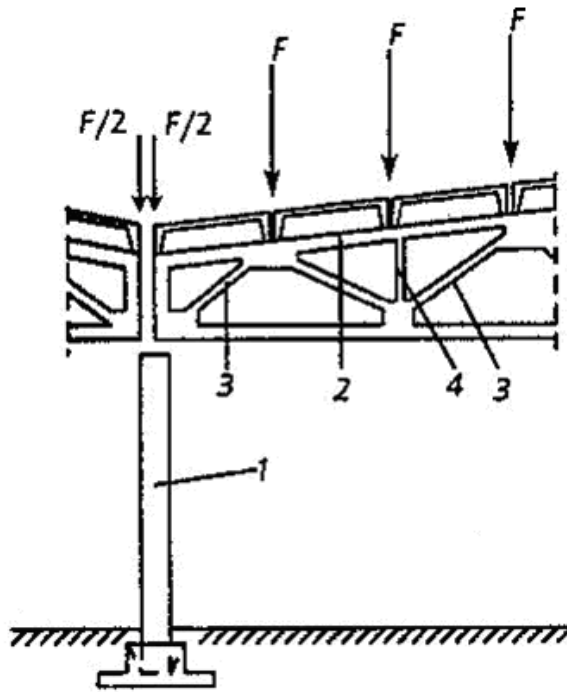


Рис. 4.1. Стиснуті елементи із випадковими ексцентриситетами:

1 – проміжні колони (при однаковому двосторонньому навантаженні);
 2 – верхній пояс ферми (при вузловому прикладанні навантаження); 3 – висхідні рас коси; 4 – стійки.

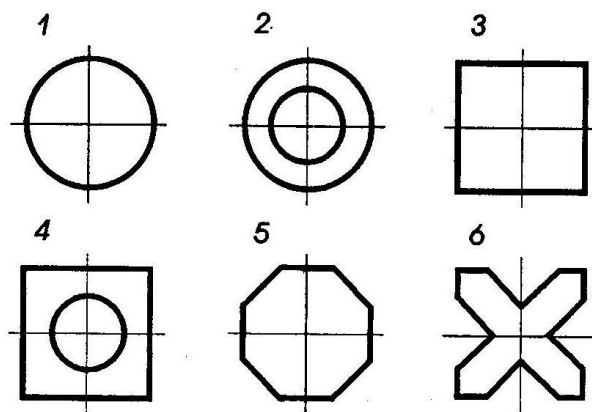


Рис. 4.2. Перерізи стиснутих залізобетонних конструкцій із випадковими ексцентриситетами.

У більшості випадків стиснуті конструкції, крім дії повздовжнього стискаючого зусилля N , сприймають дію згинаючого моменту M . Згинаючий момент виникає, наприклад, від прикладання повздовжнього зусилля N з деяким ексцентриситетом $e_0 > e_a$ відносно

центру ваги перерізу колони (рис.4.3). Згинаючий момент може виникати у вузлових з'єднаннях колони, котра являється стійкою рамної конструкції, від безпосереднього прикладання до колони поперечного зусилля у вигляді вітрового навантаження, температури, нерівномірної усадки опор та інш. Такі конструкції знаходяться в умовах позацентрового стискання. До них відносяться колони одноповерхових виробничих будівель, що сприймають навантаження від кранів, верхні пояси ферм без розкосів, стінки підземних резервуарів та інші конструкції (рис.4.3).

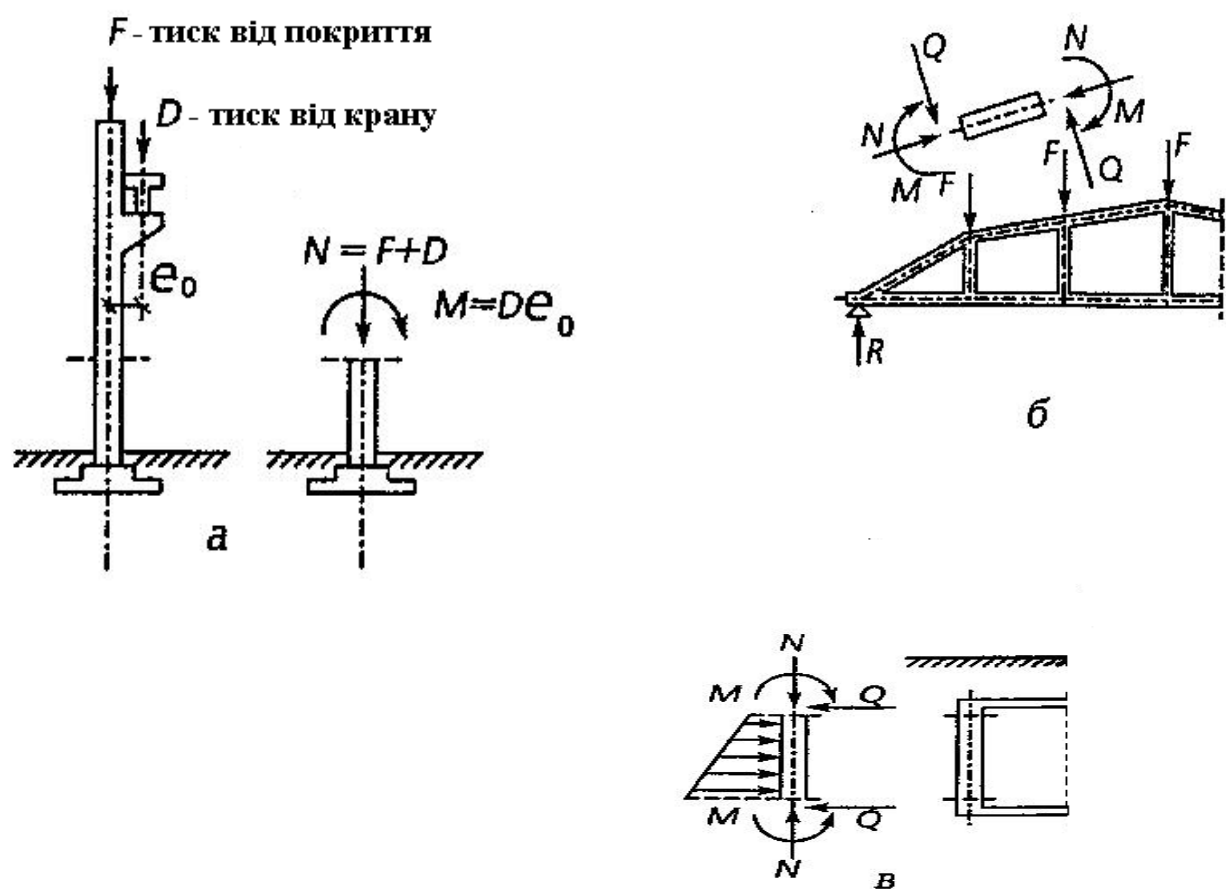


Рис. 4.3. Позацентрово-стиснуті елементи: а – колона виробничої будівлі із крановим навантаженням; б – верхній пояс безроскісної ферми; в – стінка підземного резервуару.

Для розрахунку залізобетонних конструкцій, в усіх випадках, потрібно знати величину розрахункового ексцентриситету

повздовжнього зусилля e_0 , що визначається для статично визначених конструкцій за формулою (4.1):

$$e_0 = (M/N) + e_a \quad (4.1)$$

де e_a – випадковий ексцентриситет.

При ексцентриситетах, більших за випадкові ($e_0 > e_a$), використовують перерізи, розвинуті в площині дії згинаючих моментів (рис.4.4), але можна використовувати такі перерізи, як на рис.4.2.

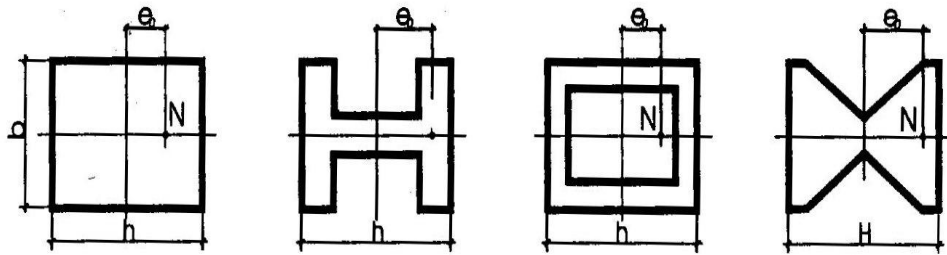


Рис. 4.4. Перерізи стиснутих залізобетонних елементів із ексцентриситетами $e_0 > e_a$.

Розміри перерізів мають бути такими, щоб гнучкість елемента в будь-якому напрямленні не перевищувала граничних значень:

$\lambda = l_0/i \leq 200$ – для любых залізобетонних елементів,

(для елементів прямокутного перерізу $l_0/h \leq 60$;

$\lambda = l_0/i \leq 120$, $l_0/h \leq 35$ – для колон будівель;

$\lambda = l_0/i \leq 90$, $l_0/h \leq 26$ – для бетонних елементів),

де l_0 – розрахункова довжина елемента, яка залежить від закріплення його кінців (рис.4.5),

$i = \sqrt{I/A}$ – радіус інерції,

I – момент інерції,

A – площа поперечного перерізу елемента,

h – розмір прямокутного елемента в площині дії моменту.

Залежно від особливостей армування, розрізняють стиснуті елементи:

- За видом повздовжнього армування:
 - з гнучкою повздовжньою арматурою і хомутами;

- із жорсткою (несучою) повздовжньою арматурою;

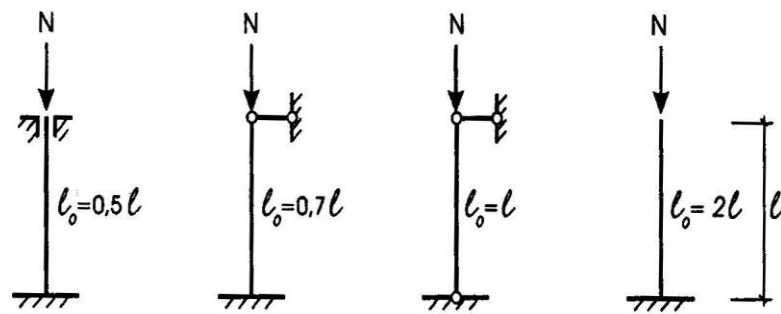


Рис. 4.5. Розрахункова довжина стиснутого елемента залежно від способу кріплення його кінців.

- За видом поперечного армування:
 - із звичайним поперечним армуванням;
 - із побічною арматурою, що враховується у розрахунках.

Стиснуті елементи із гнучкою арматурою і хомутами армують повздовжніми стержнями діаметром 12-40мм (робоча арматура), переважно із гарячекатаної сталі класу А-II, А-III та термомеханічнозміцненої – Ат-III. Найменші діаметри робочої арматури: у збірних елементах – 16мм, у монолітних – 12мм. У разі значних навантажень і великих ексцентриситетів, припустимо використання арматури класів Ат-IV, Ат-V, А-V діаметром до 32мм у в'язаних каркасах. Поперечне армування виконується стержнями із гарячекатаної арматури класів А-III, А-II, А-I. Повздовжню і поперечну арматуру стиснутих елементів поєднують у плоскі та просторові каркаси, зварні або в'язані. Армуння стиснутих елементів показано на рис. 4.6.

Робоча арматура встановлюється згідно розрахунку і сприймає частину навантаження, що діє на конструкцію. Поперечна арматура (хомути), в основному, призначена для забезпечення проектного положення робочої арматури і для запобігання випучування повздовжніх стержнів при дії зовнішнього навантаження. Вона, також, запобігає розвитку поперечних деформацій елемента.

Розташування повздовжньої арматури може бути симетричним ($A_s=A'_s$) відносно центру ваги перерізу і несиметричним ($A_s \neq A'_s$).

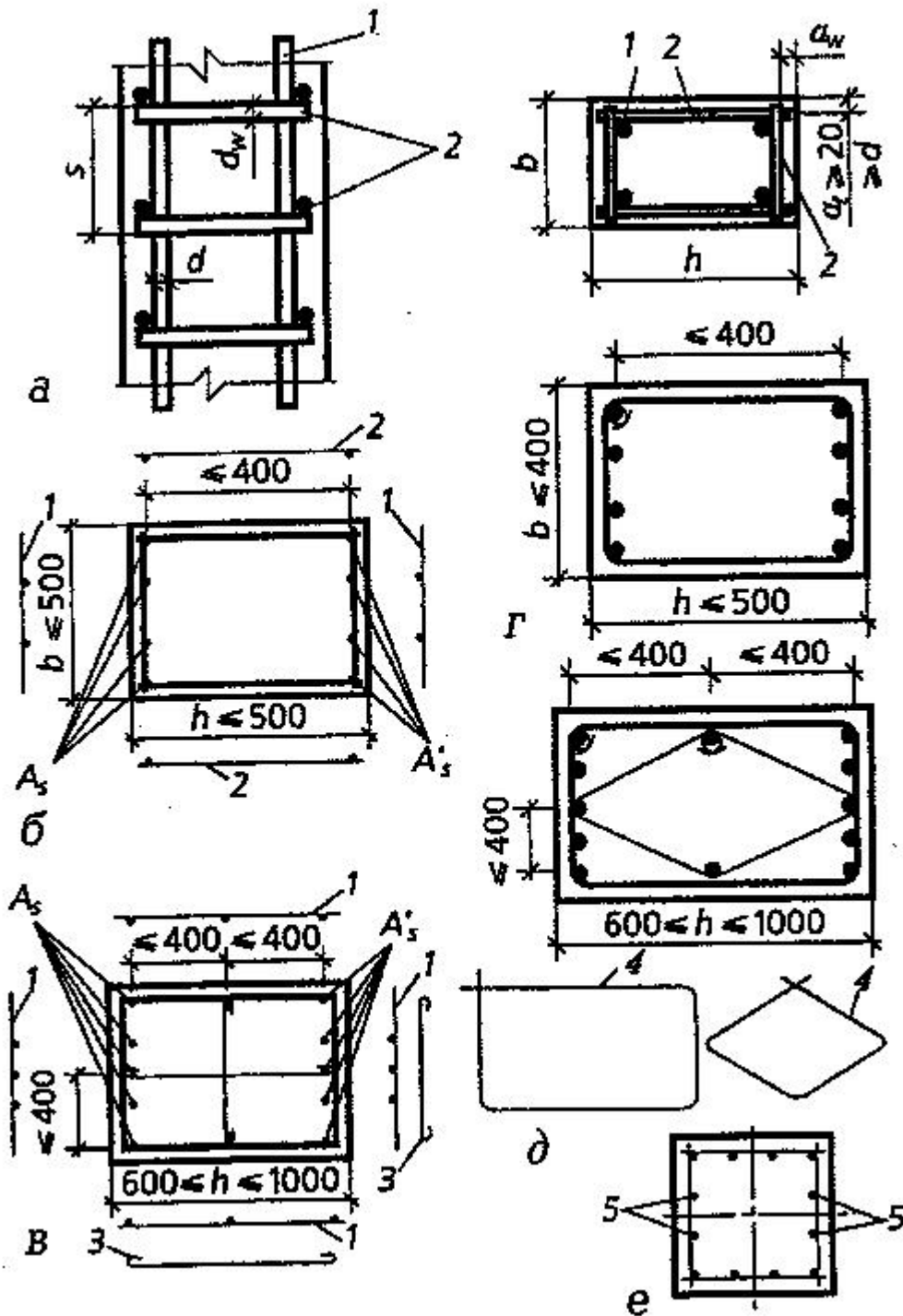


Рис. 4.6. Армуння стиснутих елементів із гнучкою арматурою:

а - схема армуння :

1 – повздовжні стержні; 2 – поперчні стержні;

a_l – захисний шар бетону повздовжньої арматури;

a_w – захисний шар поперечної арматури.

б, в, е – армування позацентрово-стиснутих елементів зварними каркасами; г, д - в'язаними каркасами:

- 1 – зварні каркаси;
- 2 – з'єднувальні стержні;
- 3 – шпильки;
- 4 – хомути;
- 5 – проміжні стержні.

Симетричне армування простіше у виготовленні, але за умов великих ексцентриситетів – не економічне.

Насичення поперечного перерізу стиснутих елементів повздовжньою арматурою визначається коефіцієнтом армування μ (μ %):

- для елементів із випадковим ексцентриситетом
$$\mu = (A_s + A'_s) / (bh) = A_{s,tot} / bh; \mu\% = (A_{s,tot} / bh) * 100\% \quad (4.2)$$

- для елементів із розрахунковим ексцентриситетом
$$\mu = A_{s,tot} / (bh_0); \mu\% = (A_{s,tot} / bh_0) * 100\% \quad (4.3)$$

де h_0 – відстань від центру ваги розтягнутої арматури до стиснутої грані перерізу.

Для елементів із випадковим ексцентриситетом коефіцієнт $\mu\%$ повинен не перевищувати 3%, а для позацентрово-стиснутих – 0,5-1,2%. Мінімальні значення $\mu\%$ дорівнюють, відповідно, 0,5% і 0,05-0,25%, залежно від гнучкості елементу ($\lambda = l_0/i$). Робочі стержні у поперечному перерізі колони розташовують як можна ближче до поверхні елементу із виконанням вимог щодо товщини захисного шару бетону a_l , що має бути не менш за 20мм і не менш за діаметр робочої арматури (рис.4.6а).

Максимальна відстань між повздовжніми стержнями має бути не більш за 400мм (рис.4.6).

Відстань між поперечними стержнями s (рис.4.6) має бути для зварних каркасів не більш за $20d$, для в'язаних каркасів - $15d$, але не більше за 500мм при $R_{sc} = 450$ МПа. Якщо повздовжнє армування перевищує 3% ($\mu < 0,03$), то поперечні стержні потрібно встановлювати із кроком s не більшим за $10d$ і не більшим за 300мм. Також слід враховувати умову, що величина кроку поперечної

арматури не повинна перевищувати найменший розмір перерізу колони.

Плоскі зварні каркаси поєднують у просторові за допомогою поперечних стержнів, що приварюють крапковим контактним зварюванням до кутових повздовжніх стержнів каркасів (рис.4.6).

Діаметр поперечних стержнів d_{sw} у зварних каркасах має обиратись із умов зварювання ($d_{sw}/d = 0,25 \div 0,3$), у в'язаних каркасах не менш за 5мм і не менш за $0,25d$, де d – найбільший діаметр повздовжніх стержнів. Товщина захисного шару бетону поперечних стержнів a_w має бути не меншим за 15мм.

Стиснуті елементи із несучою (жорсткою) арматурою використовуються, головним чином, у багатоповерхових будівлях каркасного типу із монолітного залізобетону. У цьому випадку несуча арматура використовується замість лісів для підтримки навантаження від опалубки, рідкої бетонної суміші і монтажних прилаштувань. Після набирання бетоном достатньої міцності, конструкція працює як залізобетонна із несучою (жорсткою) арматурою.

В якості несучої арматури, використовують прокатну сталь двотаврового, швелерного, крупно кутникового профілів, або круглі стержні великих діаметрів (рис.4.7а).

У колонах із жорсткою арматурою окремі профілі поєднують планками або решітками. Переріз жорсткої арматури приймають у межах 3-8% від площі бетону поперечного перерізу елемента. Для запобігання відшаровуванню бетону, кількість арматури має не перевищувати 15% від площі бетону поперечного перерізу конструкції. За умов більшої кількості арматури, вважається, що бетон виконує функції тільки захисного шару. Елементи забезпечуються поперечною арматурою. Додаткова гнучка арматура розташовується по периметру перерізу у вигляді окремих стержнів або плоских зварних каркасів.

Якщо армування виконується тільки жорсткою арматурою, то по контуру перерізу встановлюють легкі зварні сітки з монтажними стержнями у кутах.

Захисний шар бетону для прокатних профілів і відстань між профілями назначають згідно рис.4.7а; за умов виконання цих вимог, забезпечується висока якість бетонування.

Несучу арматуру у вигляді зварних каркасів виконують із круглої і дрібно фасонної сталі, поєднуючи плоскі зварні каркаси у просторові арматурні блоки (рис.4.7б). При цьому, основні повздовжні стержні розкріплюють поперечними і похилими стержнями (усі зварні шви – двосторонні).

Якщо у центрально-стиснутих коротких елементах одночасно із повздовжньою встановити поперечну арматуру з малим кроком, то значно зросте несуча здатність елемента. Такий вид армування чинить опір поперечним деформаціям і називається побічним.

На практиці для стиснутих елементів круглого перерізу побічне армування виконують у вигляді спіралей або зварних кілець, для елементів прямокутного перерізу – об'ємне побічне армування у вигляді поперечних зварних сіток (рис.4.8). Армування у вигляді сіток часто використовують для посилення збірних залізобетонних колон поблизу стиків. Повздовжня деформація елементів, що посилені побічною арматурою велика, і тим більша чим більше поперечне армування. Граничні стержні зварних сіток, спіралей і кілець мають охоплювати усі повздовжні стержні елементів.

Спіралі (кіляця) виготовляють із арматурної сталі класів А-I, А-II, А-III, діаметром 6-14мм, або сталевого дроту Вр-1. Крок – не менше 40мм і не більше $1/5$ діаметру перерізу елемента, але і не більш за 100мм.

Для зварних сіток використовують таку саму арматуру, що і для спіралей.

Під час посилення кінцевих ділянок стиснутих елементів (рис.4.8в), встановлюють не менш ніж 4 зварні сітки. Ділянка посилення по довжині елемента, має бути не менш $10d$ при повздовжній арматурі із стержнів періодичного профілю і $20d$ за умови гладких стержнів.

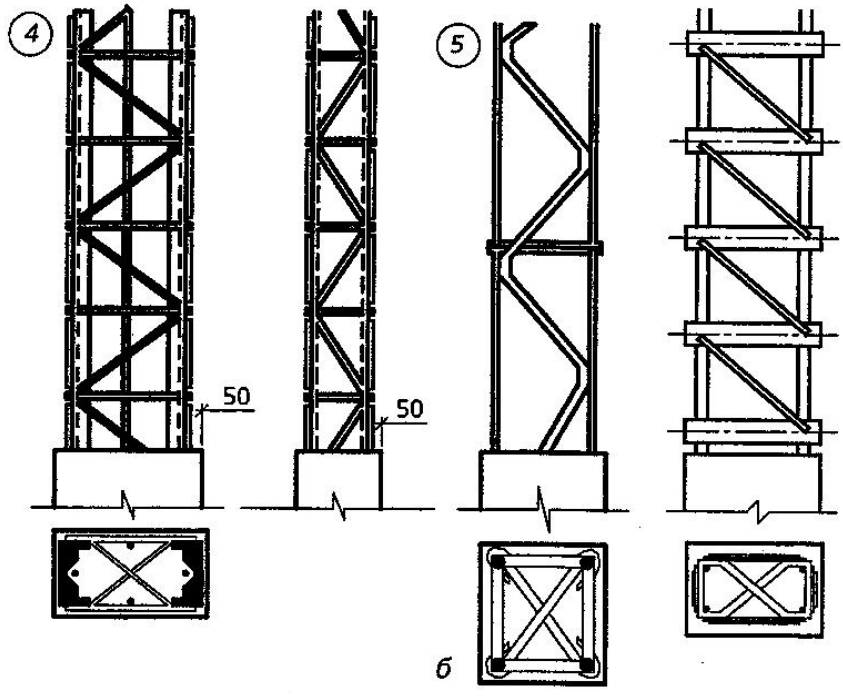
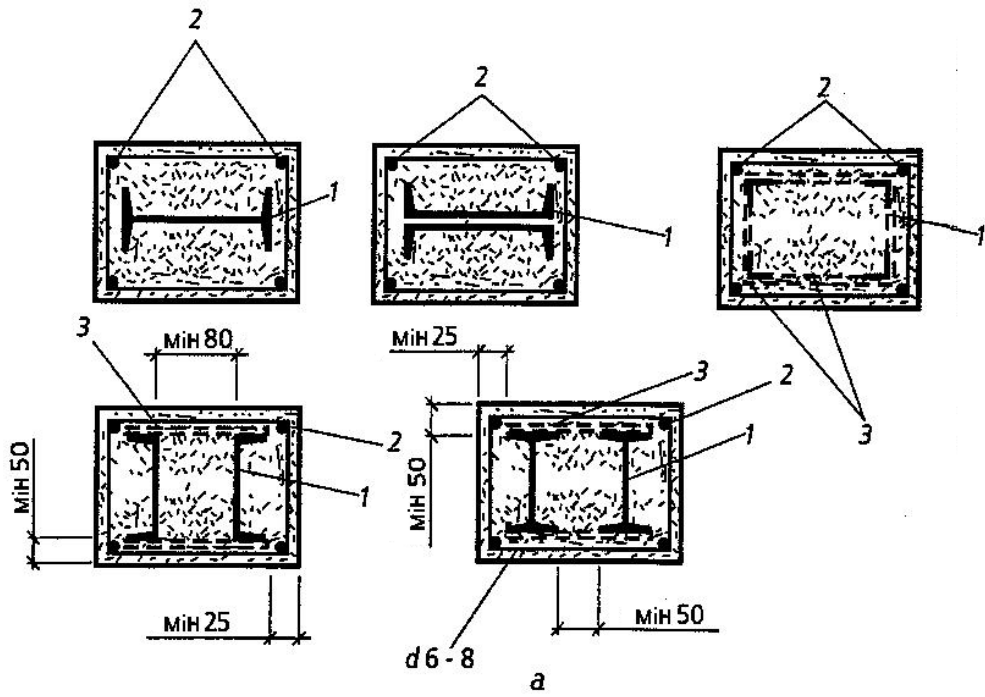


Рис. 4.7. Стиснуті елементи: а – колони із жорсткою арматурою: 1- жорсткий профіль; 2-арматурні стержні; 3-з'єднувальні планки; б – колони із несучою арматурою із зварних каркасів, повздовжні елементи яких виконані із: 4- фасонного і круглого прокату; 5- круглого прокату.

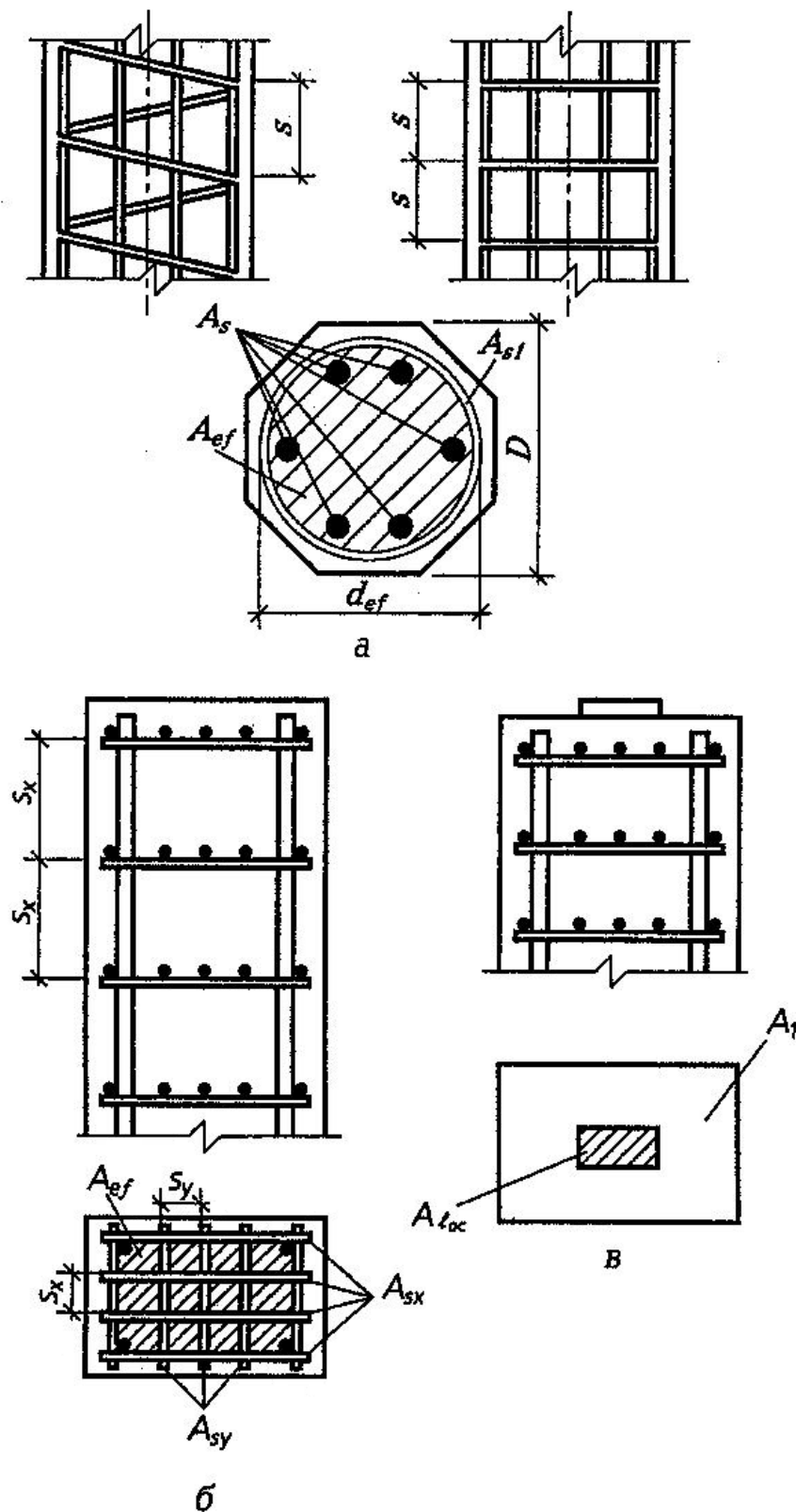


Рис. 4.8. Центрально-стиснуті елементи що посилені побічним армуванням: а – спіралями; б – поперечними зварними сітками; в – поперечними зварними сітками під центруючою прокладкою.

4.1.2. Характер руйнування стиснутих елементів.

На підставі багаторазових експериментів встановлено, що величина руйнуючого навантаження стиснутих елементів залежить від величини ексцентриситету e_0 .

При стисканні із випадковим ексцентриситетом (при умовному центральному стисканні, коли $e_0 = e_a$), напруження по всьому перерізу бетону буде однаковим і в момент руйнування буде дорівнювати величині R_b . Напруження повздовжньої арматури буде дорівнювати фізичної σ_y або умовної $\sigma_{0,2}$ межі текучості, але не більше значення

$$\sigma_s = \varepsilon_{bu} E_s = 400 \text{ МПа},$$

де ε_{bu} – граничні деформації бетону при центральному стисканні;

E_s – модуль пружності арматури ($20 \cdot 10^4$ МПа).

При малих ексцентриситетах перед руйнуванням напруження в більш завантажених волокнах бетону досягають значень R_b , а у менш завантажених волокнах діють невеликі стискаючи (рис.4.9б) або невеликі розтягуючі (рис.4.9в) навантаження. Напруження в арматурі A'_s досягають межі текучості σ_y , а в арматурі $A_s = \sigma_s < |\sigma_y|$.

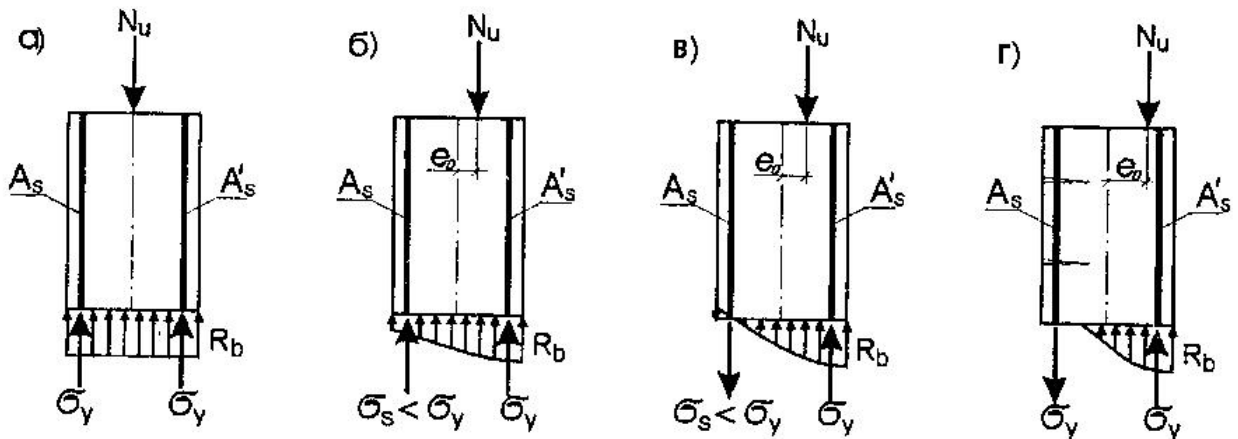
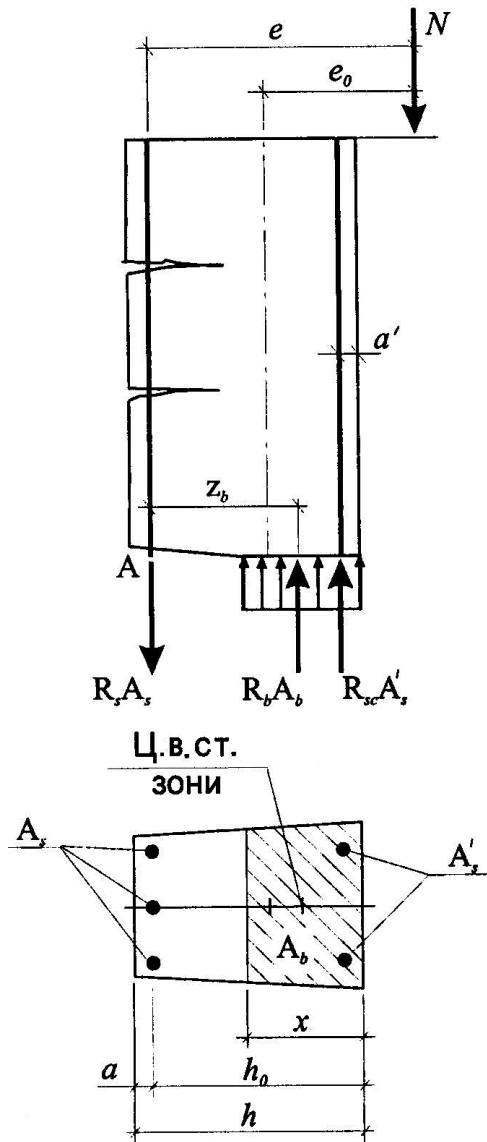


Рис. 4.9. Напруження у бетоні і арматурі: при центральному стисканні (а), при малих (б), (в) і великих (г) ексцентриситетах.

При великих ексцентриситетах руйнування починається із розтягнутої зони, де напруження в розтягнутій арматурі A_s досягають межі текучості σ_y , тріщини швидко розкриваються, зменшуючи висоту стиснутої зони бетону і, коли напруження в стиснутій зоні

бетону досягне величини R_b , елемент зруйнується (рис. 4.9з). Руйнування носить пластичний характер. Розтягнута арматура A_s не розривається. Руйнується стиснута зона бетону, при цьому стиснута арматура A'_s випучується у місці руйнування.

4.1.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів стиснутих елементів довільного перерізу.



Розрахунок міцності нормальних перерізів позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів при великих ексцентриситетах проводять у третій стадії напружено-деформованого стану. При цьому, міцність бетону і арматури приймають мінімально можливою (розрахунковою), а повздовжні сили і згинаючі моменти максимально можливими від найбільших розрахункових навантажень при їх найневигоднішому сполученні.

Умови міцності отримують із розглядання рівноваги елемента, вирізаного із конструкції (рис. 4.10). Криволінійна епюра стиснутої зони бетону замінюється еквівалентною прямокутною.

Рис. 4.10. Зусилля у позацентрово-стиснутому залізобетонному елементі.

Розглядаючи суму моментів, відносно вісі, що проходить через центр ваги повздовжньої розтягнутої арматури, а також, проектуючи усі зусилля на повздовжню вісь елемента, отримуємо дві умови рівноваги:

$$\Sigma M_A = 0; \quad M = Ne \leq R_b A_b z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.4)$$

$$\Sigma N_x = 0; \quad N + R_s A_s = R_b A_b + R_{sc} A'_s \quad (4.5)$$

В умові (4.4) $A_b z_b = S_b$ – статичний момент стиснутої зони бетону відносно вісі, що проходить через центри ваги розтягнутої арматури A_s .

Рівняння (4.5) можна використовувати, коли відносна висота стиснутої зони бетону ξ не перевищує граничного значення ξ_R .

При відносно малих ексцентриситетах ($\xi > \xi_R$) напруження в арматурі A_s не досягають значення R_s і можуть бути розтягуючими або стискаючими (рис.4.9). При використанні бетону класу не вище за В30 і арматури класів А-I, А-II, А-III, напруження в арматурі A_s визначається за формулою (4.6):

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s \quad (4.6)$$

При використанні бетонів класів вище за В30 і арматури класів А-IV і вище, напруження в арматурі A_s визначають за формулою:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{scu} \frac{\omega}{\xi - 1}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \quad (4.7)$$

Для умов (4.6) та (4.7) мають виконуватися обмеження $\sigma_s \leq R_s$ та $\sigma_s \leq R_{sc}$.

У випадку малих ексцентриситетів умова (4.4) зберігається а замість рівняння (4.5) використовують умову рівноваги (4.8):

$$N + \sigma_s A_s = R_b A_b + R_{sc} A'_s \quad (4.8)$$

4.1.4. Повздовжній згин та його вплив на роботу стиснутих елементів.

При розрахунках потрібно враховувати вплив прогинів елементів на їх несучу здатність. Несуча здатність позацентрово стиснутих елементів залежить від гнучкості елемента, тому при розрахунках

необхідно враховувати явище поздовжнього згину. Прогини збільшують величину початкового ексцентриситету $e_0 = M/N$ (рис.4.11). Це збільшення враховується коефіцієнтом η , на який множиться ексцентриситет e_0 . Таким чином початковий ексцентриситет e_0 збільшується до величини ηe_0 . Значення коефіцієнту η визначають за формулою (4.9):

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (4.9)$$

де N – діюче повздовжнє зусилля;
 N_{cr} – умовне критичне зусилля.

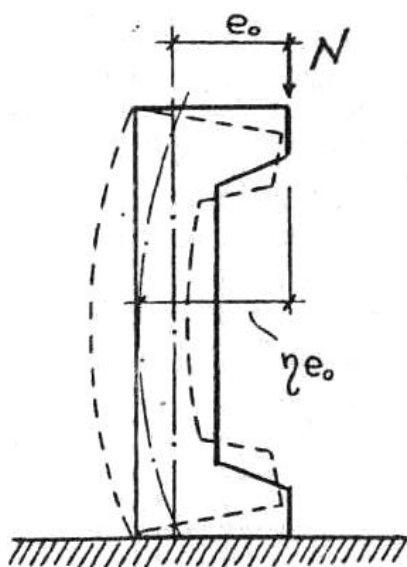


Рис. 4.11. Врахування впливу повздовжнього згину на роботу стиснутих елементів.

При гнучкості елемента $\lambda < 14$, (для прямокутних перерізів $l_0/h < 4$) $\eta = 1$;

При гнучкості $14 \leq \lambda < 35$ (для прямокутних перерізів $4 \leq l_0/h < 10$) і сумарному відсотку армування μ :

$$\mu = \frac{100(A_s + A'_s)}{A} \leq 2,5\%$$

умовне критичне зусилля визначається за формулою (4.10):

$$N_{cr} = \frac{2E_b I}{l_0} \quad (4.10)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону;

I – момент інерції бетонного перерізу (для прямокутних перерізів $I = \frac{bh^3}{12}$);

l_0 – розрахункова довжина елемента.

У загальному випадку умовне критичне зусилля визначається за формулою (4.11):

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) \right] + aI_s \quad (4.11)$$

де $I_s = A_s y_s^2 + A'_s y'^2_s$ – момент інерції повздожньої арматури відносно центру ваги перерізу елемента;

y_s, y'_s – відстані від центру ваги перерізу до арматури A_s та A'_s ;

$$a = \frac{E_s}{E_b}; \quad \delta_e = \frac{e_0}{h} \geq \delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b; \quad \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1} \leq 1 + \beta;$$

β – коефіцієнт, що приймається за ДБН В.2.6-98:2009, (для важкого бетону $\beta=1$);

M_1 – момент зовнішніх сил відносно вісі, що проходить через центр ваги арматури A_s від повних навантажень;

M_{1l} – те саме, від постійних і довготривалих навантажень.

Питання для самоконтролю.

1. Які елементи працюють в умовах стискання?
2. Що таке центральне і позацентрове стискання?
3. Гнучкість стиснутих елементів, її граничні значення під час конструювання?
4. Особливості армування стиснутих елементів?
5. Класифікація стиснутих елементів залежно від особливостей армування?
6. Розрахункова довжина стиснутих елементів, від чого вона залежить?
7. Які перерізи залізобетонних елементів використовують при випадкових ексцентриситетах?
8. Відсоток армування стиснутих елементів?

9. Який характер руйнування конструкцій при випадкових, малих і великих ексцентриситетах?
10. Побічне армування. Особливості конструювання?
11. Особливості конструювання елементів із жорсткою арматурою?
12. Вплив повздовжнього згину на несучу здатність стиснутих елементів?
13. Умови рівноваги стиснутих елементів будь-якого профілю?
14. Яким чином враховують повздовжній згин під час розрахунків стиснутих елементів?

ТЕМА 4.2. МІЦНІСТЬ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ.

4.2.1. Умова міцності позацентрово стиснутих елементів прямокутного профілю.

При великих ексцентриситетах ($e_0 \geq 0,3h_0$), коли виконується умова $\xi = x/h_0 < \xi_R$ (рис. 4.12) умови міцності нормальних перерізів мають вигляд:

$$\sum M_A = 0: Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.12)$$

$$\sum X = 0: N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (4.13)$$

Іноді використовується умова (4.14):

$$\sum M_N = 0: R_s A_s e - R_{sc} A'_s e' - R_b b x (e - h_0 + x/2) = 0 \quad (4.14)$$

Якщо у рівняння (4.13) підставити значення відносної висоти стиснутої зони бетону $\xi = x/h_0$, а у нерівність (4.12) значення $a_m = \xi(1 - \xi/2)$, то отримуємо:

$$Ne \leq R_b a_m b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a) \quad (4.12a)$$

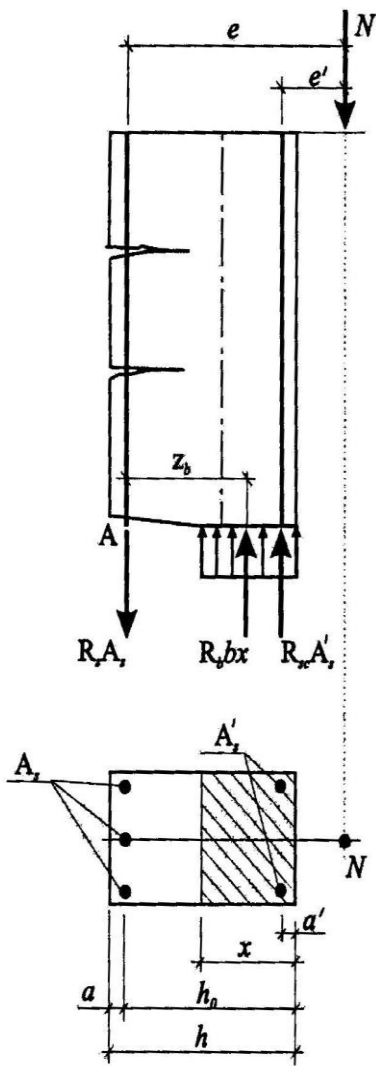
$$N = R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (4.13a)$$

За умов симетричного армування $A_s = A'_s$ і коли $R_s = R_{sc}$, рівняння (4.13) має такий вигляд:

$$N = R_b b x \quad (4.15)$$

а рівняння (4.13a) наступний вигляд:

$$N = R_b \xi b h_0 \quad (4.16)$$



При малих ексцентриситетах ($\xi > \xi_R$) напруження в арматурі A_s із сталей класів А-I, А-II, А-III і при використанні бетонів класів не вище за В30 може бути визначено за формулою:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1-\xi}{1-\xi_R} - 1 \right) R_s \quad (4.17)$$

Рис. 4.12. Зусилля у позacentрово-стиснутому елементі при великих ексцентриситетах

Для елементів, що виготовлені із більш міцного бетону і що армовані попередньо напруженою арматурою, напруження в арматурі визначаються за формулою:

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp} \quad (4.18)$$

де $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} = 0,9$;

$\sigma_{sc,u} = 400 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} \geq 1$;

$\omega = a - 0,08 R_b$;

σ_{sp} – напруження у попередньо напруженій арматурі при напруженнях у бетоні, що дорівнюють 0.

У «Пособии ... (к СНиП 2.03.01-84)» надані формули для розрахунку залізобетонних елементів прямокутного, двотаврового, круглого і кільцевого профілів.

Для елементів прямокутного профілю, площі перерізу стиснутої і розтягнутої арматури, визначаються за формулами:

- для елементів із бетону класу В30 і нижче:

$$A'_s = \frac{Ne - 0,4R_b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a)} \geq 0 \quad A_s = \frac{0,55R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (4.19)$$

- для елементів із бетону класу вище за В30:

$$A'_s = \frac{Ne - a_R R_b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a)} \geq 0 \quad A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s \frac{R_{sc}}{R_s} \quad (4.20)$$

де $a_R = \xi_R \left(1 - \frac{\xi_R}{2}\right)$

У випадку, якщо отримуєте $A_s < 0$ і (або) $A'_s < 0$, слід дивитись п.3.66 [5].

Якщо моменти від зовнішніх навантажень дорівнюють 0, то при розрахунках враховується випадковий ексцентриситет. Його величина обирається найбільшою із значень $e_a = h/30$ і $e_a = l_0/600$ (l_0 – розрахункова довжина елемента). У такому випадку розрахунок елементів прямокутного профілю, що виготовлені із важких бетонів класів В15 – В40 або із легких бетонів класів В12,5 – В30 при середній щільності не нижче за D1800, при $l_0 \leq 20h$, дозволяється проводити із умови (4.21):

$$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot}) \quad (4.21)$$

де φ – коефіцієнт, що визначається за формулою (4.22):

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) a_s \leq \varphi_{sb} \quad (4.22)$$

де φ_b, φ_{sb} – коефіцієнти, що приймаються за таблицями додатку 5; $a_s = R_s A_{s,tot} / (R_b A)$, при $a_s > 0,5$ можна приймати $\varphi = \varphi_{sb}$.

Коефіцієнт φ згідно додатку 5 залежить від гнучкості елемента $\lambda = l_0/h$ і співвідношення N_1/N (N_1 – повздовжнє зусилля від постійних і довготривалих навантажень, N – повздовжнє зусилля від дії всіх навантажень, $A_{s,tot}$ – площа поперечного перерізу всієї повздовжньої арматури).

4.2.2. Умови міцності позацентрово-стиснутих елементів таврового та двотаврового перерізів.

При розрахунках елементів таврового і двотаврового перерізів мають місце два випадки розташування нейтральної вісі (рис. 4.13): нейтральна вісь розташовується у полиці, та нейтральна вісь пересікає ребро. За умов відомого армування, положення нейтральної вісі визначається при порівнянні зусилля N із зусиллям, що сприймає полиця.

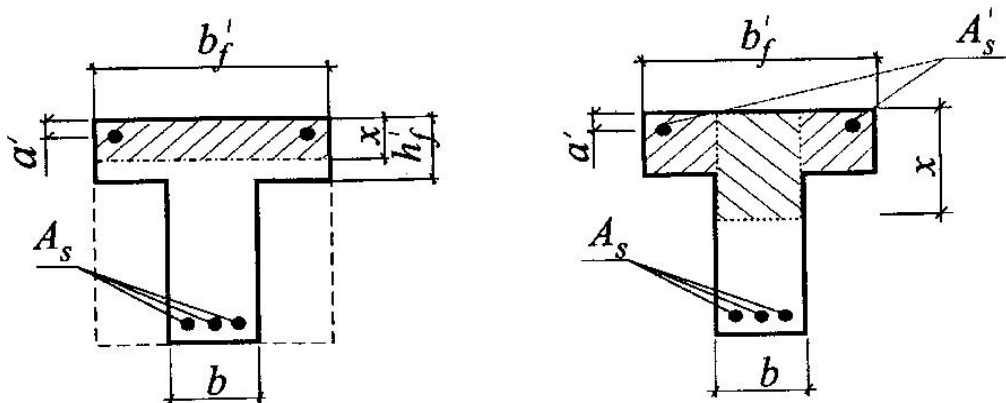


Рис. 4.13. Таврові перерізи: а – нейтральна вісь у полиці, б – нейтральна вісь у ребрі.

Якщо виконується умова : $N \leq R_b b' h'_f$, то нейтральна вісь розташовується у полиці. У цьому випадку розрахунок таврового або двотаврового перерізів виконується, як для елементів прямокутного профілю, із розмірами поперечного перерізу b'_f і h .

Як і при згині, ширина полки, що вводиться у розрахунок при вільних зв'язках полки приймається:

- при $h'_f/h > 0,1$ $b'_f = b + 12h'_f$;
- при $0,05 \leq h'_f/h < 0,1$ $b'_f = b + 6h'_f$;
- при $h'_f < 0,05$ $b'_f = b$.

Якщо нейтральна вісь пересікає ребро і $\xi \leq \xi_R$, то умови міцності мають наступний вигляд:

$$Ne \leq R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_b (b'_f - b) h'_f \left(h_0 - \frac{h'_f}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.23)$$

$$N = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (4.24)$$

За умови $\xi > \xi_R$ у рівнянні (4.24) замість значення $R_s A_s$ використовуємо $\sigma_s A_s$, де σ_s визначається за формулами, що викладалися вище.

Слід відзначити, що розрахунок елементів таврового і двотаврового профілів на міцність являється дуже складним. Порівняно просто вирішується задача перевірки міцності нормальних перерізів за умови відомого армування, особливо при дії декількох навантажень із моментами різних знаків.

4.2.3. Стиснуті елементи з побічним армуванням.

Відомо, що мало міцні матеріали, що розміщені у обоймі, набувають велику міцність (пісок у трубі, рідина у циліндрі та інш.). Спіральне армування для залізобетону було запропоновано у 1901 році у Франції. Пізніше запропонували армування сітками. Спіралі, сітки та кільця під дією стискаючих зусиль запобігають поперечним деформаціям бетону, тим самим збільшуючи його міцність.

Досліди показують, що побічне армування у двічі ефективніше повздовжньої арматури тієї ж ваги. На рис. 4.14. показано армування круглого елемента спіраллю і армування елемента прямокутного профілю сітками. Гнучкість елементів із побічним армуванням (l_0/i_{ef}) має не перевищувати 55 при армуванні сітками і 35 при армуванні спіралями та кільцями.

Крок спіралі (або зварних кілець) s не має перевищувати 100 мм і $D/5$ і бути не меншим за 40 мм. Крок поперечних сіток має бути не меншим за 60 мм і не більшим за 150 мм, а також $1/3$ найменшого перерізу елемента. Крок стержнів у сітках має бути не меншим за 45 мм і не більшим за 100 мм і $1/4$ найменшого розміру перерізу.

Для побічного армування використовується арматура класів А-I, А-II, А-III діаметром не більше за 14 мм, а також сталевий дріт Вр-I. Сітки можуть бути зварними або виконаними із «гребінок». Перша сітка має бути розташована на відстані 15-20 м від зовнішньої поверхні елемента.

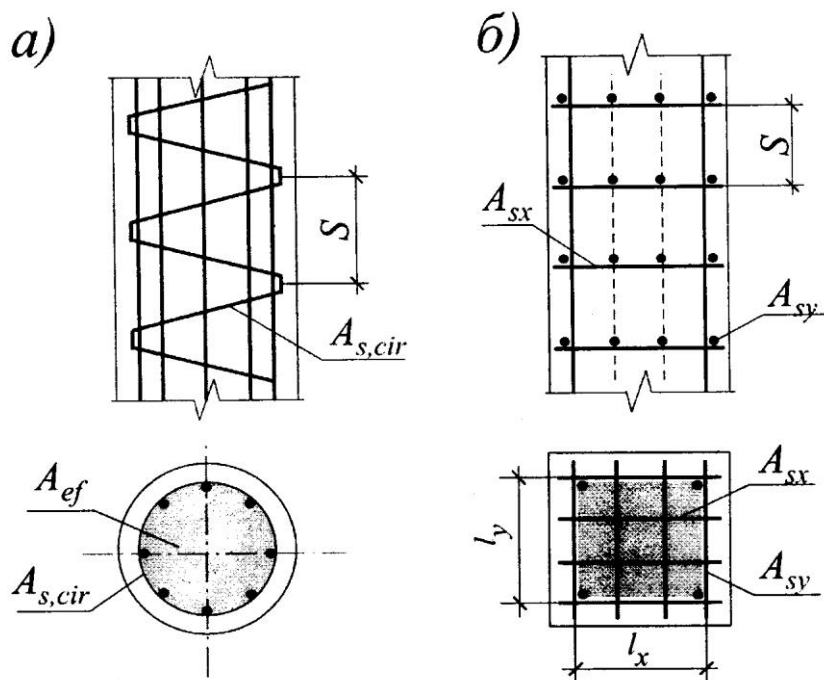


Рис. 4.14. Залізобетонні елементи із побічним армуванням: спіраллю (а), та сітками (б).

За умов армування конструкції побічною арматурою, при центральному стисканні, перед руйнуванням, спочатку відбувається відшаровування захисного шару бетону, а при подальшому збільшенні навантаження, напруження у спіральній або сітчастій арматурі досягають межі текучості, і елемент руйнується. При розрахунках міцності елементів із побічним армуванням, у розрахунок вводять лише частину площі елемента A_{ef} , що розташовується всередині спіралі або сіток. Замість розрахункового опору R_b використовується $R_{b,red}$.

При армуванні зварними поперечними сітками:

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \quad (4.25)$$

де $R_{s,xy}$ – розрахунковий опір арматури сіток;

$$\mu_{xy} = \frac{V_s}{V_b} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} \text{ - коефіцієнт армування;}$$

$n_x A_{sx} l_x$ – кількість стержнів, площа поперечного перерізу і довжина стержня у напрямку x ;

n_y, A_{sy}, l_y – кількість стержнів, площа поперечного перерізу, і довжина стержня у напрямку y ;

$A_{ef} = l_x l_y$ – площа бетону всередині контура сітки;

$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi}$ – коефіцієнт ефективності побічного армування;

$$\psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b + 10}$$

При армуванні елементів спіралями або зварними кільцями:

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir} R_{s,cir} \left(1 - \frac{7,5e_0}{d_{ef}} \right) \quad (4.26)$$

де $R_{s,cir}$ – розрахунковий опір спіралі або кільця;

$$\mu_{cir} = \frac{4\pi d_{ef} A_{s,cir}}{\pi d_{ef}^2 s} = \frac{4A_{s,cir}}{d_{ef} s} \text{ - коефіцієнт армування ;}$$

$A_{s,cir}$ – площа поперечного перерізу спіралі або кільця;

d_{ef} – діаметр перерізу в середині спіралі;

s – крок спіралі;

e_0 – ексцентриситет зусилля N (без врахування прогину).

Побічне армування враховується при розрахунках, якщо несуча здатність елемента, що була визначена при $R_{b,red}$ та A_{ef} , перевищує його несучу здатність, котра визначалась по повному перерізу A при міцності бетону R_b .

4.2.4. Розрахунок міцності стиснутих елементів із жорсткою арматурою.

При розрахунках позацентрово стиснутих елементів із жорсткою арматурою, площу перерізу стиснутої зони приймають за мінусом площі, що зайнята арматурою, що означає зниження розрахункового опору жорсткої арматури цієї зони до величини $(R_{sr} - R_b)$, де R_{sr} – розрахунковий опір жорсткої арматури.

Розрахунок позацентрово стиснутих елементів із жорсткою арматурою у вигляді двох гілок, одна з котрих розташована у стиснутій зоні, а інша – у розтягнутій (або менш стиснутій), практично, не відрізняється від розрахунку елементів із гнучкою арматурою.

Для елементів із жорсткою арматурою формула (4.11) має наступний вигляд:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left(I \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 + a_{sr}I_{sr} + a_s I_s \right), \quad (4.27)$$

де I – момент інерції бетонного перерізу без врахування перерізу арматури відносно вісі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу;

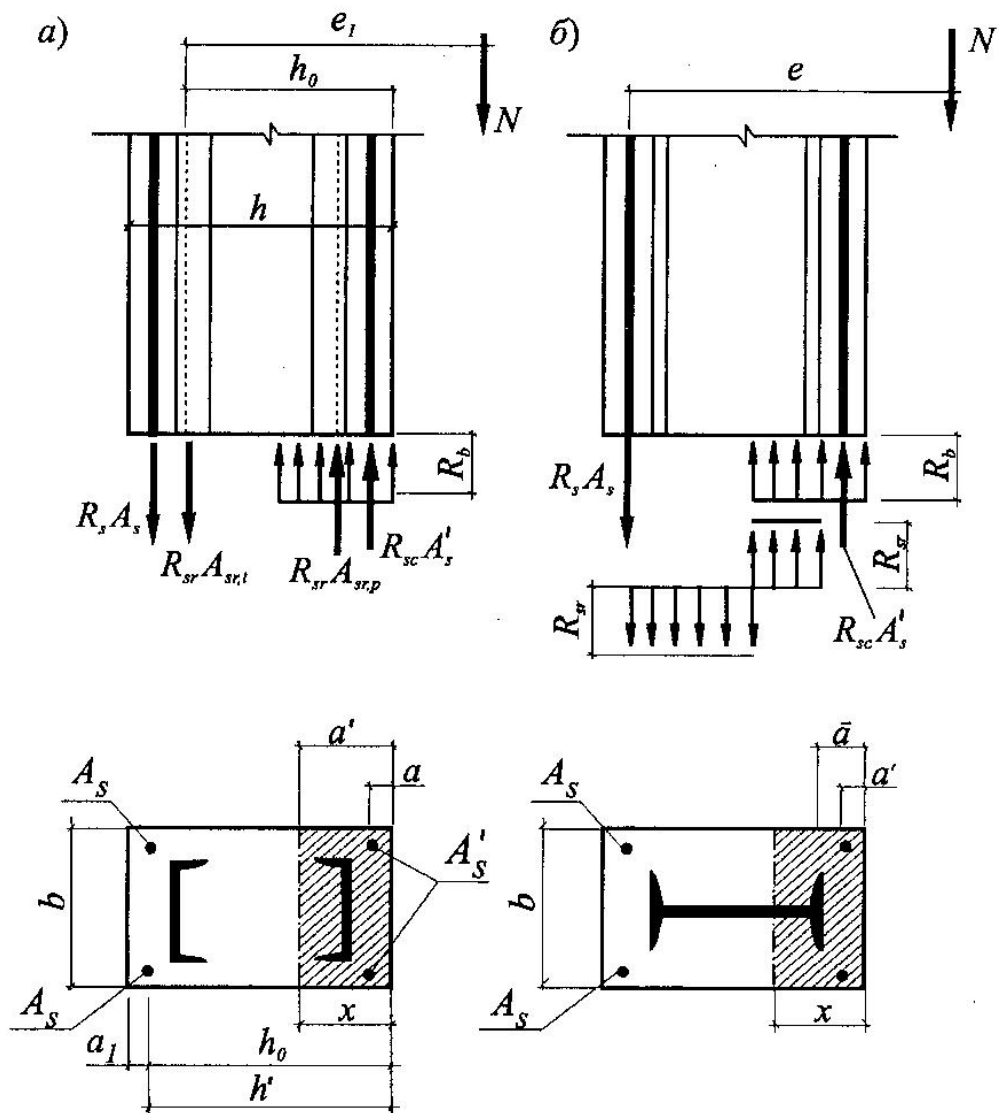


Рис. 4.15. До розрахунку стиснутих елементів із жорсткою арматурою:

- а – гілки розташовані у розтягнутій і стиснутій зонах перерізу;
- б – нейтральна вісь пересікає сталевий профіль.

I_{sr} та I_s - моменти інерції відповідно, жорсткої і гнучкої арматури відносно тієї ж вісі;

$$a_{sr} = \frac{E_{sr}}{E_b}; \quad a_s = \frac{E_s}{E_b};$$

усі інші позначення див. у формулі (4.11).

Розрахунок міцності прямокутних перерізів стиснутих елементів із жорсткою і гнучкою арматурою, що розташована у розтягнутій і стиснутій зонах (рис. 4.15а) проводиться залежно від висоти стиснутої зони x , що визначається із умови рівноваги $\Sigma N_x = 0$,

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + (R_{sr} - R_b) A_{sr.p} + R_{sr} A_{sr.t} + R_s A_s}{R_b b} \quad (4.28)$$

Розглянемо три випадки висоти стиснутої зони.

Випадок 1. Якщо $x \leq \xi_R h_0$ міцність перерізу перевіряють із умови рівноваги $\Sigma M = 0$ відносно вісі, що проходить через центр ваги всієї розтягнутої арматури:

$$N e_1 \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + (R_{sr} - R_b) A_{sr.p} (h_0 - a'_r) \quad (4.29)$$

де e_1 – ексцентриситет прикладання поздовжнього зусилля відносно рівнодійної зусиль у розтягнутій жорсткій і гнучкій арматурі;

a'_r – відстань від центру ваги стиснутої жорсткої арматури до стиснутої грані перерізу елементу.

Випадок 2. При $x > \xi_R h_0$ і класі бетону В40 та нижче, розрахунок перерізів проводять виходячи із умови (4.29), але висоту стиснутої зони визначають за формулою (4.30):

$$x = h_0 \frac{(N - R_{sc} A'_s - (R_{sr} - R_b) A_{sr.p})(1 - \xi_R) + (R_{sr} A_{sr.t} + R_s A_s)(1 - \xi_R)}{R_b b h_0 (1 - \xi_R) + 2(R_{sr} A_{sr.t} + R_s A_s)} \quad (4.30)$$

При армуванні перерізу довгим симетричним профілем (рис.4.15б), висоту стиснутої зони визначають за формулою (4.31):

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + 2R_{sr} \delta_t r + R_s A_s + R_b A_{crc}}{R_b b + 2R_{sr} \delta_t} \quad (4.31)$$

Випадок 3. Якщо $\bar{a} < x \leq \xi_R h_0$, то міцність перерізу перевіряють із умови $\Sigma M=0$ відносно центру ваги гнучкої арматури:

$$Ne_1 \leq R_b b x (h' - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h' - a') + R_{sr} (W_{pl} + (r - x) \delta_l (2h' - r - x)) - \frac{R_b W_{pl}}{2} \quad (4.32)$$

4.2.5. Приклади розрахунків.

Задача 1. Перевірити міцність перерізу колони.

Вхідні дані:

Колона перерізом $b = 400$ мм; $h = 500$ мм; $a = a' = 40$ мм; важкий бетон класу В20 ($R_b = 11.5$ МПа, $E_b = 24000$); арматура класу А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа); площа перерізу арматури $A'_s = A_s = 982$ мм² (2Ø25); розрахункова довжина $l_0 = 4.8$ м; повздовжня сила $N = 800$ кН; згинаючий момент $M = 200$ кН*м; вологість навколишнього середовища 65%.

Розв'язання

1. Визначаємо робочу висоту перерізу :

$$h_0 = 500 - 40 = 460 \text{ мм};$$

2. Визначаємо величину початкового ексцентриситету:

$$e_0 = M/N = 200/800 = 0,25 \text{ м} = 250 \text{ мм};$$

3. Визначаємо розрахунковий опір бетону:

$$\gamma_{b2} R_b = 0,9 * 11,5 = 10,35 \text{ МПа};$$

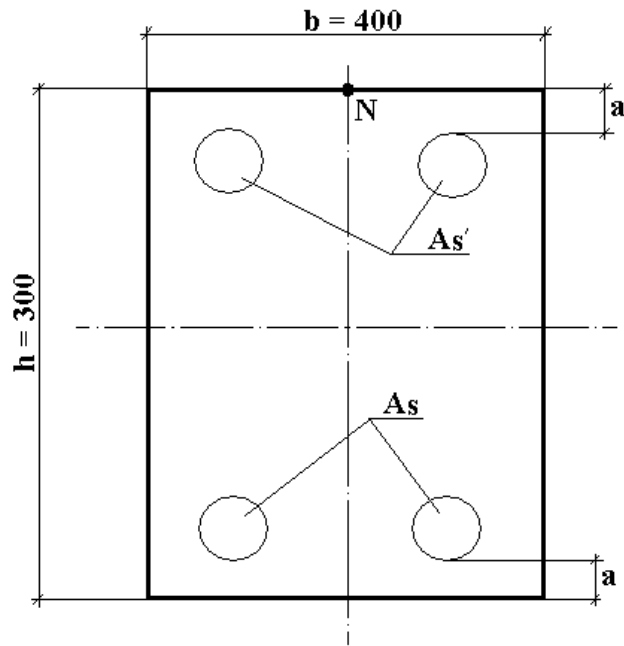
4. Визначаємо гнучкість колони:

$$l_0/h = 4,8/0,5 = 9,6 < 10;$$

5. Коефіцієнт армування перерізу:

$$\mu = 100 \frac{(A_s + A'_s)}{A_b} = 100 \frac{(2 * 982)}{400 * 500} = 0,982\% < 2,5\%$$

Розрахункова схема



6. Визначаємо критичну силу за формулою (4.10):

$$N_{cr} = 2 \frac{E_b I}{l_0^2} = 2 \frac{24000 * 4,167 * 10^9}{4800^2} = 868 \text{ кН};$$

$$\text{де } I = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 * 500^3}{12} = 4,167 * 10^9 \text{ мм}^4;$$

7. Визначаємо значення коефіцієнту повздовжнього згину η :

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{800}{8681}} = 1,102;$$

8. Якщо $l_0/h > 10$ і $\mu > 2,5\%$ то критична сила визначається за формулою (4.11);

9. Величина ексцентриситету із врахуванням повздовжнього згину:

$$e = e_0 \eta + \frac{h}{2} - a = 250 * 1,102 + \frac{500}{2} - 40 = 485,5 \text{ мм}$$

10. За формулою (4.15) визначаємо величину стиснутої зони бетону:

$$x = \frac{N}{R_b b} = \frac{800000}{10,35 * 400} = 193,2 \text{ мм};$$

11. Відносна висота стиснутої зони перерізу ξ :

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{193,2}{460} = 0,420 < \xi_R = 0,627, \text{ (} \xi_R \text{ визначаємо за табл. 18 [11]);}$$

12. Міцність перерізу визначається за умови (4.12):

$$\begin{aligned}
& R_b b x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = \\
& = 10,35 * 400 * 193,2 \left(460 - \frac{193,2}{2} \right) + 365 * 982 * (460 - 40) = 4,412 * 10^8 \text{ кНм} = \\
& = 441,2 \text{ кНм} \geq Ne = 800 * 0,4855 = 388,4 \text{ кНм}
\end{aligned}$$

Міцність перерізу забезпечена.

Задача 2.

Вхідні дані: Перевірити міцність перерізу поза площиною дії моменту для колони із задачі 1.

Розв'язання:

1. Приймаємо $Ne = N = 800 \text{ кН}$;
2. Визначаємо коефіцієнт повздовжнього згину φ . Для цього знаходимо коефіцієнти φ_b та φ_{sb} за додатком 5:

$$\text{при } \frac{N_l}{N} = 1 \text{ і } \frac{l_0}{h} = 9,6 : \quad \varphi_b = 0,892 \quad \varphi_{sb} = 0,902;$$

$$a_s = \frac{R_s A_{s,tot}}{(R_b A)} = \frac{364 * 2 * 982}{(10,35 * 400 * 500)} = 0,3463;$$

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) a_s = 0,892 + 2(0,902 - 0,892) 0,3463 = 0,899$$

3. Несуча здатність елемента поза площиною дії згинаючого моменту буде дорівнювати:

$$N_u = \varphi (R_b A_b + R_{sc} A_{s,tot}) = 0,899 * (10,35 * 400 * 500 + 365 * 2 * 982) = 2505 \text{ кН} \geq N = 800 \text{ кН}$$

Міцність перерізу поза площиною дії згинаючого моменту забезпечена.

Питання для самоконтролю.

1. Які зусилля виникають у позациентрово стиснутому елементі прямокутного профілю при великих ексцентриситетах?
2. Основні формули для розрахунку площі поперечного перерізу стиснутої і розтягнутої арматури у позациентрово стиснутих елементах прямокутного профілю?
3. Сутність побічного армування?
4. Особливості конструювання стиснутих елементів із побічним армуванням?

5. Як розраховується міцність стиснутих елементів із жорстким армуванням із великим ексцентриситетом прикладання стискаючого зусилля;
6. Як розраховується міцність стиснутих елементів із жорстким армуванням із малим ексцентриситетом прикладання стискаючого зусилля.

ТЕМА 4.3. ПОВЕДІНКА ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА СТИСКАННЯ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ.

Поведінка стиснутих з/б колон в умовах пожежі залежить від схеми обігріву, розмірів поперечного перерізу, величини ексцентриситету прикладання зовнішнього навантаження, коефіцієнта і виду армування, а також ефективності роботи захисного шару бетону.

Під час пожежі перепад температур по перерізу колони складає 800-1000°C з найменшою температурою в центрі переріза. Тому фактична міцність бетону по перерізу колони змінюється від початкової при 20°C до нуля при критичній температурі і вище. Ці умови і визначають поведінку колон в умовах пожежі.

Із-за нерівномірності прогрівання виникає перерозподіл напружень в перерізі колони. Температурні напруження збільшуються із збільшенням перепаду між середньою частиною перерізу колони і поверхнею обігріву (20-30хв.). На початковій стадії пожежі спостерігається подовження колон. Стійкість колони не знижується, тому що поперечний переріз зберігається і декілько розвантажений в середній частині.

При подальшому розвитку пожежі відбувається прогрівання захисного шару бетону до 600-800°C. Температурні напруження зменшуються. Найбільш прогріті шари перерізу бетону і робоча арматура у поверхні колони розвантажуються за рахунок розвитку температурної повзучості, усадки, зниження міцності і деформативності. Напруження у середині колони зростають тому, що слабо нагрітий бетон середини колони зберігає міцність і пружність.

Через 1-1,5 години з початку вогневого впливу колони починають скорочуватись. Через 2-3 години вогневого впливу висота нагрітих колон дорівнює їх висоті в стадії завантаження до пожежі. Завантажені шари бетону і робоча арматура, що досягли температури вище 600°C, втрачають свою міцність, і практично вже не працюють. Колона поведе себе, як бетонна. Вона скорочується із зростаючою швидкістю до моменту руйнування.

Характер руйнування з/б колон із повздовжньою гнучкою і побічною арматурою відрізняється від характеру руйнування елементів тільки із повздовжнім армуванням.

Колони із повздовжнім армуванням руйнуються під впливом полум'я із відшаровуванням захисного шару, випучуванням робочої арматури і роздрібленням бетону в ядрі перерізу, як правило, у середній частині по висоті.

Настання граничного стану колон із побічним армуванням характеризується не випучуванням повздовжньої арматури, а пластичною текучістю зразків. Швидкість прогрівання бетону по перерізу колон розміром 30х30см із побічним армуванням на протязі 2,5 годин така сама, як і у елементів із гнучкою арматурою.

Але в подальшому, вона зростає і в момент руйнування колон із побічним армуванням досягає 400-450°C, в той час як у елементів із гнучкою арматурою – до 150°C. Критична температура бетону на межі ядра перерізу вища, а тому вогнестійкість побічно армованих елементів у 1,5-2 рази вища ніж у колон із гнучким армуванням.

В даний час в будівництві все більше використовують колони із високоміцного бетону.

Результати вогневих випробувань колон із високоміцного бетону на крупному гранітному заповнювачі, армованих в'язаними каркасами із симетричним розташуванням чотирьох повздовжніх стержнів із арматури класу А-III (марка сталі 35ГС), діаметром 12 і 18мм ($\mu=0,52\%$ і $\mu=1,13\%$) показали, що:

- межа вогнестійкості колон настала з вичерпанням міцності бетону на стиск, при температурі у центрі перерізу 150-170°C, а по бокових гранях 900-950°C;

- межа вогнестійкості цих колон залежала від рівня попереднього завантаження, із збільшенням якого вогнестійкість колон зменшувалась;
- із зменшенням проценту армування від 1,13% до 0,52% межа вогнестійкості колон із високоміцного бетону збільшується на 14%;
- побічне армування колон збільшує їх вогнестійкість; середня межа вогнестійкості колон із побічним армуванням на 19% більша ніж у колон без побічного армування;
- руйнування колон відбувалось із порівняно малими деформаціями, що свідчить про малу деформативність високоміцного бетону в умовах пожежі.

Результати випробувань колон із високоміцного бетону.

Таблиця 4.1. Основні характеристики і конструкції дослідних зразків колон.

Позначення і кількість зразків	Розмір зразку, см	Вид бетону і клас за міцністю	Повздовжня арматура	Коефіцієнт армування, %	Поперечна арматура
К-3 2 шт.	30x30x350	Високоміцний В50	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-I через 250мм
К-4 2 шт.	30x30x350	Високоміцний В60	4Ø12 А-III	0,52	Ø6 А-I через 150мм
К-5 2 шт.	30x30x350	Високоміцний В60	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-I через 250мм
К-6 3 шт.	30x30x350	Високоміцний В80	4Ø12 А-III	0,52	Ø6 А-I через 150мм
К-7 4 шт.	30x30x350	Високоміцний В80	4Ø18 А-III	1,13	Ø6 А-I через 250мм

Таблиця 4.2. Вогнестійкість залізобетонних колон із високоміцного бетону

Позначення зразку	Захисний шар бетону	Міцність бетону, МПа		Величина стискаючого зусилля у долі руйнівного	Температура арматури, °С	Межа вогнестійкості, год.
		Призмове	За ДБН			
К-3	29,7	36,8	27,5	0,42	557	1,25
	28,3	36,8	27,5	0,36	780	1,59
К-4	30,5	43,4	30,6	0,42	715	1,45
	31,0	44,9	31,5	0,36	740	2,10
К-5	30,8	45,8	32,1	0,38	535	1,30
	30,2	45	31,4	0,34	610	1,36
К-6	29,2	62,0	41,3	0,39	700	1,50
	29,1	62,5	41,6	0,34	840	2,30
	27,6	61,4	41,0	0,35	635	1,45
К-7	29,4	61,4	41,1	0,31	780	2,30
	29,0	64,8	43,0	0,35	720	2,05
	28,5	64,8	43,0	0,33	640	2,32
	29,1	64,8	43,0	0,32	650	2,40

Позацентрово-стиснуті колони працюють на стиск із згином так само, як залізобетонні балки.

Питання для самоконтролю.

1. Фактори, що впливають на поведінку залізобетонних колон в умовах пожежі?
2. Чому відбувається перерозподіл напружень по перерізу колони під час пожежі?
3. Переваги побічного армування щодо поведінки колон в умовах пожежі?
4. Вплив проценту армування на вогнестійкість колон із високоміцного бетону?
5. Характер руйнування колон в умовах пожежі залежно від виду бетону з якого вони виготовлені?
6. Характер руйнування колон тільки із повздовжнім армуванням?

РОЗДІЛ V. ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА РОЗТЯГ.

ТЕМА 5.1. ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ, ЩО ПРАЦЮЮТЬ НА РОЗТЯГ.

5.1.1. Загальні відомості про елементи, що працюють в умовах розтягу.

В умовах розтягу працюють нижні пояси ферм і елементи решітки, затяжки арок, стінки круглих і прямокутних резервуарів і інші конструкції. (Рис.5.1)

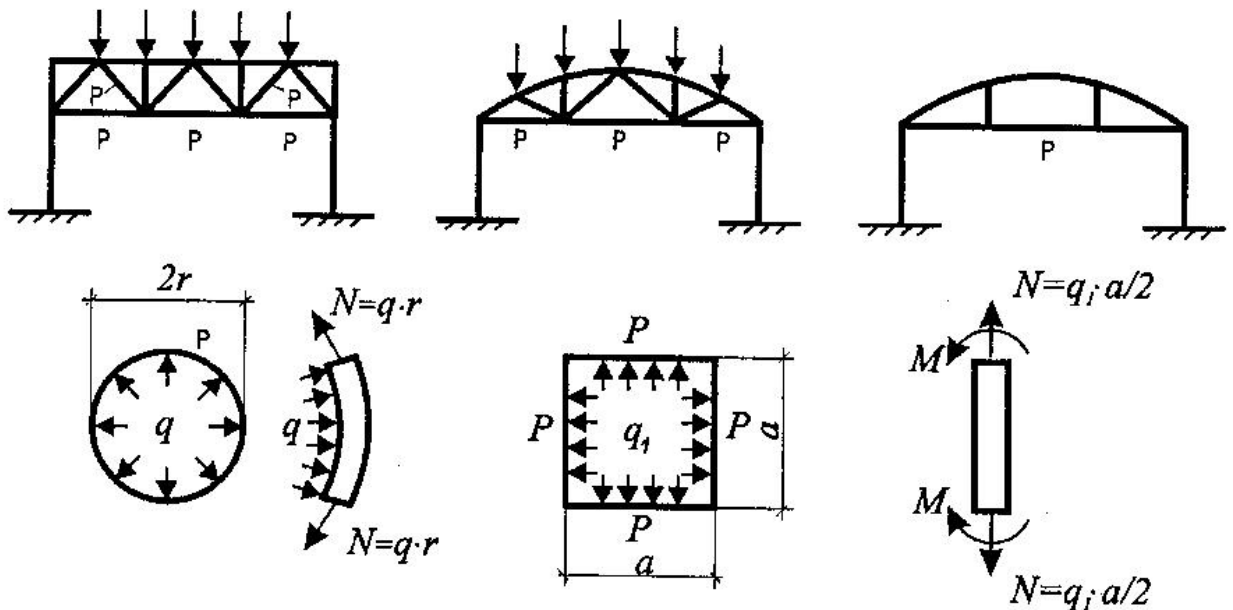


Рис. 5.1. Конструкції, в яких виникають розтягуючі зусилля.

P – розтягнуті елементи.

Центрально розтягнутими називають залізобетонні елементи, в яких лінія дії поздовжньої розтягуючої сили збігається з лінією дії рівнодійної зусиль в поздовжній арматурі всього поперечного перерізу.

До центрально розтягнутих елементів можна віднести затяжки арок, нижні пояси розкісних ферм, стінки круглих резервуарів, силосів, напірних труб. Центрально розтягнуті елементи виготовляються попередньо напруженими. Поперечний переріз центрально розтягнутих елементів приймається квадратним, круглим

або прямокутним з симетричним армуванням по периметру або по всій площі поперечного перерізу.

Позацентрово розтягнутими називають такі залізобетонні елементи, в яких лінія дії поздовжньої сили не збігається з лінією дії рівнодійної внутрішніх зусиль центрально розтягнутого перерізу. Можна вважати, що при позацентровому розтягу поздовжня сила N діє з ексцентриситетом e_{ON} або одночасно діє осьова сила N і згинаючий момент M .

5.1.2. Напружений стан розтягнутих елементів за умов різного значення величини ексцентриситету прикладання розтягуючого зусилля.

Для розтягнутих елементів ефективно використання високоміцної попередньо напруженої арматури. При конструюванні розтягнутих елементів особливе значення мають кінцеві ділянки, де забезпечується передача зусиль, а також стики арматури, які в основному роблять зварними. Для ненапруженої арматури дозволяється стикування внапусток, при цьому в одному перерізі має бути не більш за 25% стержнів класу А-І і 50% арматури періодичного профілю.

При центральному розтягу, до з'явлення тріщин, більша частина зусилля N сприймається бетоном і менша – поздовжньою арматурою. Напруження в арматурі перед з'явленням тріщин в бетоні:

$$\sigma_s = \varepsilon_{btu} E_s = 15 \cdot 10^{-5} \cdot 20 \cdot 10^4 = 30 \text{ МПа},$$

де ε_{btu} – гранична деформація бетону при розтягу.

Великий вплив на величину зусилля, при якому з'являється перша тріщина, має усадка бетону, що викликає розтягуючі напруження в бетоні. Після з'явлення тріщини усі зусилля в перерізі із тріщиною сприймаються арматурою, внаслідок чого, напруження в арматурі швидко зростають. Руйнування елемента відбувається при напруженні, рівному межі текучості арматури σ_y . Елемент при цьому

подовжується. Розрив арматури відбувається при напруженні в арматурі, що дорівнює межі міцності σ_u .

При малих ексцентриситетах ($e_0 \leq z_s/2$) до з'явлення тріщин розтягнутим може бути весь переріз або його частина. Після з'явлення тріщини вона перерізає весь переріз, внаслідок чого арматура A_s і A_s' становляться розтягнутими (рис 5.2) Руйнування елемента (не розрив арматури) відбувається тоді, коли напруження в арматурі A_s або A_s' (або одночасно в обох) досягнуть межі текучості.

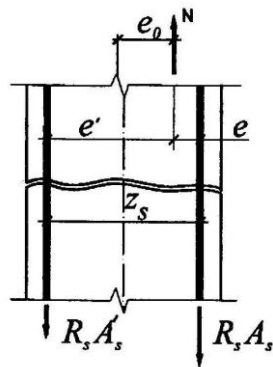


Рис. 5.2. Розтягнутий елемент за умов малих ексцентриситетів прикладання розтягуючого зусилля.

За умов великих ексцентриситетів (при $e_0 > z_s/2$) до з'явлення тріщин і після їх з'явлення арматура A_s' і бетон біля неї будуть стиснутими, а арматура A_s – розтягнутою (рис.5.3). При руйнуванні, напруження в арматурі A_s досягне межі текучості, а напруження в стиснутій зоні бетону R_b – напруження в стиснутій арматурі σ_y .

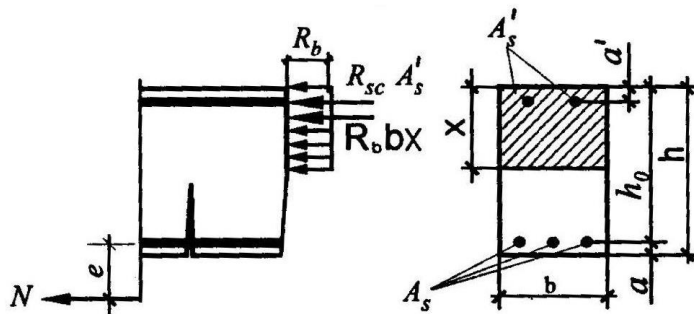


Рис. 5.3. Розтягнутий елемент за умов великих ексцентриситетів прикладання розтягуючого зусилля.

5.1.3. Розрахунок міцності нормальних перерізів розтягнутих елементів.

Центрально-розтягнуті елементи.

В основу розрахунку покладена III стадія напружено деформованого стану. При розрахунках центрально-розтягнутих ЗБК враховується, що в бетоні з'являються нормальні до повздожньої вісі тріщини. Усі зусилля сприймаються тільки повздожньою арматурою. Такі елементи вигідно армувати високоміцною попередньо напруженою арматурою. Розрахункова схема зовнішніх сил і внутрішніх зусиль в граничному стані показана на малюнку.

В основу розрахунку покладена III стадія напружено деформованого стану. При розрахунках центрально-розтягнутих ЗБК враховується, що в бетоні з'являються нормальні до повздожньої вісі тріщини. Усі зусилля сприймаються тільки повздожньою арматурою. Такі елементи вигідно армувати високоміцною попередньо напруженою арматурою. Розрахункова схема зовнішніх сил і внутрішніх зусиль в граничному стані показана на малюнку.

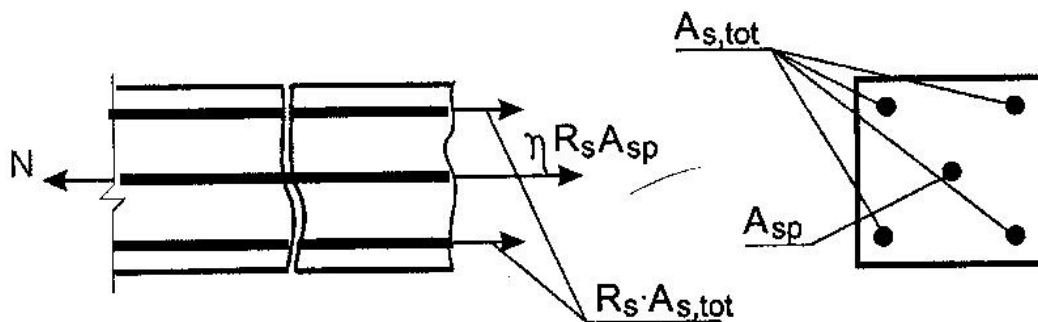


Рис. 5.4. Попередньо напружений залізобетонний елемент за умов центрального розтягу.

Несуча здатність центрально розтягнутого елемента обумовлена граничною опірністю арматури. Умову міцності центрально розтягнутого елемента одержуємо за рівнянням рівноваги зовнішніх сил і внутрішніх зусиль в граничному стані:

$$N \leq \eta R_s A_{sp} + R_s A_{s,tot} \quad (5.1)$$

де η - коефіцієнт, який враховує збільшення розрахункового опору попередньо напруженої арматури;

$\eta = 1,2$ для арматури А-IV,
 $\eta = 1,15$ для А-V, В-II, ВР-II, К-7, К-19,
 $\eta = 1,10$ для А-VI і Ат-VII;

A_{sp} – площа поперечного перерізу попередньо напруженої арматури.

$A_{s,tot} = A_{sp} + A_s$ - площа поперечного перерізу всієї (попередньо напруженої і ненапруженої) арматури;

Міцність центрально розтягнутого елемента вважається забезпеченою, якщо розрахункова сила N не перевищує рівнодійної граничних розтягуючих зусиль у всій поздовжній арматурі (попередньо напруженій і ненапруженій).

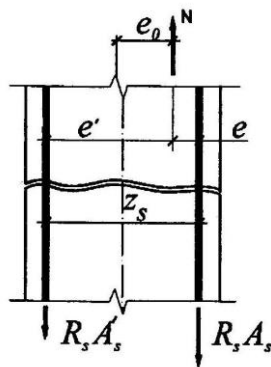
Позацентрово-розтягнуті елементи.

В основу розрахунку позацентрово - розтягнутих елементів покладена також стадія III напружено деформованого стану.

Розглянемо обидва випадки розрахунку позацентрового розтягу.

Випадок 1 - випадок малих ексцентриситетів прикладання зовнішньої поздовжньої сили (рис.5.2). Весь поперечний переріз працює на розтяг. Після появи тріщин, які перетинають весь поперечний переріз, бетон виключається з роботи і в розрахунках міцності його не враховують. Розтягуючі зусилля в граничному стані сприймаються тільки арматурою.

Розрахункові формули одержують з умови, що згинаючі моменти зовнішніх сил відносно вісей, що проходять через центр ваги арматури A і A'_s , не повинні перевищувати суми згинаючих моментів внутрішніх зусиль відносно цих самих вісей:



Для елементів будь-якого симетричного профілю, як і для прямокутного, розрахункові формули мають вигляд:

$$Ne \leq R_s A_s' z_s \quad (5.2)$$

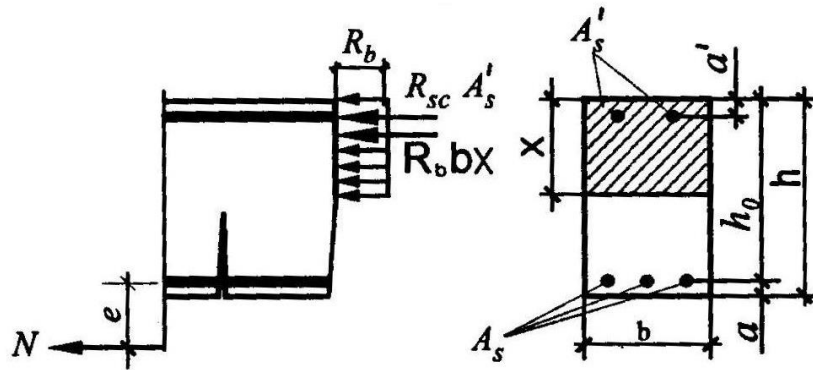
$$Ne' \leq R_s A_s z_s \quad (5.3)$$

де e і e' – відстань від зусилля N до центра тяжіння арматури A і A' .

Площі поперечних перерізів арматури складають:

$$A_s' = Ne / R_s z_s \quad A_s = Ne' / R_s z_s \quad (5.4)$$

Випадок 2 – випадок великих ексцентриситетів прикладання зовнішньої розтягуючої сили, див. рис.:



Якщо зусилля N виходить за межі арматури A_s , то в елементі з'являється стиснута зона бетону.

В граничному стані частина поперечного перерізу стиснута, а частина розтягнута. В розтягнутій зоні поперечного перерізу після виникнення тріщин все зусилля сприймається тільки арматурою; в стиснутій – бетоном і арматурою.

Передумови розрахунку: епюра напружень в бетоні стиснутої зони приймається прямокутною; бетон розтягнутої зони в розрахунках міцності поперечного перерізу не враховується; в граничному стані попередньо напружена і ненапружена арматура враховується з напруженнями R_s , σ_{sc} , R_{sc} , а бетон стиснутої зони – R_b .

Розрахункові формули для цього випадку позацентрового розтягу залізобетонних елементів **будь якого симетричного профілю**

одержують виходячи із умов міцності і рівноваги зовнішніх сил і внутрішніх зусиль:

Згинаючий момент зовнішньої сили відносно вісі, яка проходить через центр ваги розтягнутої арматури, не повинен бути більшим суми згинаючих моментів внутрішніх зусиль відносно цієї самої вісі:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - x/2) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (5.5)$$

$$N = R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s \quad (5.6)$$

При використанні відносних величин $\xi = x/h_0$ і $a_m = \xi(1 - \xi/2)$, умови міцності мають такий вигляд:

$$Ne \leq R_b a_m b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (5.7)$$

$$N = R_s A_s - R_b \xi b h_0 - R_{sc} A'_s \quad (5.8)$$

При розрахунку міцності поперечного перерізу позацентрово розтягнутих елементів зустрічаються задачі двох типів:

- 1) задачі за підбором площі поперечного перерізу арматури;
- 2) задачі за перевіркою несучої здатності поперечного перерізу елементу.

5.1.4. Приклади розрахунків.

Задача 1. За умов центрального розтягу визначити площу поперечного перерізу повздовжньої арматури $A_{s,tot.}$: $N=120\text{кН}$, $R_s = 280\text{МПа}$.

Розв'язання: Використовуючи формулу (5.1) визначаємо $A_{s,tot} = N/R_s = 120 \cdot 10^3 / (280 \cdot 10^6) = 0,00429\text{м}^2$: 4 Ø 12 = 452см².

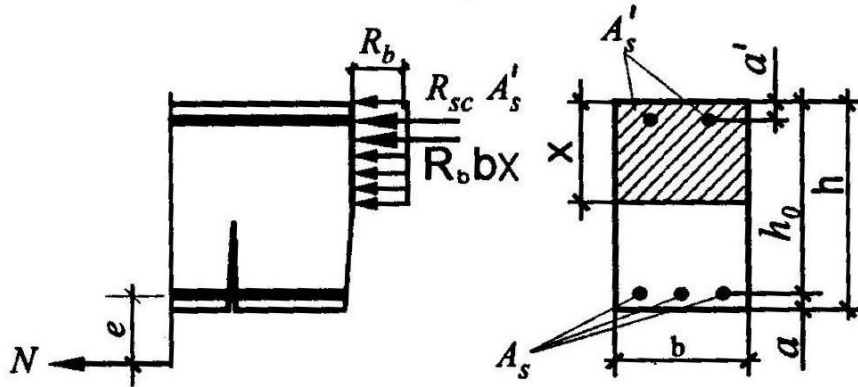
Задача 2. Визначити площу поперечного перерізу повздовжньої арматури розтягнутого елементу при малому ексцентриситеті. $N=200\text{кН}$, $z_s=360\text{мм}$, $e_0=100\text{мм}$, $R_s=365\text{МПа}$.

Розв'язання: Площу поперечного перерізу повздовжньої арматури знаходимо за формулою (5.4)

$$A_s = Ne_0 / R_s z_s$$

Задача 3. Визначити площу поперечного перерізу повздовжньої арматури A_s і A'_s в розтягнутому елементі.

Вхідні дані: розміри поперечного перерізу $b=h=400\text{мм}$, $a=a'=40\text{мм}$. Бетон важкий класа В20 ($R_b=11,5\text{МПа}$); Арматура А-II ($R_s=R_{sc}=280\text{МПа}$). Повздовжнє розтягуюче зусилля $N=300\text{кН}$ прикладене з ексцентриситетом $e_0=400\text{мм}$.



Розв'язання:

1. Визначаємо робочу висоту перерізу:

$$h_0 = h - a = 400 - 40 = 360\text{мм.}$$

2. Назначаємо арматуру A'_s :

$$A'_s = \mu b h_0 / 100 = 0,05 * 400 * 360 / 100 = 71,0\text{мм}^2$$

Приймаємо $2\text{Ø}10$ А-II. $A'_s = 157\text{мм}^2$.

3. Визначаємо ексцентриситет e :

$$e = e_0 - h/2 + a = 400 - 400/2 + 40 = 240\text{мм}$$

4. Знаходимо к-т відносної несучої спроможності елемента:

$$a_m = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2 = 0,097,$$

за таблицями визначаємо $\xi = 0,1024$.

5. За формулою (5.8) визначаємо площу поперечного перерізу A_s :

$$A_s = (N + R_b \xi b h_0 + R_{sc} A'_s) / R_s = 1834\text{мм}^2$$

Приймаємо $3\text{Ø}28$ А-II ($A_s = 1847\text{мм}^2$)

ТЕМА 5.2. ПОВЕДІНКА РОЗТЯГНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ В УМОВАХ ВИСОКИХ ТЕМПЕРАТУР.

Особливістю поведінки в умовах пожежі розтягнутих залізобетонних елементів являється те, що їх граничний стан, обумовлений роботою на розтяг, настає в момент, коли міцність арматури знижується до величини, яка дорівнює напруженню від нормативного навантаження.

Питання для самоконтролю.

1. Приклади елементів, що працюють в умовах центрального розтягу?
2. Приклади елементів, що працюють в умовах позацентрального розтягу?
3. Особливості конструювання розтягнутих елементів.
4. Особливості розрахунків розтягнутих елементів із малим та великим ексцентриситетом прикладання розтягуючого зусилля?
5. Особливості поведінки розтягнутих елементів в умовах пожежі?

РОЗДІЛ VI. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДРУГИМ ГРАНИЧНИМ СТАНОМ.

ТЕМА 6.1. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ НА УТВОРЕННЯ ТА РОЗКРИТТЯ ТРІЩИН.

6.1.1. Вимоги щодо тріщиностійкості залізобетонних конструкцій.

- Одним з недоліків залізобетонних конструкцій є порівняно раннє утворення тріщин у розтягнутих зонах і надмірне їх розкриття під час експлуатації. Утворення і розкриття тріщин знижують довговічність залізобетонних конструкцій, оскільки це сприяє корозії арматури, підвищує деформативність конструкцій, зменшує ступінь непроникності для рідини та газів. Тому в ряді випадків необхідно робити розрахунки утворення тріщин, їх розкриття та закриття.
- Тріщиноутворення в розтягнутому бетоні настає внаслідок нагромадження мікротріщин. При цьому можна виділити такі етапи: спершу порушується рівномірність деформацій у розтягнутому бетоні і вони інтенсивно збільшуються в окремих зонах, де з часом зароджуються тріщини. Потім зі збільшенням навантаження на елемент мікротріщини досягають рівня арматури і проявляється нерівномірність розподілу деформацій бетону вздовж арматурного стержня. При подальшому збільшенні навантаження утворюються видимі тріщини ($a_{cr} = 0,05 \dots 0,1$ мм) і навантаження цієї стадії приймають за навантаження тріщиноутворення. Подальше збільшення навантаження сприяє розвитку початкових тріщин по висоті і ширині, а на ділянках між ними виникають нові тріщини.

- Утворення тріщин пояснюється досягненням граничних видовжень бетону. У неармованому бетоні вони становлять
- $\varepsilon_{bt} = 7 \cdot 10^{-5} \dots 20 \cdot 10^{-5}$. А в разі їх наявності поблизу арматури процес тріщиноутворення в залізобетоні змінюється внаслідок прояву пластичних властивостей бетону в результаті його зчеплення з арматурою. З підвищенням процента армування розтягнутого бетону за рахунок збільшення кількості і одночасно зменшення діаметра стержнів або особливо дисперсного армування (армоцемент, сталеві фібробетон) значно зменшується як початкова ширина розкриття тріщин, так і їх крок, але граничне видовження бетону практично не збільшується.
- У залізобетонному елементі або на його ділянках тріщини відсутні, коли зусилля, спричинені дією навантаження (або його частини, коли навантаження спричиняють зусилля різних знаків), які вводять в розрахунок з коефіцієнтом надійності щодо навантаження $\gamma_f = 1$, менші від зусилля, що його сприймає переріз в разі утворення тріщин. Повне навантаження включає постійні, довго- і короткочасні навантаження.

Тріщини в залізобетонних конструкціях зменшують їх довговічність під час експлуатації, іноді обмежують область їх використання, тому заходи, що направлені на підвищення тріщиностійкості, являють важливу практичну задачу, і в цьому напрямку найбільш радикальним заходом є використання попередньо напружених залізобетонних конструкцій.

- Категорії вимог щодо тріщиностійкості залізобетонних конструкцій
- Категорії вимог щодо тріщиностійкості і гранично допустиму ширину розкриття тріщин $a_{cr,c}$ встановлюють для обмеження проникності конструкцій і для забезпечення збереженості арматури залежно від умов експлуатації, виду конструкції, класу арматурної сталі, діаметра арматури і напруженого стану.
- **1-ша категорія** – не допускається утворення тріщин. Це конструкції, на які діє тиск рідин або газів, конструкції, які

експлуатують в ґрунті нижче від рівня ґрунтових вод, або в дуже агресивному середовищі . Тріщини в бетоні утворюються в результаті вичерпання бетоном міцності на розтягання R_{bt} , величини порівняно низької, і досягнення граничної розтяжності $\varepsilon_{bt,u}$. На момент утворення тріщин у бетоні розтягувальні напруження в арматурі досягають лише 20...40 МПа. Отже, економічно недоцільно армувати конструкції, до яких ставляться вимоги 1-ї категорії тріщиностійкості, арматурою класів А-I, А-II або А-III. У цьому випадку слід застосовувати напружену арматуру, яка може гарантувати відсутність тріщин у конструкціях за умови правильної їх експлуатації.

- **2-га категорія** – допускається обмежене щодо ширини нетривале розкриття тріщин, але вимагається їх надійне закриття (затискування) за відсутністю короткочасного навантаження. Це конструкції сховищ сипких матеріалів, підкранові балки, мостові конструкції, опори ліній електропередач. Ці конструкції армують напруженою арматурою. Залежно від класу і діаметра напруженої арматури ширина тимчасового розкриття тріщин допускається у межах 0,1...0,2 мм [3]. У цих випадках довговічність конструкцій, що визначається ступенем корозії арматури, не знижується.
- **3-тя категорія** – утворення тріщин у стадії експлуатації допускається, але обмежується ширина розкриття їх, різна в умовах короткочасної і тривалої дії навантаження. До цієї групи належать усі конструкції з ненапруженою арматурою, а також попередньо напружені конструкції із стержньовою арматурою. Ширина допустимого розкриття тріщин залежить від умов роботи конструкцій і класу застосовуваної арматури. У нормах [3] гранично допустима ширина тривалого розкриття тріщин 0,1...0,3 мм, а короткочасного – 0,2...0,4 мм.
- Категорії вимог щодо тріщиностійкості, що ставляться до конструкцій, визначають залежно від умов експлуатації їх і чутливості арматури до дії агресивних середовищ. Наприклад, дротяна арматура класів В-II та Вр-II більше зазнає корозії, ніж

стержньова арматура із сталі класу А-III. Отже, конструкції, армовані різними сталями, можуть мати різні категорії вимог щодо тріщиностійкості. Залежно від напруженого стану елементів і класу застосовуваної арматурної сталі можливі випадки, коли до різних частин тієї самої конструкції ставляться різні категорії вимог щодо тріщиностійкості. Наприклад, у сегментній фермі, яку експлуатують просто неба, до розкосів, армованих стержньовою арматурою класу А-III, ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, а до нижнього поясу, що армований дротом Вр-ІІ діаметром 3 мм – 2-ї категорії.

- Зазначені вимоги стосуються як нормальних перерізів, так і нахилених до вісі елемента.

6.1.2. Розрахунок на утворення тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елемента згинаємих, позacentрово-стиснутих і позacentрово-розтягнутих конструкцій.

В основу розрахунку на утворення нормальних тріщин за методом [3] покладено І стадію напружено-деформованого стану заліобетонного елемента, що виходить з наступних передумов:

1. Перерізи після деформації залишаються плоскими, тобто по висоті елемента деформації змінюються за лінійним законом (рис. 6.1,а).

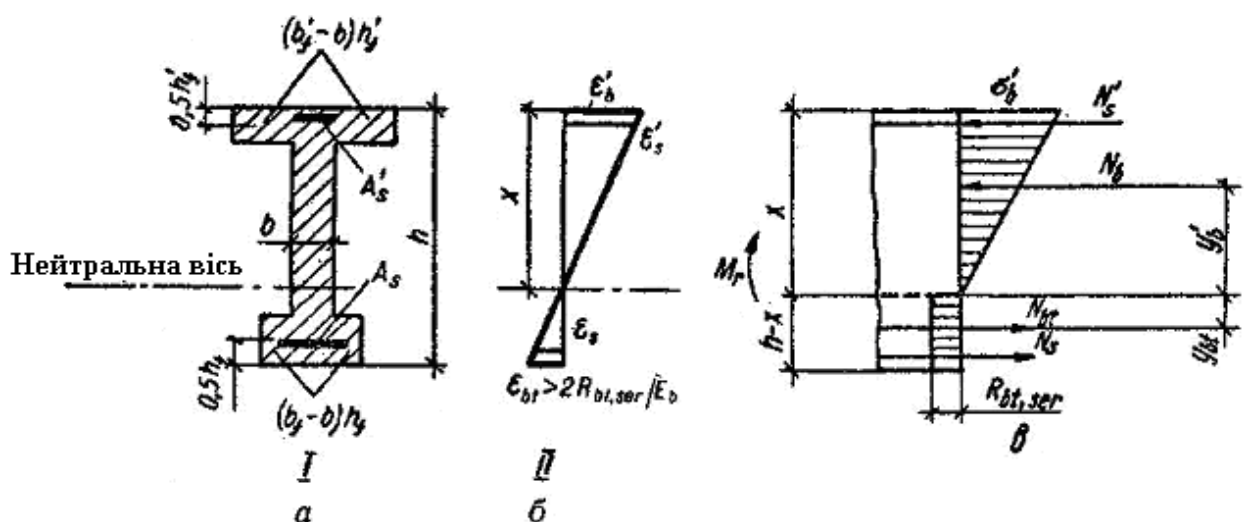


Рис.6.1. До розрахунку утворення тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елемента, що працює на згинання, при пружній роботі бетону стиснутої зони:

а – поперечний переріз; б – еюра деформацій; в – еюра напружень.

2. Найбільше відносне видовження крайнього розтягнутого волокна бетону дорівнює $2R_{bt,ser}/E_b$ і відповідає його граничній розтяжності перед утворенням тріщин, що дорівнює $(8...12) 10^{-5}$.

3. Напруження в бетоні стиснутої зони елементів, що працюють на згинання, визначають з урахуванням пружних (без попереднього напружування) або непружних деформацій бетону (з попереднім напружуванням арматури). При напруженнях $\sigma_b < 0,6R_{b,ser}$ можна вважати, що бетон стиснутої зони працює пружно, еюра напружень у стиснутій зоні трикутна, в той час як при напруженнях $\sigma_b > 0,6R_{b,ser}$ помітно проявляється нелінійна повзучість, а еюра напруження у стиснутій зоні викривлюється, бо проявляються непружні деформації. В обох випадках це стосується в основному конструкцій двотаврового профілю з розвинутою стиснутою полицею.

4. Напруження в бетоні розтягнутої зони розподілені рівномірно, дорівнюють $R_{bt,ser}$, і еюра їх вважається прямокутною.

5. Напруження в ненапружуваній арматурі дорівнюють напруженням, що відповідають приросту деформацій навколишнього бетону

$$(2R_{bt,ser}/E_b)E_s = 2\alpha R_{bt,ser} \approx 30 \text{ МПа}$$

6. Напруження в напружуваній арматурі становлять $\sigma_{sp} + 2R_{bt,ser}$.

Розрахунок залізобетонних елементів на утворення нормальних тріщин полягає у перевірці наступної умови:

$$M_r \leq M_{crc} \quad (6.1)$$

де M_r – момент зовнішніх сил, розташованих по один бік від розглядаємого перерізу відносно осі, нормальної до площини згину і проходить через ядрову точку, найбільш віддалену від розтягнутої зони, тріціноутворення якої перевіряють;

M_{crc} – момент, що сприймає переріз, нормальний до повздовжньої осі елемента перед утворенням тріщин.

Якщо умова (6.1) виконується, то тріщини в перерізах, нормальних до повздовжньої вісі елемента, не утворюються.

Виходячи з умов експлуатації, до конструкцій без попереднього напружування чи з попереднім напружуванням арматури або їх частин можна ставити категорії вимог до тріщиностійкості незалежно від їх армування.

Для згинаємих елементів *без попереднього напружування* значення M_{crc} визначається за формулою

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \quad (6.2)$$

де W_{pl} – пружньо-пластичний момент опору залізобетонного перерізу по розтягнутій зоні, визначається за формулою:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \quad (6.3)$$

де γ – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони на опір перерізу; для елементів прямокутного і таврового профілю з полицею у стиснутій зоні $\gamma = 1,75$;

W_{red} – пружний момент опору перерізу, визначається за формулою:

$$W_{red} = I_{red} / y_0 \quad (6.4)$$

де y_0 – відстань від центру ваги перерізу до грані, тріщиностійкість котрої визначається (рис. 6.2)

У елементів *із попереднім напружуванням* арматури утворенню тріщин перешкоджає сила обтискування, яка сприяє виникненню стискаючих напружень σ_{bp} (рис.6.2,а):

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}}{W_{red}} \quad (6.5)$$

де W_{red} – пружний момент опору переріза:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0}$$

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу відносно вісі, що проходить через його центр ваги;

y_0 – дстань від центра ваги перерізу до грані, тріщиностійкість котрої визначаємо (рис.6.2,б);

A_{red} – приведена площа поперечного перерізу елемента;

e_{op} – відстань від рівнодійної зусиль у повздовжній арматурі залізобетонного елемента до центра ваги перерізу (рис 6.2,а);

P – зусилля попереднього обтискування.

Згинаючий момент $M=M_{cr,c}$, що викликає з'явлення тріщин у попередньо напружуваних елементах складається із двох моментів:

$$M_{cr,c} = M_1 + M_2 \quad (6.6)$$

де M_1 – момент, що зменшує напруження обтискування крайнього волокна бетону від σ_{bp} до нуля:

$$M_1 = W_{red} \sigma_{bp} \quad (6.7)$$

M_2 – момент, що сприяє збільшенню напружень у крайньому волокні від нуля до $R_{bt,ser}$.

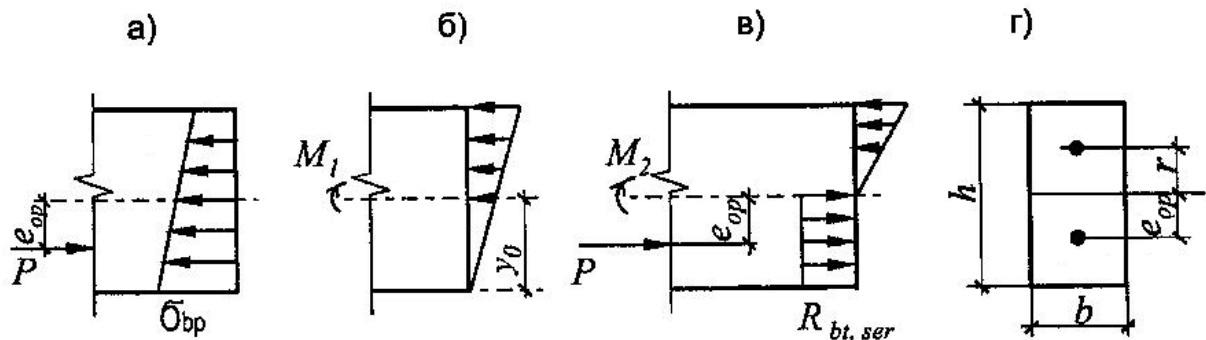


Рис.6.2. До визначення моменту утворення тріщин у згинаємому елементі: \bullet – ядрова точка, ---- - центр ваги приведенного перерізу.

Використовуючи рівняння (6.5), маємо:

$$M_1 = W_{red} \left(\frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}}{W_{red}} \right) = P \left(\frac{W_{red}}{A_{red}} + e_{op} \right) = P(r + e_{op}) = M_{гр} \quad (6.8)$$

де $r = \frac{W_{red}}{A_{red}}$ - відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від зони, тріщиностійкості котрої перевіряється (рис.6.2,г).

Ця залежність для визначення значення r використовується для згинаємих елементів без попереднього напружування арматури. У загальному випадку значення r визначають із урахуванням типу конструкції (звичайна або попередньо напружувана) і виду напружено-деформованого стану. Для позacentрово стиснутих, згинаємих попередньо напружуваних, а також позacentрово-розтягнутих елементів, якщо $N \leq P$, то:

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \text{ де } \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}. \text{ При цьому } 0,7 \leq \varphi \leq 1,0;$$

$M_{гр}$ – момент сил обтискування відносно вісі, що проходить через ядрову точку, найбільш віддалену від розтягнутої зони, тріщиностійкість котрої перевіряється.

При визначенні моменту M_2 приймаємо епюру нормальних напружень у стиснутій зоні елемента трикутною, а в розтягнутій зоні – прямокутною із напруженням, що дорівнює $R_{bt,ser}$ (рис.6.2,г). Така епюра розподілу напружень вказує на присутність у розтягнутій зоні бетону пластичних деформацій. Значення моменту M_2 визначають за формулою:

$$M_2 = R_{bt,ser} W_{pl} \quad (6.9)$$

де W_{pl} – пружньо-пластичний момент опору залізобетонного перерізу по розтягнутій зоні, визначається за формулою (6.3):

$$W_{pl} = \gamma W_{red}$$

де γ – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону розтягнутої зони на опіри перерізу; для елементів прямокутного і таврового профілю з полицею у стиснутій зоні $\gamma = 1,75$.

Підставляючи рівняння (6.8) і (6.9) до (6.6), отримуємо:

$$M_{сгс} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{гр} \quad (6.10)$$

Момент зовнішніх сил M_r залежно від виду напружено деформованого стану визначається за формулами (рис.6.3):

- при згині $M_r = M$;
- при позацентровому стисканні $M_r = N(e_0 - r)$;
- при позацентровому розтягуванні $M_r = N(e_0 + r)$;

де e_0 – відстань від зовнішнього навантаження до центру ваги приведенного перерізу.

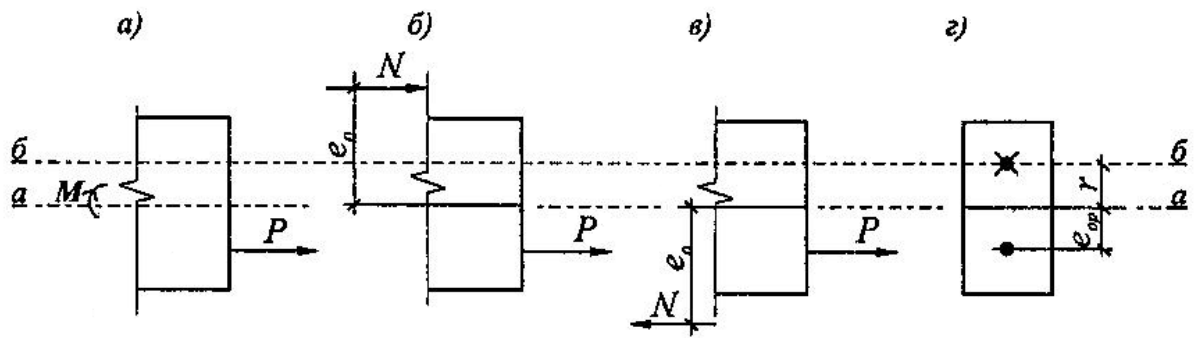


Рис.6.3. До визначення моменту зовнішніх сил при згині (а), при позацентровому стисканні (б), при позацентровому розтягуванні (в); а-а – лінія, що проходить через центр ваги приведенного перерізу; б-б – лінія межі умовного ядра перерізу.

6.1.3. Розрахунок залізобетонних елементів на розкриття тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елементу.

Після утворення тріщин у розтягнутих зонах залізобетонних елементів при подальшому збільшенні навантаження відбувається їх розкриття (стадія II напружено-деформованого стану).

Розрахунок на розкриття тріщин проводять для наступних елементів:

- без попереднього напружування;
- для попередньо-напружуваних залізобетонних елементів, що відносяться до 3-ї категорії тріщиностійкості, проводять перевірку на короткочасне і довготривале розкриття тріщин;
- для попередньо напружуваних залізобетонних елементів, що відносяться до 2-ї категорії тріщиностійкості виконують перевірку на короткочасне розкриття тріщин і подальший розрахунок на їх закриття.

Розрахунок залізобетонних елементів на розкриття тріщин, а також їх закриття для елементів 2-ї категорії тріщиностійкості виконують на дію навантажень із коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ (нормативні навантаження) по стадії II напружено-деформованого стану.

Сутність розрахунку на розкриття тріщин, нормальних і нахилених до повздовжньої вісі полягає у визначенні ширини розкриття тріщин на рівні розтягнутої арматури (α_{crc}) і порівнянні її із граничною шириною розкриття $[\alpha_{\text{lsm}}]$:

$$\alpha_{\text{crc}} \leq [\alpha_{\text{lsm}}] \quad (6.11)$$

Якщо умова (6.11) виконується, то конструкція задовольняє вимогам за шириною розкриття тріщин.

Ширина розкриття тріщин (α_{crc}) визначається на рівні розтягнутої арматури (рис. 6.4).

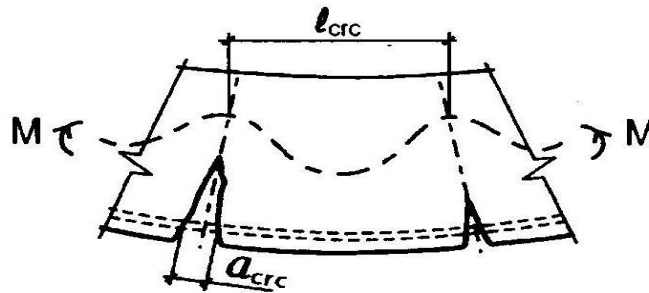


Рис. 6.4. До визначення ширини розкриття тріщини: l_{crc} – відстань між тріщинами.

Гранична ширина розкриття тріщин $[\alpha_{\text{lsm}}]$ (довготривала і короткочасна) залежить від класу арматурної сталі, умов роботи конструкції, виду діючого навантаження і встановлена нормами у межах 0,1...0,4 мм [3].

Напружено-деформований стан у перерізі елемента, що працює на згинання, після утворення тріщини має вигляд, що наданий на рис. 6.5.

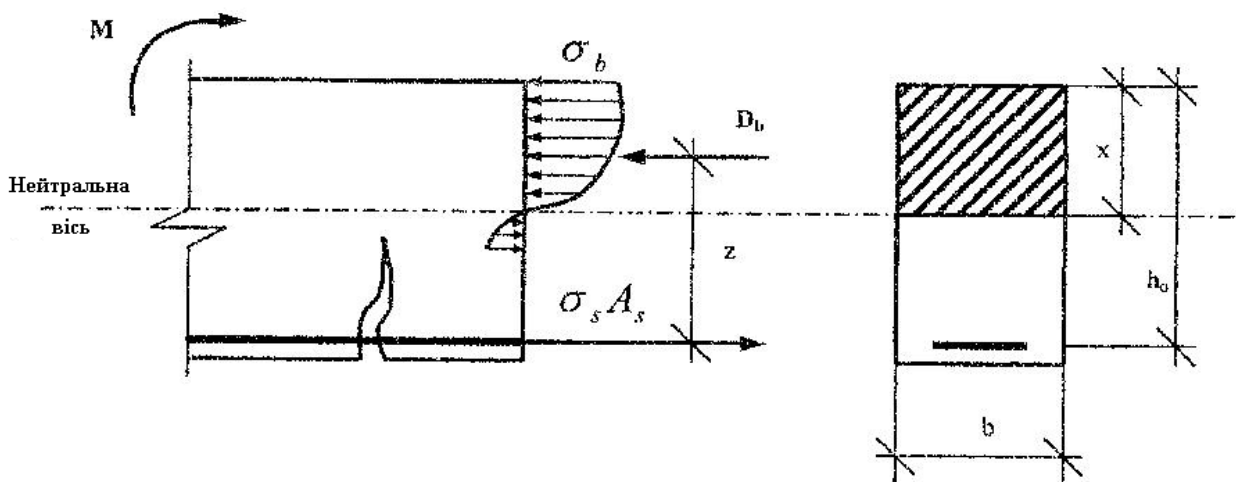


Рис.6.5. Напружено-деформований стан у перерізі елемента, що працює на згинання, після утворення тріщин.

Для елементів 2-ї категорії тріщиностійкості, ширина нетривалого розкриття тріщин визначається за умови дії постійних, довготривалих і короткочасних навантажень.

Для елементів, до яких ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, ширина короткочасного розкриття тріщин визначається від дії повного нормативного навантаження і складає 0,2...0,4мм. Ширина довготривалого розкриття тріщин визначається від тривалої дії постійних і тривалих нормативних навантажень і складає 0,1...0,3мм.

Норми рекомендують обчислювати ширину розкриття тріщин у конструкціях з важкого бетону та бетону на пористих заповнювачах за емпіричною формулою:

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d} \quad (6.12)$$

- де δ - коефіцієнт який приймається для згинальних і позацентрово стиснутих елементів =1, розтягнутих – 1,2;
- φ_1 - коефіцієнт, який приймається рівним при врахуванні короткочасних навантажень і короткочасної дії постійних і довготривалих навантажень – 1, багатократно повторювані навантаження, а також довготривала дія постійних і довготривалих навантажень – 1,5;
- η - коефіцієнт, який приймають рівним для стержньової арматури періодичного профілю – 1; для гладкої –1,3; дротяної періодичного профілю – 1,2; дротяної гладкої – 1,4;
- $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ - коефіцієнт армування (без врахування зв'язів для таврового поперечного перерізу), який приймають не більш як 0,02;
- d – діаметр розтягнутої арматури, мм;
- E_s – модуль пружності арматури;

- σ_s - напруження в розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z} \quad (6.13)$$

- де M – момент зовнішніх сил;
- A_s – площа перерізу арматури;
- z – плече внутрішньої пари сил.

Повна ширина нетривалого розкриття тріщин визначається за формулою:

$$\alpha_{\text{crc}} = \alpha_{\text{crc1}} - \alpha_{\text{crc2}} + \alpha_{\text{crc3}} \quad (6.14)$$

де α_{crc1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього нормативного навантаження;

α_{crc2} – початкова ширина розкриття тріщин від нетривалої дії нормативного постійного і тривалого навантаження;

α_{crc3} – повна ширина розкриття тріщин від дії постійного і тривалого нормативного навантаження.

6.1.4. Розрахунок на розкриття тріщин, нахилених до повздовжньої вісі елемента.

- Розрахунок на утворення тріщин
- Тріщини, що виникають у зоні дії поперечних сил, можна поділити на дві групи. До першої належать тріщини, що утворюються спочатку біля найбільш розтягнутої грані елемента і зі збільшенням навантаження набувають нахилу, а до другої – тріщини, що утворюються у середній зоні висоти перерізу, де діють значні дотичні напруження.
- Розрахунок на утворення тріщин першої групи виконують так само, як і нормальних до повздовжньої вісі, оскільки відхилення від нормалі відбувається при навантаженнях, що перевищують навантаження тріщиноутворення, а тріщин другої групи – у припущенні, що нормальних тріщин в розглядуваній зоні елемента немає.
- Методику визначення Q_{crc} з урахуванням справжнього напружено-деформованого стану елемента не розроблено, проте, враховуючи результати випробувань, розрахунок на утворення

похилих тріщин можна проводити за умови:

$$Q \leq Q_{crc} \quad (6.15)$$

- Узагальнення експериментальних даних показує, що в елементах з важкого бетону прямокутного перерізу без поперечної арматури і при великих значеннях відношення a/h_o (a – відстань від зосередженого навантаження до опори) похилі тріщини утворюються при $Q_{crc} = 0,6R_{bt}bh_o$. В разі зменшення значення a/h_o величина Q_{crc} поблизу опори значно збільшується за рахунок впливу стискувальних напружень від місцевої дії опорної реакції та зовнішньої зосередженої сили. У цьому випадку $Q_{crc} = 1,2R_{bt,ser}bh_o^2/c$ і не більш як $2,5R_{bt,ser}bh_o$; c – довжина проекції на повздовжню вісь елемента найнебезпечнішого похилого перерізу.

- Розрахунок на розкриття тріщин.
- Похилі тріщини із збільшенням навантаження розвиваються по висоті і розкриваються. Дослідження показали, що розкриття похилих тріщин залежить від поперечного армування, відстані навантаження до опори, тривалості дії навантаження та інших факторів. Істотно позначаються і сколювальні напруження.
- Розрахунок ведуть за формулою:

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s \frac{d_w}{h_o} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)} \quad (6.16)$$

- де φ_l – коефіцієнт, який приймають: при короткочасних і недовго діючих постійних та довгочасних навантаженнях рівним 1; при багаторазово повторюваних і довго діючих постійних та довгочасних навантаженнях рівним 1,5;
- d_w – діаметр хомутив;
- η – коефіцієнт, який враховує клас поперечної арматури:
 - А-I – 1,3;
 - А-II та А-III – 1;
 - Вр-I – 1,2;
- E_s – модуль пружності арматури;
- E_b – модуль пружності бетону;

- $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – відношення модулів пружності;
- μ_w – коефіцієнт насичення елемента поперечними стержнями:
- $$\mu_w = A_w / bs,$$
- A_w – площа перерізу поперечної арматури;
- b – ширина прямокутного перерізу або товщина стінки таврового або двотаврового перерізу;
- s – відстань між хомутами.
- h_o – робоча висота поперечного перерізу;
- σ_{sw} – напруження в хомутах,
- $$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_o} s \quad (6.17)$$
- де Q – найбільша поперечна сила на розглядаємій ділянці з постійним насиченням поперечними стержнями;
- s – відстань між поперечними стержнями (хомутами);
- A_{sw} – площа перерізу поперечної арматури (хомутів) в поперечному перерізі елемента;
- $$Q_{b1} = 0,8 \varphi_{b4} R_{bt,ser} b h_o^2 / c \quad (6.18)$$
- де φ_{b4} – коефіцієнт, який визначають за таблицею 5.1 [27] залежно від виду бетону;
- $R_{bt,ser}$ – розрахунковий опір бетону осьовому розтяганню для граничного стану другої групи;
- b – ширина прямокутного перерізу; ширина ребра таврового або двотаврового перерізу;
- c – довжина проекції розрахункового похилого перерізу, який починається від грані опори.
- Значення $a_{crс}$, що визначене за формулою (6.16), допускається зменшувати в 1,5 рази, якщо елемент армовано поперечними та повздовжніми стержнями того самого діаметра і відстань між повздовжніми стержнями по висоті перерізу дорівнює кроку поперечних стержнів. Для елементів з легких бетонів класів В7,5 і нижче величину $a_{crс}$ множать на 1,3.
- У разі одночасної дії довготривалих і короточасних навантажень, повну ширину розкриття похилих тріщин

визначають за формулою

- $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}$ (6.19)
- a_{crc1} – початкова ширина розкриття тріщини від короткочасної дії всього навантаження;
- a_{crc2} – початкова ширина розкриття тріщин від короткочасної дії довготривалого навантаження;
- a_{crc3} – повна ширина розкриття тріщин від довготривалої дії довготривалого навантаження.

6.1.5. Закриття тріщин.

Закриття тріщин нормальних і похилених до повздовжньої вісі елемента, має бути забезпеченим у попередньо напружуваних конструкціях, що відповідають вимогам 2-ї категорії тріщиностійкості. Закриття тріщин потрібно для забезпечення довговічності конструкції і захисту арматури від корозії.

Якщо тріщини утворюються при повному навантаженні (короткочасному і тривалому), то при зменшенні навантаження до величини довготривалого, вони закриваються лише за умови, що арматура працювала пружньо і незворотні деформації не виникали.

Умови надійного закриття тріщин і розрахунки на закриття тріщин у повному обсязі надаються у [27], [28].

Питання для самоконтролю.

1. Вимоги щодо тріщиностійкості залізобетонних елементів?
2. Умова утворення тріщин?
3. Для яких елементів проводять розрахунок на розкриття тріщин?
4. У чому полягає сутність розрахунків на розкриття тріщин?
5. Від яких факторів залежить гранична ширина розкриття нормальної до повздовжньої вісі елемента тріщини?
6. Від яких факторів залежить ширина розкриття нахиленої до повздовжньої вісі елемента тріщина?
7. За умов дії яких навантажень визначається ширина розкриття тріщин у елементах до котрих висуваються вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості?

8. З якою метою виконують розрахунок на закриття тріщин?

ТЕМА 6.2. РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ.

6.2.1. Загальні відомості.

Прогини залізобетонних конструкцій обмежуються у зв'язку з необхідністю забезпечити нормальні умови експлуатації будівель і споруд, в яких використовують ці конструкції.

Широке використання збірних залізобетонних конструкцій із матеріалів високої міцності спричинило зменшення розмірів поперечного перерізу елементів, а, відповідно, зниження їх жорсткості та збільшення прогинів. У зв'язку з цим, розрахунок за деформаціями залізобетонних конструкцій має особливо важливе значення.

Мета розрахунку полягає у обмеженні прогинів конструкції до таких величин, які не погіршують експлуатаційні якості конструкції.

Деформації елементів залізобетонних конструкцій визначають за формулами будівельної механіки, при цьому значення кривизн, що входять до цих формул, визначають із врахуванням особливостей залізобетону.

У випадку, коли в розтягнутій зоні елемента тріщини не утворюються (конструкції 1-ї категорії тріщиностійкості), або вони закриті (конструкції 2-ї категорії тріщиностійкості), то кривизна вісі визначається як для суцільного приведеного перерізу у стадії I напружено-деформованого стану.

При утворенні тріщин в розтягнутій під час експлуатації зоні перерізу (конструкції 3-ї категорії тріщиностійкості), кривизна елемента визначається у стадії II напружено-деформованого стану через середні деформації розтягнутої арматури ε_{sm} , середні деформації стиснутої зони бетону ε_{bm} та середнє положення нейтральної вісі з радіусом кривизни r .

У загальному випадку розрахунок на прогини означає перевірку умови:

$$f \leq f_u \quad (6.20)$$

де f – прогин від розрахункових навантажень при $\gamma_f = 1$;
 f_u – допустимий за нормами граничний прогин, що встановлюється залежно від технологічних, конструктивних, естетичних і інших вимог та приймається за СНиП 2.01.07 – 85*. Наприклад, для елементів покриттів і перекриттів для естетико-психологічних вимог при прольотах $l \leq 6$ м граничний прогин $f_u = l/200$; а при $l = 24$ м граничний прогин $f_u = l/250$.

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

Повний прогин залізобетонного елемента, що не має тріщин в розтягнутій зоні, визначається за формулою:

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4 \quad (6.21)$$

де f_1 – прогин від короткочасного навантаження;
 f_2 – прогин від постійного і довготривалого навантаження;
 f_3 – вигін від короткочасної дії зусилля попереднього обтискування P (P – із врахуванням всіх втрат);
 f_4 – вигін в наслідок повзучості бетону від обтискування.

Для елементів постійного перерізу (одно прольотних балок, плит) прогин визначається від відповідних навантажень за кривизною у перерізі з максимальним моментом за загальною формулою:

$$f = \rho_m l^2 (1/r), \quad (6.22)$$

де ρ_m – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми елемента і виду навантаження і визначається за таблицею 6.1;
 $1/r$ – кривизна вісі елемента для згинаємих і позацентрово навантажених залізобетонних елементів і визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} \quad (6.23)$$

де M – згинаючий момент від навантажень, для котрих визначається кривизна (відповідно формули 6.21);

φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує зниження жорсткості (збільшення кривизни) за умови довготривалої дії навантаження під впливом повзучості бетону стиснутої зони:

$\varphi_{b2} = 2$ при відносній вологості повітря більше за 40%;

$\varphi_{b2} = 3$ при відносній вологості повітря 40% і нижче;

$\varphi_{b2} = 1$ за умови дії короткочасних навантажень.

φ_{b1} – коефіцієнт, що враховує зниження жорсткості перерізу внаслідок проявлення нетривалої повзучості бетону розтягнутої зони (залежить від виду бетону);

I_{red} – приведений момент інерції перерізу.

Кривизна вісі $(1/r)_3$, що спричинена вигином від короткочасної дії зусилля попереднього обтискування, також визначається за формулою (6.23) за наступною величиною моменту M :

$$M = P e_{0p} \quad (6.24)$$

де e_{0p} – ексцентриситет зусилля обтискування (P) відносно центра ваги приведенного перерізу.

Вигин попередньо напружених елементів, спричинений повзучістю бетону від зусилля попереднього обтискування f_4 визначається також за формулою (6.22), в якій коефіцієнт ρ_m приймається $1/8$, а кривизна визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon'_b}{h_0} \quad (6.25)$$

де ε_b і ε'_b – деформації бетону, що спричинені повзучістю від зусилля попереднього обтискування на рівні центра ваги розтягнутої арматури і крайнього стиснутого волокна бетону:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_{sb}}{E_s}; \quad \varepsilon'_b = \frac{\sigma'_{sb}}{E_s} \quad (6.26)$$

Величина σ_{sb} дорівнює сумі втрат попереднього напруження арматури від усадки і повзучості бетону для арматури розтягнутої зони; σ'_{sb} – сума втрат попереднього напруження арматури від усадки і повзучості бетону для напруженої арматури, за умови її розташування на рівні крайнього стиснутого волокна бетону.

Якщо тріщини в розтягнутій зоні, що нормальні до повздовжньої вісі елемента, за умов дії розглядаємого навантаження закриті, то

кривизни, що визначаються за формулою (6.23), збільшуються на 20%.

6.2.3. Визначення прогину і кривизни залізобетонних елементів (без попереднього напружування) на ділянках з тріщинами в розтягнутій зоні.

Прогини елементів залізобетонних конструкцій не повинні перевищувати допустимих значень з урахуванням естетичних вимог. Розрахунок прогинів у цьому випадку повинен бути орієнтований на дію постійних і довготривалих навантажень, що беруться з коефіцієнтом надійності за навантаженням, що дорівнює одиниці.

Для окремих виробничих будівель, для котрих прогини панелей перекриття обмежуються технологічними вимогами, розрахунок проводиться на дію постійних, тривалих і короткодійючих навантажень.

Поперечний переріз, наприклад, панелі перекриття приводиться до еквівалентного двотаврового або таврового перерізу.

До панелей перекриття ставляться вимоги 3-ї категорії тріщиностійкості, стосовно яких допускається обмеження по ширині, короткочасне і тривале розкриття тріщин.

Для елементів залізобетонних конструкцій, для яких допускається утворення тріщин, нормальних до повздовжньої вісі елемента, прогини визначаються за кривизнами вісі елемента.

Для елементів прямокутного, таврового та двотаврового перерізу кривизна визначається за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} \quad (6.27)$$

де $1/r_1$ – початкова кривизна від короткочасної дії всього нормативного навантаження;

$1/r_2$ – початкова кривизна від короткочасної дії тривало діючого нормативного навантаження;

$1/r_3$ – повна кривизна від нормативної тривало діючої частини навантаження.

Значення кривизни $1/r_1$, $1/r_2$, $1/r_3$ визначаються за формулою:

$$\frac{1}{r} = \frac{M^H}{h_0 z} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right) \quad (6.28)$$

Розрахунок панелі перекриття за деформаціями рекомендується виконувати у наступній послідовності:

- 1. Визначається коефіцієнт пружності ν :
 - а) за умови довготривалої дії навантаження
 - $\nu = 0.10$ (сухий режим роботи $W < 40\%$);
 - $\nu = 0.15$ (нормальний режим роботи $W > 40\%$);
 - б) за умови дії короткочасного навантаження $\nu = 0.45$.
- 2. Визначається коефіцієнт ψ_b , що враховує нерівномірність деформацій крайнього волокна бетону стиснутої зони, внаслідок утворення тріщин у бетоні розтягнутої зони і береться рівним:
 - а) для важкого бетону – 0.9;
 - б) для легкого бетону – 0.7.

- 3. Знаходимо модульне співвідношення: $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ (6.29)

- 4. Визначається коефіцієнт або процент армування: $\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$ (6.30)

- 5. Визначається коефіцієнт φ_f : $\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2 \cdot \nu} \cdot A'_s}{b \cdot h_0}$ (6.31)

- Для перерізу у вигляді тавра полицею донизу і прямокутного $\varphi_f = 0$.

- 6. Визначається коефіцієнт відносної несучої спроможності

$$\delta = \frac{M^H}{R_{b,ser} \cdot b \cdot h_0^2} \quad (6.32)$$

- 7. Визначається коефіцієнт λ :

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right) \quad (6.33)$$

- Для перерізу у вигляді тавра полицею донизу і прямокутника значення $\lambda = 0$.

- 8. Визначається відносна висота стиснутої зони бетону:
- а) для таврового і двотаврового перерізів:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu \cdot \alpha}}; \quad (6.34)$$

$$\text{б) для прямокутного перерізу: } \xi = \frac{1}{1.8 + \frac{1 + 5\delta}{10\mu \cdot \alpha}} \quad (6.35)$$

- Якщо для тавра або двотавра нейтральна вісь проходить в полиці, то виконується перерахунок ξ , як для прямокутного перерізу шириною $b = b'_f$, при попередньому визначенні значення коефіцієнтів μ і δ при $b = b'_f$.

- 9. Визначається плече внутрішньої пари сил:

$$z = h_0 \cdot \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right], \quad (6.36)$$

- $z = h_0(1 - 0.5 \cdot \xi)$ – для прямокутного перерізу.

- 10. Визначається пружний момент опору перерізу по нижній розтягнутій грані:

$$W_{\text{red}} = J_{\text{red}}/y_0, \quad (6.37)$$

- де y_0 – відстань від центра ваги перерізу до крайнього розтягнутого волокна.

- 11. Визначається пружно-пластичний момент опору перерізу по розтягнутій грані:

$$W_{\text{pl}} = \gamma W_{\text{red}}, \quad (6.38)$$

- $\gamma = 1.75$ для прямокутного перерізу,

- $\gamma = 1.5$ для таврового перерізу.

- 12. Визначається значення коефіцієнта φ_{ls} , який враховує вплив дії навантаження і профілю арматури.

- $\varphi_{ls} = 1.1$ – арматура періодичного профілю, короткочасне навантаження;

- $\varphi_{ls} = 0.8$ – арматура любого профілю, довготривале

навантаження.

- 13. Визначається значення коефіцієнта, який враховує роботу розтягнутого бетону між тріщинами ψ_s ($0 < \psi_s < 1$):

- $$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M^H} \quad (6.39)$$

- 14. Визначається значення кривизни $1/r_1$ за формулою (6.28).

- 15. Визначається значення кривизни $1/r_2$:
$$\frac{1}{r_2} = \frac{1}{r_1} \cdot \frac{q^H_{\partial}}{q^H},$$

- де q^H_{∂} – довготривале нормативне навантаження; q^H – все нормативне навантаження.

- 16. Визначається значення кривизни $1/r_3$ (для цього необхідно виконати всі 14 попередніх пунктів, тому що міняються коефіцієнти ν і φ_{ls}).

- 17. Визначається значення повного прогину:

- $$f = k \cdot l^2 \cdot (1/r_1 - 1/r_2 + 1/r_3), \quad (6.40)$$

- де $k = \frac{5}{48}$ для прогонової балки, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням із шарнірним спиранням.

- 18. Порівнюється отриманий прогин з допустимим прогином:

- $$\frac{f}{l} \leq \left| \frac{f}{l} \right| \quad (6.41)$$

Питання для самоконтролю.

1. Яка мета розрахунку залізобетонних конструкцій за деформаціями?
2. Чим відрізняються розрахунок за деформаціями елементів без тріщин і елементів з тріщинами?
3. Як визначається повний прогин залізобетонних елементів без тріщин?
4. Як визначається повний прогин залізобетонного елементу з тріщинами?
5. Як визначається кривизна вісі при згині для елементів, що працюють без тріщин від розрахункових навантажень?

РОЗДІЛ VII. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА СПОСОБИ ЇЇ ПІДВИЩЕННЯ

ТЕМА 7.1. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ РОЗРАХУНКУ МЕЖ ВОГНЕСТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

7.1.1. Граничні стани з вогнестійкості.

Під *вогнестійкістю будівельних конструкцій* розуміють їх здатність опиратися дії пожежі протягом якогось визначеного часу, зберігаючи при цьому звичайні експлуатаційні функції, тобто зберігати несучу або огорожуючу функції.

Показником вогнестійкості будівельних конструкцій є межа вогнестійкості.

Межа вогнестійкості будівельних конструкцій встановлюється часом (у хвиликах) від початку вогневого випробування (початку пожежі) до настання одного або послідовно декількох нормованих для даної конструкції, ознак граничних станів:

- втрати несучої здатності (R);
- втрати цілісності (E);

- втрати тепло ізолюючої здатності (I).

Втрата несучої здатності означає руйнування конструкції, руйнування вузлів кріплення конструкції або виникнення (утворення) граничних деформацій.

Втрата цілісності – утворення в конструкції тріщин, через які можуть проникати продукти горіння або полум'я.

Втрата тепло ізолюючої здатності означає підвищення температури на необігрівасій поверхні у середньому більше ніж на 140°C або в будь-якій точці цієї поверхні більше ніж на 180°C порівняно з початковою температурою або ж більше ніж на 220°C незалежно від початкової температури конструкції.

Межа вогнестійкості колон, балок, арок і рам визначається тільки втратою несучої здатності конструкції і її вузлів (R). Для зовнішніх несучих стін і покриттів – втратою несучої здатності і цілісності (R, E). Для зовнішніх не несучих стін - втратою цілісності (E). Для не несучих внутрішніх стін і перегородок – втратою цілісності і теплоізолюючої здатності (E, I). Для несучих внутрішніх стін і протипожежних перешкод – всі три граничних стани – R,E,I.

Фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються експериментальним (дослідним) шляхом на спеціальних установках згідно нормативних документів, або ж розрахунком для граничних станів (R) та (I).

Сутність методу випробування конструкцій на вогнестійкість полягає в тому, що зразок конструкції, виготовлений в натуральну величину, нагрівають в спеціальній печі і, одночасно, нагружають нормативним навантаженням. При цьому визначається час від початку випробування до з'явлення ознак одного із граничних станів.

Температура у вогневій камері змінюється з часом за стандартною температурною кривою і визначається залежністю:

$$t = 345 \lg (8\tau + 1) + t_{\text{нач}} , \quad (7.1)$$

де τ – час від початку випробування, хв.;

$t_{\text{нач}}$ – початкова температура, °C.

Нагрівання зразків відповідає реальним умовам роботи конструкції і можливого направленню полум'я під час пожежі.

Колони обігривають з чотирьох сторін, балки – з трьох, покриття і перекриття – зі сторони нижньої поверхні, стіни, перегородки і двері – з однієї сторони.

До випробування зразки обладнують приборами для вимірювання температури і деформацій. В печах встановлюють обладнання для вимірювання температури, а також влаштовують пристрої для спірання, закріплення і навантаження дослідних конструкцій.

Вимоги безпеки вважають виконаними, якщо

$$P_{\phi} \geq P_{\text{вим}}, \quad (7.2)$$

де P_{ϕ} – межа вогнестійкості конструкції, яка є **фактична**;

$P_{\text{вим}}$ – межа вогнестійкості конструкції, що встановлюється умовами безпеки або нормами; яка є **вимагаєма**.

Вогнестійкість будівлі – це здатність її опиратися руйнуванню в умовах пожежі. Існує класифікація будівель за ступенем вогнестійкості, де кожному ступеню відповідає перелік конструкцій, які повинні мати межу вогнестійкості не меншу від вказаної. (ДБН В.1.1-7-2002, додаток Д “Конструктивні характеристики будинків залежно від їхнього ступеня вогнестійкості”).

Розрізняють фактичний ступінь вогнестійкості (B_{ϕ}) і вимагаємий ($B_{\text{вим}}$). Фактична ступінь вогнестійкості будівлі визначається за найменшим показником вогнестійкості будівельної конструкції. Вимагаємий ступінь вогнестійкості будівлі нормується. Умови безпеки виконуються за умови відповідності фактичного ступеня вогнестійкості вимагаємому.

Несуча здатність конструкції в умовах пожежі – це властивість конструкції зберігати свої функції, сприймаючи власну вагу, нормативні навантаження і температурні зусилля в умовах вогневого впливу.

Для несучих конструкцій (колони, балки, ферми, арки, рами) граничним станом з вогнестійкості являється тільки втрата їх несучої здатності. Залежно від матеріалу і характеру навантаження конструкції граничний стан з вогнестійкості може настати від

крихкого руйнування матеріалу або в результаті розвитку значних пластичних деформацій.

Межа вогнестійкості будівельної конструкції із умови втрати її несучої здатності настає при

$$N_n(M_n) = \Phi_{\text{tem}}, \quad (7.3)$$

де $N_n(M_n)$ - внутрішні зусилля в розрахункових перерізах від нормативного навантаження;

Φ_{tem} - несуча здатність конструкції в умовах пожежі, яка дорівнює $N_{p,\text{tem}}(M_{p,\text{tem}})$. Внутрішні зусилля визначаються при значеннях коефіцієнтів надійності за навантаженням і сполучень навантажень, дорівнюючих одиниці. А значення Φ_{tem} визначається при коефіцієнті за відповідальністю будівлі і надійності за матеріалом $\gamma_n=1, \gamma_m=1$. Коефіцієнт умов роботи γ_c приймається равним γ_{tem} , який враховує зниження міцності матеріалу від дії температури.

$$\Phi_{\text{tem}} = R_{\gamma_n \gamma_m} \gamma_{\text{tem}} \quad (7.4)$$

- Для конструкцій, захищених вогнезахисними покриттями і які випробовуються без навантажень, граничним станом буде досягнення критичної температури матеріалу конструкції.

7.1.2. Фактори, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі.

До факторів, які впливають на поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі відносять:

- ступінь навантаження конструкції та її елементів;
- вид і кількість пожежного навантаження, що визначає температурний режим та теплоту пожежі;
- теплове навантаження на конструкцію;
- теплофізичні та фізико-механічні характеристики матеріалів, з яких виконані будівельні конструкції;
- умови нагрівання та способи з'єднання конструкцій.

7.1.2.1. Ступінь навантаження конструкції та її елементів

Згідно СніП 2.01.07-85 фактичні межі вогнестійкості будівельних конструкцій визначаються під час дії на них

нормативних навантажень. Величини нормативних навантажень встановлюються залежно від призначення конструкції та умов її експлуатації.

Розрізняють навантаження: постійні та тимчасові. Тимчасові навантаження ділять на довготривалі, короткочасні та особливі.

Постійні – це ті навантаження, котрі діють на будівельну конструкцію постійно. До них відносять: власну вагу конструкцій, тиск ґрунту, вплив попереднього напруження конструкції і т.д.

Довготривалі – це навантаження, що діють на конструкцію довгочасно: маса технологічного обладнання, тиск рідин та газів у резервуарах та трубопроводах, маса складаних вантажів і т.д.

Короткочасні – ті навантаження, що діють нетривалий час: маса людей; рухоме підйомно-транспортне обладнання; сніг, вітер (під час пожежі не враховують); маса матеріалів, що застосовують у монтажних, ремонтних та реконструкційних роботах і т.д.

Особливі навантаження – ті, що можуть з'явитися у виключних випадках: при сейсмічній та вибуховій дії; аварійні порушення технологічного процесу; різкі просадки ґрунтів.

Межа вогнестійкості будівельних конструкцій знижується зі збільшенням діючих на них навантажень та підвищується при їх зменшенні.

Залежно від виду конструкції, умов її з'єднання з іншими будівельними конструкціями, схеми завантаження та невідного сполучення (поєднання) діючих нормативних навантажень, в перерізах елементів конструкції та її вузлах з'єднання визначають максимальні значення згинаючих моментів M_n та зусиль N_n . Розрахунок внутрішніх силових факторів (M_n, N_n), що виконують за правилами опору матеріалів та будівельної механіки, називається статичним розрахунком конструкції.

7.1.2.2. Вид і кількість пожежного навантаження, що визначає температурний режим та теплоту пожежі.

Пожежне навантаження – це кількість теплоти, МДж, що виділяється при повному згоранні всіх горючих та важкогорючих

речовин і матеріалів (в тому числі тих, що входять до складу будівельних конструкцій), які знаходяться у приміщенні або можуть до нього надходити.

Для визначення пожежного навантаження в будівлі створюється спеціальна комісія, яка розробляє карту пожежного навантаження. До комісії входять спеціалісти з техніки безпеки, технології виробництва, а також представник органів Держпожнагляду.

Пожежне навантаження визначається на основі:

- проектно-конструкторської документації;
- технологічних карт;
- натурального обстеження приміщень експлуатуємих будівель;
- даних про пожежонебезпечні властивості речовин та матеріалів, що вказуються в довідковій літературі, спеціалізованими банками даних та результатами лабораторних та натурних випробувань.

У карті пожежного навантаження вказують:

- найменування, призначення і належність будівлі;
- перелік приміщень та (або) пожежонебезпечної ділянки із зазначенням розташування горючих і важкогорючих речовин і матеріалів;
- специфікація горючих і важкогорючих речовин і матеріалів у кожному приміщенні.

Для оцінки пожежного навантаження будівлі в цілому потрібно зробити опис пожежного навантаження кожного приміщення будівлі окремо.

Цей опис вміщує:

- визначення кількості, виду, розташування і ступеню участі в можливій пожежі горючих та важкогорючих речовин та матеріалів;
- ескіз приміщення в плані із зазначенням розташування прорізів, а також розмірів приміщення і прорізів;
- перелік горючих та важкогорючих речовин і матеріалів, які складають постійне та тимчасове пожежне навантаження

приміщення, із вказанням їх пожежонебезпечних властивостей, що сприяють утворенню, розвитку і розповсюдженню можливої пожежі;

- розташування на ескізі приміщення пожежного навантаження із вказанням розмірів площі та висоти об'єму, які зайняті горючими речовинами та матеріалами.

Далі виконують розрахунок пожежного навантаження у розглядаємому приміщенні.

Пожежне навантаження окремого і-того приміщення визначається за формулою:

$$Q_i = Q_{Pi} + Q_{Ti}, \quad (7.5)$$

де Q_{Pi} – постійне пожежне навантаження

Q_{Ti} - тимчасове пожежне навантаження

Постійне пожежне навантаження являється частиною пожежного навантаження і утворюється речовинами, з яких складаються будівельні конструкції, вузли кріплення, а також облицювальні матеріали.

Тимчасове навантаження також являється частиною пожежного навантаження і утворюється речовинами і матеріалами, з яких складається сировина, обладнання, меблі, вироби, і інші речовини і які знаходяться або поступають в приміщення.

Локальне пожежне навантаження – це частина пожежного навантаження, яка обумовлена речовинами і матеріалами, розташованими на пожежонебезпечній ділянці.

Постійне і тимчасове пожежне навантаження визначаються за формулою:

$$Q_{Pi} (Q_{Ti}) = n \sum H_i M_i, \quad (7.6)$$

де H_i – нижча теплота сгорання і-тої речовини або матеріала, які визначають постійне або тимчасове пожежне навантаження, МДж/кг;

M_i - вага і-тої речовини або матеріала відповідно, кг;

n – кількість горючих речовин або матеріалів в і-тому приміщенні, які складають постійне або тимчасове пожежне навантаження.

Для визначення розрахункового пожежного навантаження розробляється сценарій розвитку можливої пожежі. При цьому потрібно враховувати:

- розвиток площі горіння залежно від місця виникнення загоряння, а також виду і місця розташування горючих та важкогорючих речовин та матеріалів;
- їх швидкість та повноту згорання залежно від умов природної або вимушеної вентиляції;
- вплив на динаміку пожежі систем пожежегасіння.

Розрахункове пожежне навантаження визначається на основі критеріїв пожежної безпеки, встановлених для найбільш несприятливого з точки зору цих критеріїв сценарію розвитку пожежі.

7.1.2.3. Теплове навантаження на конструкцію.

Поведінка будівельних конструкцій при пожежі визначається також температурним режимом пожежі та його тривалістю.

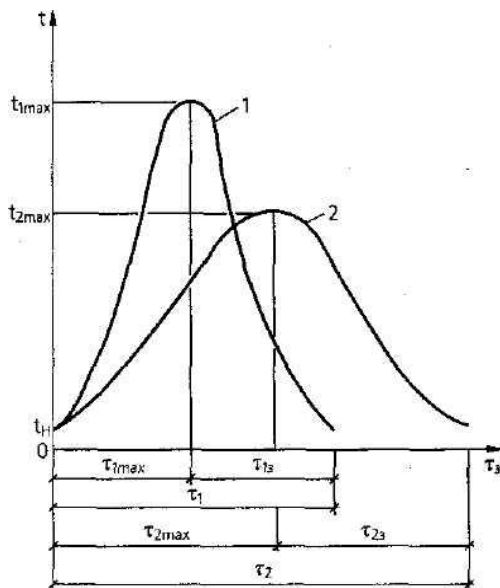
Кількісні значення температури в об'ємі приміщення, а також тривалість пожежі залежить від таких факторів, як:

- вид і кількість стораємих речовин, тобто пожежного навантаження;
- розміщення пожежного навантаження у приміщенні;
- розмірів і конфігурації приміщення;
- розмірів проїм в огорожуючих конструкціях і т.д.

Це означає, що при одному й тому ж пожежному навантаженні можливі різні варіанти розвитку пожежі і кожному варіанту буде відповідати своя температуро-годинна залежність. Для одного й того ж приміщення при однаковому пожежному навантаженні температурний режим пожежі і тривалість (τ_1 , τ_2) залежать від кількості проїмів в огорожуючих конструкціях.

У випадку великої кількості проїмів температура у приміщенні досягає своєї максимальної величини $t_{1\max}$ протягом короткого проміжку часу $\tau_{1\max}$ (стадія розвитку пожежі). При цьому зниження температури на стадії затухання τ_{13} відбувається також з великою швидкістю. Тривалість таких пожеж τ_1 – невелика. Мала кількість

прорізів в огороджуючих конструкціях сприяє збільшенню часу розвитку τ_{2max} і затухання пожежі τ_2 , а значення максимальної температури t_{2max} нижче, ніж у першому випадку.



1 – з великою кількістю прорізів в огороджуючих конструкціях;

2 – з малою кількістю прорізів в огороджуючих конструкціях.

Рис.7.1. Температурні режими пожежі в приміщенні

Вид і кількість пожежного навантаження, що визначають максимальну температуру у приміщенні та тривалість пожежі, залежать від призначення будівлі.

Під час пожеж у житлових та адміністративних будівлях відмічалась температура 1000-1100° С, а тривалість пожежі – 1-2 години. Під час пожеж в універмагах та в будівлях театрів спостерігалася температура 1100-1200° С, при цьому тривалість пожежі, в ряді випадків, перевищувала 2-3 години. Висока температура спостерігається під час пожеж у складських приміщеннях. Так, при пожежі складу горючих речовин і мастильних матеріалів, що тривала більше 2 годин, температура в приміщенні досягала 1300°С.

Ступінь пошкодження конструкцій в умовах пожежі залежить не тільки від температури пожежі, але й від часу її розвитку і затухання. У випадку малого проміжку часу в межах стадії розвитку пожежі будівельні конструкції не завжди встигають прогрітися до значення критичних температур, при досягненні яких вони перестають задовольняти вимогам протипожежних норм. Збільшення

цього часу може сприяти досягненню конструкцією своєї межі вогнестійкості. Потрібно відмітити, що “відмова” залізобетонних конструкцій, які перебувають в умовах пожежі, може відбутися не тільки на стадії її розвитку, але й на стадії затухання. Тому час, протягом якого відбувається затухання пожежі, також впливає на поведінку будівельних конструкцій.

Вплив пожежі на будівельні конструкції визначається видом пожежі, її температурним режимом та тривалістю.

Вид пожежі визначається залежно від величини пожежного навантаження, її розміщення по площі та параметрів приміщення. Розрізняють види пожеж:

- локальна;
- об’ємна, що регулюється пожежним навантаженням;
- об’ємна, що регулюється вентиляцією.

7.1.2.4. Теплофізичні характеристики матеріалів, з яких виконані будівельні конструкції.

Теплофізичні характеристики матеріалів:

- коефіцієнт теплопровідності λ_{tem} , Вт/м · К;
- питома теплоємність C_{tem} , Дж/кг · К;
- коефіцієнт температуропровідності α_{tem} , м²/с.
- ступінь чорноти поверхні матеріалу ϵ ;
- проникненість, вологоперенос та ін.

Коефіцієнт теплопровідності λ_{tem} та питома теплоємність C_{tem}

Для різних матеріалів залежність λ_{tem} та C_{tem} від температури їх нагрівання t носить лінійний характер і виражається наступним чином:

$$\begin{aligned}\lambda_{tem} &= A + Bt; \\ C_{tem} &= C + Dt.\end{aligned}\tag{7.7}$$

де А, В, С, Д – коефіцієнти, що залежать від матеріалу. Значення коефіцієнтів А та С надаються при початковій температурі t_n .

Значення λ_{tem} залежать також від щільності матеріалу ρ , кг/м³. Зі збільшенням температури матеріалів густиною вище 1800 кг/ м³

спостерігається зниження значень λ_{tem} і для цих матеріалів у формулу значення коефіцієнту В підставляються зі знаком “мінус”.

Для більш пористих матеріалів із щільністю не більше 1800 кг м³ зростання температури матеріалу сприяє зростанню λ_{tem} . При цьому у формулі величина коефіцієнту В матиме знак “плюс”. Для матеріалів з різною щільністю величина питомої теплоємності зростає із збільшенням температури матеріалу. Вміст вологи у пористих матеріалах також впливає на зміну λ_{tem} та C_{tem} . Зі збільшенням вмісту вологи у матеріалі значення цих теплотехнічних характеристик зростає, при цьому значення: λ_{tem} - за експоненціальним законом, а C_{tem} - за лінійним.

Коефіцієнт температуропровідності.

Оцінювати вогнезахисну ефективність тих або інших матеріалів лише за характеристиками λ_{tem} та C_{tem} не є доцільним.

Для оцінки цієї ефективності потрібно знати коефіцієнт температуропровідності, що визначається за формулою

$$\alpha_{tem} = \frac{\lambda_{tem}}{C_{tem}}. \quad (7.8)$$

Зі зменшенням значення α_{tem} вогнезахисний ефект матеріалу зростає.

Характер зміни λ_{tem} та C_{tem} залежно від вологості пористого матеріалу дозволяє спростити врахування впливу цієї вологості на коефіцієнт температуропровідності.

Ступінь чорноти матеріалу.

Значення ступеня чорноти матеріалу ϵ змінюються від 0 – для прозорих та білих поверхонь до 1 – для абсолютно чорної поверхні. Чим менше значення ступеня чорноти, тим менше поглинання поверхнею конструкції падаючого на неї теплового потоку. Ступінь чорноти залежить від температури. Так, для сталі при зміні її температури від 100°C до 300 °C значення ступеня чорноти мало змінюється та складає 0,4, а зі збільшенням температури до 400°C ступінь чорноти досягає величини 0,85.

При подальшому збільшенні температури значення ступеня чорноти практично не змінюється.

З боку необігріваної поверхні конструкції ступінь чорноти $\epsilon=1$, а нагріваючого середовища у вогневих камерах установок для вогневих випробувань конструкцій приймається рівним – $\epsilon=0,85$.

7.1.2.5. Фізико-механічні властивості матеріалу.

Такі властивості визначаються межею міцності (R) та модулем пружності (E) матеріалу, з якого виконані конструкції.

При зміні температури від 20°C до 200-300°C межа міцності деяких марок сталей і бетону збільшується: в першому випадку за рахунок зниження технологічних напружень, а в другому за рахунок зменшення вільної вологи у порах бетону.

Збільшення температури матеріалу сприяє зниженню його модуля пружності, тобто деформативність конструкції при цьому зростає.

Межу вогнестійкості будівельної конструкції визначають як середнє значення результатів декількох вогневих випробувань. Тому при визначенні показників міцності властивостей матеріалів використовують їх середні значення. У загальному вигляді нормовану міцність (розрахунковий опір) матеріалів для оцінки меж вогнестійкості металевих та залізобетонних конструкцій слід визначати за формулою

$$R_{tem} = \frac{R_n \gamma_{tem}}{\gamma}, \quad (7.9)$$

де R_n – нормативний опір матеріалу;

γ_{tem} – коефіцієнт, що враховує зміну міцності матеріалу від температури;

γ – коефіцієнт надійності за матеріалом, що встановлюється із умов збігу значень меж вогнестійкості конструкцій, визначених експериментальним та розрахунковим методами.

Модуль пружності конструкційних матеріалів при збільшенні температури – знижується. Ця зміна враховується коефіцієнтом

$$\beta_{tem} = \frac{E_{tem}}{E}, \quad (7.10)$$

де E_{tem} – модуль пружності при підвищених температурах;
 E – модуль пружності при початковій температурі 20°C.

7.1.2.6. Умови нагрівання та способи з'єднання конструкцій.

На вогнестійкість будівельних конструкцій суттєво впливає умова їх нагрівання та способи з'єднання конструкцій між собою.

Залежно від умов нагрівання розрізняють: одностороннє, трьохстороннє та чотирьохстороннє нагрівання конструкції.

Односторонньому нагріванню в умовах пожежі піддаються стіни, перегородки, а також плоскі конструкції перекриття та покриття.

Трьохсторонньому нагріванню підлягають стержньові несучі конструкції, до яких відносять балки перекриттів і покриттів, арки, рами, верхні пояси ферм, колони крайнього ряду, а також ребра панелей (ребристих).

Колони середніх рядів в умовах пожежі піддаються обігріву з чотирьох сторін.

Умови нагрівання при пожежі суттєво впливають на несучу здатність будівельної конструкції. Наприклад, несуча здатність металевої балки при односторонньому обігріві знижується із меншою швидкістю, ніж при трьохсторонньому обігріві.

При однакових зовнішніх геометричних розмірах і умовах обігріву на несучу здатність конструкції в умовах пожежі впливає масивність цієї конструкції. Зі збільшенням маси конструкції збільшується її теплоємність, а, тому, і час прогрівання конструкції до температури, при якій спостерігається втрата несучої здатності.

Несуча здатність конструкції в умовах пожежі залежить від способу її з'єднання з іншими конструкціями та способу спирання. В будівництві використовуються статично визначені та невизначені конструкції. При нагріванні статично невизначених конструкцій в них з'являються додаткові температурні напруження.

Вплив цього фактору на поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі залежить від матеріалу, з якого виконана ця конструкція. Наприклад, у статично невизначених металевих

конструкціях ці напруження можуть призвести до втрати несучої здатності при температурі 100° С.

В той же час, нагрівання статично невизначених залізобетонних конструкцій призводить до перерозподілу зусиль у них і позитивно впливає на їх несучу здатність при пожежі. Збільшення кількості сторін спірання плоских будівельних конструкцій, наприклад плити міжповерхового перекриття, також сприяє збільшенню межі вогнестійкості цих конструкцій.

7.1.3. Загальні принципи розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій.

Суть розрахунку межі вогнестійкості будівельних конструкцій полягає у визначенні часу, по завершенні якого в умовах високотемпературного впливу пожежі настає один із граничних станів.

Для конструкцій, що виконують одночасно несучі та огорожуючі функції, потрібно визначити час від початку пожежі до настання граничного стану за несучою та тепло ізолюючою здатністю, а за межу вогнестійкості прийняти мінімальне із отриманих значень.

Розрахунок межі вогнестійкості будівельних конструкцій складається із двох частин: теплотехнічної та статичної (за міцністю).

Теплотехнічна частина має задачу визначити температурні поля у розрахунковому перерізі елемента або конструкції при дії на них температурного режиму пожежі. При цьому використовуються рівняння нестационарної теплопровідності твердого тіла із врахуванням зміни теплофізичних характеристик матеріалів, із яких виконана конструкція, залежно від температури. Рішення теплотехнічної частини дозволяє визначити межу вогнестійкості із умови настання граничного стану за тепло ізолюючою здатністю, що характерно для огорожуючих конструкцій.

Для визначення межі вогнестійкості із умови настання граничного стану за несучою здатністю необхідно також виконати **статичну (за міцністю) частину** розрахунку. У статичній частині

визначають несучу здатність конструкцій, що нагріваються при пожежі, з урахуванням зміни характеристик міцності матеріалів при високих температурах.

У загальному вигляді схема розрахунку межі вогнестійкості конструкції за втратою її несучої здатності показана на рис. 7.2.

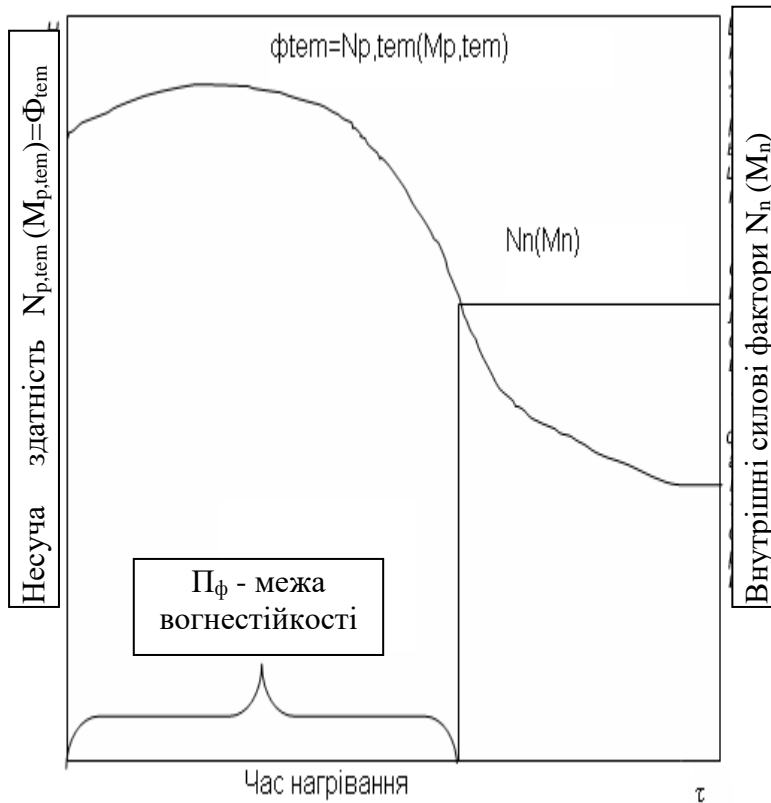


Рис.7.2. Загальна схема розрахунку межі вогнестійкості конструкції по втраті її несучої здатності

По вісі абсцис відкладається час нагрівання конструкції τ , а по вісі ординат – несуча здатність конструкції $\Phi_{tem} = N_{p,tem}(M_{p,tem})$ та величини внутрішніх силових факторів у вигляді діючого зусилля N_n (розтягу або стискання) або згинаючого моменту M_n від дії нормативного навантаження. Межа вогнестійкості визначається при виконанні умови за формулою

$$N_n(M_n) = \Phi_{tem},$$

Для побудови графіка на рис.7.2 проводиться наступна послідовність розрахунку:

- задаються окремими періодами часу нагрівання конструкції τ_1 ... τ_i ;
- для заданих періодів часу теплотехнічним розрахунком визначають температуру у перерізі конструкції;
- статичним розрахунком для цих проміжків часу визначають несучу здатність Φ_{tem1} ... Φ_{temi} конструкції з урахуванням зміни механічних характеристик матеріалу;
- будується графік зниження несучої здатності конструкції у часі, $\Phi_{tem} - \tau$;
- за графіком визначається межа вогнестійкості Π_ϕ , тобто час, по завершенню якого несуча здатність конструкції знизиться до величини внутрішніх силових факторів $N_n(M_n)$ від нормативного навантаження.

7.1.4. Розрахункові схеми визначення межі вогнестійкості будівельних конструкцій.

Можливість розрахункової оцінки часу настання граничних станів по вогнестійкості можна представити у вигляді трьох основних схем.

На рис.7.3 представлені розрахункові схеми для визначення фактичної межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

- а, б – вертикальних та горизонтальних огорожуючих конструкцій (розрахункова схема 1);
- в, г – металевої та залізобетонної балок (розрахункова схема 2);
- д, е – дерев'яної балки та залізобетонної колони (розрахункова схема 3).

Розрахункова схема 1 застосовується для оцінки межі вогнестійкості по втраті тепло ізолюючої здатності вертикальних та горизонтальних огорожуючих конструкцій (перегородки, плити перекриттів, внутрішні стіни).

Згідно даної схеми (рис.7.3, а, б), межа вогнестійкості конструкції настане у момент часу $\tau = \Pi_\phi$, коли при заданих умовах

високотемпературного впливу та теплофізичних характеристиках матеріалу температура на необігріваній поверхні $t_{\text{нп}}$, змінюючись від початкового значення $t_{\text{н}}$ стане рівною допустимому значенню.

Розрахункова схема 2 застосовується для розрахунку межі вогнестійкості незахищених і захищених металевих конструкцій, а також залізобетонних згинаємих конструкцій. При цьому вирішується задача по визначенню часу, по завершенні якого на поверхні металевих конструкцій або робочої арматури залізобетонних конструкцій встановиться критична температура $t_{\text{кр}}$ (рис.7.3, в, г). Під критичною температурою розуміють температуру конструкції або її елементу, по досягненні якої настає граничний стан за несучою здатністю.

Розрахункова схема 3 застосовується для визначення межі вогнестійкості будівельної конструкції по критичній площі її перерізів. Існують конструкції, граничний стан яких при пожежі настає в результаті втрати їх несучої здатності через зменшення розмірів розрахункового перерізу. До таких конструкцій відносяться, дерев'яні конструкції, розміри перерізів яких зменшуються в результаті обвуглювання деревини (рис. 7.3, д). Внаслідок зменшення розмірів перерізу напруження у перерізі збільшуються і при досягненні ними величини межі міцності прогрітої деревини конструкція втрачає свою несучу здатність.

За цією розрахунковою схемою також визначають межу вогнестійкості центрально-стиснутих кам'яних та залізобетонних конструкцій. При нагріванні стиснутих залізобетонних елементів частина перерізу прогрівається вище температури, по досягненні якої бетон втрачає свою міцність, що сприяє зменшенню розмірів перерізу, здатного сприймати діючі навантаження (рис. 7.3, е).

Зменшення розмірів перерізу призводить до зниження несучої здатності кам'яних та залізобетонних конструкцій при пожежі. Переріз дерев'яних, а також центрально-стиснутих кам'яних та залізобетонних конструкцій, по досягненні якого в результаті дії температурного режиму пожежі настає граничний стан, називається критичним перерізом, а розміри цього перерізу – критичними.

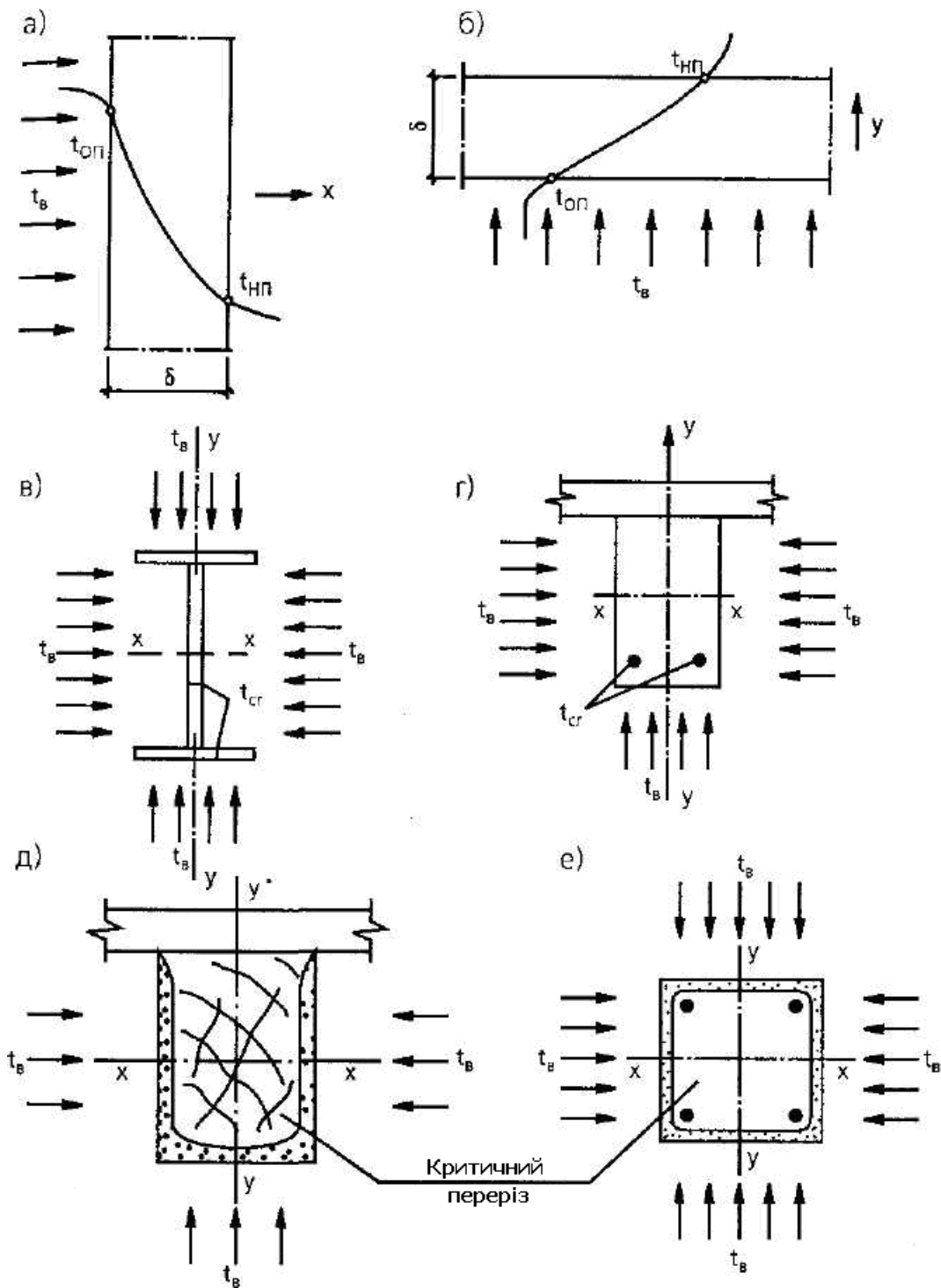


Рис.7.3. Розрахункові схеми для визначення фактичної межі вогнестійкості будівельних конструкцій:

Питання для самоконтролю.

1. Вогнестійкість, граничні стани з вогнестійкості?
2. Показники вогнестійкості будівельних конструкцій?
3. Фактична і вимагаєма вогнестійкість будівельних конструкцій?
4. Фактичний і вимагаємий ступінь вогнестійкості будівлі?
5. Фактори, що визначають поведінку будівельних конструкцій в умовах пожежі?
6. Що таке пожежне навантаження?
7. Чим визначається теплове навантаження на конструкцію?
8. Від чого залежить температурний режим пожежі?
9. Як впливають на вогнестійкість будівельних конструкцій умови нагрівання конструкції?
10. Як впливають на вогнестійкість будівельних конструкцій способи з'єднання конструкцій?
11. Суть розрахунку будівельних конструкцій на вогнестійкість?
12. Теплотехнічна і статична частини розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій?
13. Загальна схема розрахунку вогнестійкості будівельних конструкцій?
14. Основні розрахункові схеми визначення вогнестійкості будівельних конструкцій?

ТЕМА 7.2. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ МЕЖІ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

7.2.1. Теплотехнічна частина розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

Вогнестійкість залізобетонних конструкцій втрачається, як правило, в результаті втрати несучої здатності (обвалення) внаслідок зниження міцності, теплового розширення і температурної повзучості арматури і бетону при нагріванні, а також внаслідок втрати теплоізолюючої здатності.

Межа вогнестійкості залізобетонних конструкцій за теплоізолюючою здатністю визначається теплотехнічним

розрахунком.

Розрахунок вогнестійкості конструкцій будівель і споруд можна виконувати, якщо відомі теплофізичні, міцнісні і деформативні характеристики будівельних матеріалів при високих температурах.

Розрахунок температурних полів залізобетонних конструкцій на вогнестійкість ґрунтується на рішенні крайових задач нестационарної теплопровідності неоднорідних капілярно-пористих тіл в умовах стандартного температурного режиму. При цьому потрібно приймати до уваги особливості зовнішньої і внутрішньої нелінійності задачі, що характеризуються складними законами нестационарного теплообміну між обігріваними та необігріваними поверхнями тіла і навколишнім середовищем пожежі при граничних умовах третього роду.

Зміна температури при стандартному температурному режимі характеризується залежністю (7.1):

$$t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H,$$

де t_B – температура середовища, °С;

τ – час пожежі, с ;

t_H – початкова температура конструкції до пожежі, 20 °С.

- При цьому необхідно враховувати змінність у часі теплофізичних характеристик матеріалу залежно від постійно мінливої температури середовища, вплив вологості матеріалу.
- Аналітичне рішення рівняння теплопровідності Фур'є при цьому є складним і трудомістким. Тому застосовують спрощені способи і методи для рішення конкретних задач, зокрема, кінцево-різничний розрахунок (метод). Для розрахунку температур у перерізі конструкцій спрощеним способом приймаються наступні припущення:
 - - рішення рівняння Фур'є при граничних умовах третього роду замінено рішенням при граничних умовах першого роду, що являє собою закон зміни температури поверхні;
 - - зроблена лінеалізація диференціального рівняння теплопровідності Фур'є шляхом введення в розрахунок приведенного коефіцієнта температуропровідності бетону a_{red} ;

- - вплив випаровування води у бетоні при нагріванні враховується шляхом збільшення питомої теплоємності на величину 50,4 на кожен відсоток вагової вологості бетону;
- - розрахунок виконується на дію температури, що миттєво встановлюється і постійно підтримується 1250°C на захисному шарі конструкції товщиною $K\sqrt{a_{\text{red}}}$, що називається фіктивним;
- - розрахункові формули можна застосовувати тільки для плоских конструкцій і конструкцій прямокутного і круглого перерізів, а також для елементів більш складної конфігурації, поперечні перерізи яких можуть бути приведені до вищезазначених.
- У будівельних конструкцій, як правило, один розмір значно більший, або менший за два інших. Тому рішення рівняння Фур'є при розрахунках вогнестійкості конструкцій достатньо робити для одномірних і двомірних температурних полів.

Для плоских конструкцій (плити перекриття, покриття, перегородки, стіни) приймається одновимірне температурне поле. Для стержньових конструкцій (колони, балки, ригелі, елементи арок і ферм) – двовимірне температурне поле.

Для граничних умов першого роду температура $t_{\text{п}}$ обігріваної поверхні плоских залізобетонних конструкцій визначається за формулою:

$$t_{\text{п}} = 1250 - (1250 - t_{\text{н}}) \operatorname{erf} \frac{k}{2\sqrt{\tau}} \quad (7.11)$$

де $t_{\text{п}}$ – температура обігріваної поверхні, °С;

$t_{\text{н}}$ – початкова температура конструкції, °С;

erf – функція помилок Гауса ;

k – коефіцієнт, який залежить від густини ρ_{oc} сухого бетону, $\text{с}^{0,5}$;

τ – час, с.

Приведений коефіцієнт теплопровідності визначається за формулою:

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_{\text{tem,m}}}{(C_{\text{tem,m}} + 50,4W_b)\rho_{\text{oc}}} \quad (7.12)$$

де $\lambda_{\text{tem,m}}$ – середній коефіцієнт теплопровідності при $t = 450$ °С, Вт/(

м ·°С);

$C_{tem,m}$ –середній коефіцієнт теплоємності при $t = 450$ °С, Дж/(кг °С);

W_b – початкова вагова вологість бетону, % ;

ρ_{oc} – середня густина бетону в сухому стані, кг / м³:

$$\rho_{oc} = \frac{100\rho_e}{100+W_b} \quad (7.13)$$

де ρ_e – щільність бетону у нормальному стані, кг/м³.

7.2.1.1. Розрахунок температур у суцільних плоских конструкціях.

Нестационарне температурне поле, що виникає у напів обмеженому тілі від впливу “стандартної пожежі”, розраховується за формулою:

$$t_{y,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \operatorname{erf} \frac{k\sqrt{a_{red}} + y}{2\sqrt{a_{red}\tau}} \quad (7.14)$$

де y - відстань по нормалі від обігріваної поверхні до розрахункової точки тіла, м.

Розрахункова формула (7.14) може бути використана для визначення температури в плоских конструкціях кінцевої товщини. Тому ця формула є основою для розрахунку температури плит, панелей, настилів, перекриттів. Так, формула для розрахунку температури арматурних стержнів, які знаходяться на відстані $y=a_l$ від обігріваної поверхні має вигляд :

$$t_{y=a_l} = 1250 - (1250 - t_H) \operatorname{erf} \frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} \quad (7.15)$$

де $y=a_l$ – відстань від обігріваної поверхні до краю арматури, м;
 k_1 – коефіцієнт, що враховує вплив маси металу стержня на його прогрівання у різних бетонах, для бетонів з $\rho \geq 2000$ кг/ м³ дорівнює 0.5;

d – діаметр арматури, м;

τ – час, с.

Оскільки межа вогнестійкості вільно спертих елементів

залежить від прогріву розтягнутої робочої арматури до критичної температури $t_{s,cr}$, знаючи її величину, можна знайти їх межу вогнестійкості.

Потім використовуючи формулу (7.14) при $t_{y,\tau}=t_{s,cr}$ знаходиться аргумент X (А) залежно від значення функції Гауса (Крампа):

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - t_{s,cr}}{1250 - t_H} \quad (7.16)$$

$$X = \frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} = \frac{K\sqrt{a_{red}} + y + K_1 d}{2\sqrt{\tau a_{red}}} \quad (7.17)$$

Межа вогнестійкості $\tau = \Pi_\phi$ буде дорівнювати :

$$\tau = \Pi_\phi = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2X} \right)^2 \quad (7.18)$$

де $\tau = \Pi_\phi, c$.

Якщо $X \leq 1,5$, то межу вогнестійкості звичайних згинаємих конструкцій (плит, панелей, настилів покриттів і перекриттів) можна визначити без використання таблиць функції Гауса за формулою (7.18a):

$$\tau = \left[\frac{K\sqrt{a_{red}} + y + K_1 d}{3,25\sqrt{a_{red}} \left(1 - \sqrt{\frac{t_{s,cr} - t_H}{1250 - t_H}} \right)} \right]^2 \quad (7.18a)$$

Для визначення температур в плоских конструкціях при двохсторонньому обігріві вирішують задачу прогріву необмеженої пластини при симетричних граничних умовах. Це рішення має вигляд :

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{\xi}{2\sqrt{F_o}} + \operatorname{erf} \frac{2 - \xi}{2\sqrt{F_o}} - 1 \right] \quad (7.19)$$

$$\xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} \quad (7.20)$$

де x – відстань від центра до розрахункової точки по товщині пластини, м;

b – товщина пластини, м;

$$F_o = \frac{a_{red} \tau}{(0,5b + K\sqrt{a_{red}})^2} - \text{критерій Фур'є};$$

τ – час, с.

Таким чином формулу (7.19) можна перетворити до вигляду:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \left[\operatorname{erf} \frac{k + \frac{x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} + \operatorname{erf} \frac{k + \frac{b-x}{\sqrt{a_{red}}}}{2\sqrt{\tau}} - 1 \right], \quad (7.21)$$

Вираз у квадратних дужках формул (7.19) і (7.21) представляє відносну надлишкову температуру θ , яку можна визначити за графіком залежно від F_o та ξ (додаток 15). Тоді необхідну температуру знаходять за формулою:

$$t_{x,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta \quad (7.22)$$

При розрахунку вогнестійкості (колони, балки, ригеля) необхідно знайти температуру у середині товщини пластини, тобто при $x=0$:

$$t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\Pi} \quad (7.23)$$

де θ_{Π} – відносна температура, яка визначається за даними додатку 14 залежно від $F_o/4$.

7.2.1.2. Розрахунок температури арматури у стержньових конструкціях.

При прогріванні балок, колон, ферм і інших стержньових елементів, що обігріваються в умовах пожежі по трьох або чотирьох гранях бокових поверхонь, має місце двомірне температурне поле. Розрахунок температур у цих випадках може бути виконано з достатньою точністю за допомогою відомого в теорії теплопровідності відношення відносних температур :

$$\frac{t_B - t_{x,y,\tau}}{t_B - t_H} = \frac{t_B - t_{x,\tau}}{t_B - t_H} \times \frac{t_B - t_{y,\tau}}{t_B - t_H}, \quad (7.24)$$

де t_B – температура по стандартній кривій (7.1);

$t_{x,y,\tau}$ – температура двомірного поля, °С;

t_x, t_y - температура одномірних полів, °С.

З відношення (7.24) знаходять :

$$t_{x,y,\tau} = t_B - \frac{(t_B - t_{x,\tau})(t_B - t_{y,\tau})}{t_B - t_H}, \quad (7.25)$$

Температуру в перерізах залізобетонних елементів можна визначити за графіками прогрівання, що отримані дослідним шляхом (додатки 10 – 13).

7.2.1.3. Розрахунок шарів бетону, прогрітих до заданих температур.

Під час вогневого впливу переріз конструкції прогрівається нерівномірно. Тому в кожному шарі (точці) перерізу температура має визначене значення. Якщо в одному з цих шарів (точок) розташований несучий елемент, який сприймає всі стискаючі чи розтягуючі зусилля, то температура його буде визначати величину несучої здатності всієї конструкції. В той час, коли несуча здатність цієї конструкції знизиться до величини робочого навантаження і настане її межа вогнестійкості, температура є критичною.

Такими несучими елементами є розтягнута арматура у згинаємих залізобетонних конструкціях. Межа вогнестійкості цих конструкцій розраховується шляхом визначення часу прогріву їх несучих елементів до критичної температури.

Таким чином, поняття критичної температури відноситься не до матеріалу конструкції, а до її несучого елемента. Неможна, наприклад, в цьому розумінні говорити про критичну температуру бетону, так як цей матеріал розташований по всьому перерізу залізобетонної конструкції, прогрівається нерівномірно і не має тому деякої визначеної температури нагрівання. Іноді з метою спрощення розрахунку все ж застосовують термін “критична температура” і до бетону.

Так, наприклад, називають критичну температуру на межі ядра перерізу залізобетонних колон, яка умовно відокремлює бетон з нульовою міцністю і бетон з початковою міцністю. Однак, в цьому

випадку критична температура має інше значення, що пов'язано з обмеженням деякої площі поперечного перерізу, і використовується для спрощення розрахунку. Цим прийомом користуються при розрахунку вогнестійкості, наприклад, колон, статично невизначених згинаємих конструкцій. Це означає, що необхідно визначати товщину бетонних шарів, які прогриваються до заданих критичних температур. Міцність бетону в цих шарах вважається рівною нулю, а в перерізі, що залишився (ядрі) – нормативній.

Ця задача є зворотною щодо розглянутих вище і вирішується на основі тих самих рівнянь і залежностей.

Товщина шару плоскої конструкції, прогрітої вище за t_{cr} (ізотерма t_{cr} – границя шару) визначається з рівняння (7.14), якщо замість «у» підставити $\delta_{t,y}$:

$$\delta_{t,y} = (2x\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{red}} \quad (7.26)$$

X – аргумент функції Гауса (Крампа) $\operatorname{erf} X(A)$ визначається :

$$\operatorname{erf} X = \frac{1250 - t_{b,cr}}{1250 - t_H} \quad (7.27)$$

де $t_{b,cr}$ – критична, розрахункова температура бетону:
 для важкого бетону на гранітному щебені – 650 °С;
 для важкого бетону на вапняковому щебені – 750 °С.

При обігріві конструкції з чотирьох сторін:

$$0,5b_{tem,x} = (0,5b_x + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_x) \quad (7.28)$$

де ξ_x – визначається по графіку (додаток 15) залежно від величини θ_x і F_{ox} :

$$\theta_x = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} \quad (7.29)$$

де $t_{y=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{ц}$ визначається за формулою (7.22);
 $\theta_{ц}$ приймають за даними додатку 14 залежно від $F_{ox}/4$:

$$F_{ox} = \frac{a_{red}\tau}{(0,5b_x + k\sqrt{a_{red}})^2}, \quad (7.30)$$

$$0,5b_{tem,y} = (0,5b_y + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_y), \quad (7.31)$$

де ξ_y – знаходять за графіком (додаток 15) залежно від θ_y і F_{oy} :

$$\theta_y = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{B,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)}, \quad (7.32)$$

де $t_{x=0,\tau} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\text{ц}}$ визначається за формулою (7.23);
 $\theta_{\text{ц}}$ приймають за даними додатку 14 залежно від $F_{\text{oy}}/4$:

$$F_{\text{oy}} = \frac{a_{\text{red}} \tau}{(0,5b_y + k\sqrt{a_{\text{red}}})^2}, \quad (7.33)$$

Знаючи величину $\xi_y = 1 - \frac{0,5b_{\text{tem},y}}{0,5b_y + k\sqrt{a_{\text{red}}}}$, і вирішуючи це рівняння

відносно $b_{\text{tem},y}$, отримуємо рівняння (7.30).

У випадку, коли прямокутний переріз обігривається з трьох сторін, товщину шару $\delta_{\text{tem},y}$ знаходять за формулою:

$$\delta_{\text{tem},y} = (2X\sqrt{\tau} - k)\sqrt{a_{\text{red}}} \quad (7.34)$$

де величина X являється аргументом функції помилок Гауса (додаток б), що розраховується за формулою:

$$\text{erf } X = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{B,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{x=0,\tau})(1250 - t_H)}, \quad (7.35)$$

де $t_{x=0,\tau}$ визначається за формулою (7.23).

Координату $0,5b_{\text{tem},x}$ біля необігриваємої грані перерізу знаходять за формулою (7.28), використовуючи умову (7.29), в якому $t_{y=0,\tau}$ потрібно замінити температурою $t_{y=h}$, що визначається за формулою (7.14) при $y=h$.

Таким чином, при чотиристоронньому обігріві :

$$b_{\text{tem},x} = b_x - 2\delta_{\text{tem},x}, \quad b_{\text{tem},y} = b_y - 2\delta_{\text{tem},y}, \quad (7.36)$$

– при тристоронньому обігріві:

$$b_{\text{tem},x} = b_x - 2\delta_{\text{tem},x}, \quad b_{\text{tem},y} = b_y - \delta_{\text{tem},y}. \quad (7.37)$$

7.2.2. Статична частина розрахунку межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій.

7.2.2.1. Статично визначені конструкції, що працюють в умовах згинання. Загальне рішення статичної задачі.

При розрахунку несучої здатності залізобетонних конструкцій при пожежі слід враховувати зміну механічних властивостей бетону і арматури залежно від їх температури, що визначається

теплотехнічним розрахунком.

Розрахункові опори бетону при стисканні і розтягуванні R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених у додатку 1 на відповідні коефіцієнти надійності – по бетону $\gamma_b=0,83$, по арматурі $\gamma_s=0,9$.

Статично визначені згинаємі залізобетонні конструкції в умовах пожежі піддаються впливу високих температур по різному. Плоскі елементи піддаються односторонньому нагріванню, стержньові – трьохсторонньому. При цьому у плоских елементах $b_{tem}=b$, а у стержньових елементах $b_{tem}=b - 2\delta_{tem,x}$.

Загальні положення розрахунку на вогнестійкість будівельних конструкцій можуть бути застосовані і до залізобетонних елементів. Однак для статично визначених конструкцій межа вогнестійкості може бути визначена за критичною температурою сталевих елементів, що значно спрощує розрахунок.

Статично визначені згинаємі елементи в умовах пожежі руйнуються, як правило, внаслідок утворення пластичного шарніру в середині проліту за рахунок зниження межі текучості або міцності нагріваючої розтягнутої арматури до величини напружень в її перерізі. Виняток складають згинаємі елементи, що переармовані і завантажені гранично допустимим навантаженням. Втрата їх несучої здатності відбувається внаслідок крихкого руйнування стиснутої зони бетону при порівняно невеликих деформаціях розтягнутої арматури.

Стиснуті бетон і арматура нагріваються мало, тому у розрахунках їх характеристики міцності вважаються незмінними. В момент утворення пластичного шарніру відбувається різке збільшення температурної повзучості арматури, що викликає інтенсивне розкриття тріщин у розтягнутій зоні. Тріщини, що розкриваються, зменшують висоту стиснутої зони бетону x_{tem} до мінімального значення, при якому відбувається руйнування стиснутого бетону і обвалення елемента. Таким чином, настання межі вогнестійкості згинаємі конструкції характеризується граничною рівновагою внутрішніх і зовнішніх сил. При цьому

напруження в стиснутій зоні бетону збільшуються до величини R_{bn} , за рахунок зменшення її розмірів і деформацій розтягнутої арматури, а опір розтягнутої арматури R_{su} знижується внаслідок нагрівання сталі до границі міцності нагрітої сталі $R_{s,tem} = R_{su}\gamma_{s,tem}$, де $\gamma_{s,tem}$ – коефіцієнт зниження міцності сталі.

Вирішення статичної задачі у цьому випадку зводиться до визначення критичної температури розтягнутої арматури при граничній рівновазі конструкції в умовах пожежі.

У загальному вигляді статична задача для згинаємих конструкцій вирішується за допомогою рівнянь статички. Для визначення висоти стиснутої зони бетону x_{tem} у стані граничної рівноваги конструкції при заданих умовах обігріву складається рівняння моментів від зовнішніх і внутрішніх сил відносно розтягнутої робочої арматури $\Sigma M_s = 0$.

Робочі напруження в розтягнутій арматурі визначають з рівняння рівноваги проєкцій внутрішніх і зовнішніх сил, що діють в площині згину $\Sigma P_{x(y)} = 0$.

За співвідношенням робочих напружень $\sigma_{s,tem} = R_{s,tem}$ і опорів сталі R_{su} визначають коефіцієнт зниження міцності $\gamma_{s,tem}$, а потім за довідковими даними визначають критичну температуру розтягнутої арматури :

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{R_{s,tem}}{R_{su}}, \quad t_{s,cr} = f(\gamma_{s,tem}) \quad (7.38)$$

7.2.2.2. Плоскі елементи, що працюють в умовах згинання.

Несуча здатність $M_{p,tem}$ нагрітого плоского згинаємого елемента у граничній рівновазі буде дорівнювати :

$$M_{p,tem} = N_{b,tem} Z_{b,tem} = R_{bu} b x_{tem} (h_0 - 0,5x_{tem}), \quad (7.39)$$

$$R_{bu} = \frac{R_{bn}}{\gamma_b}, \quad (7.40)$$

де R_{bn} – нормативна призмova міцність бетону на осьове стискання, МПа;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

x_{tem} – висота стиснутої зони, м.

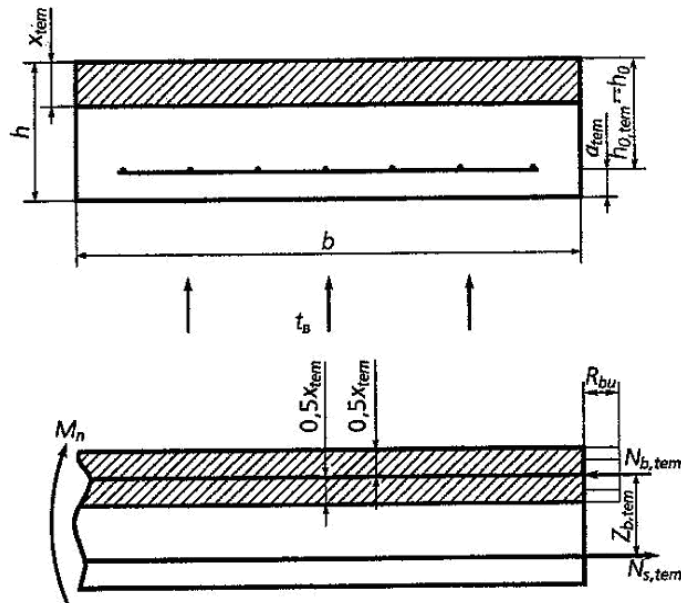


Рис. 7.4. Схема до розрахунку вогнестійкості плоского згинаємого елемента.

В умовах пожежі конструкція руйнується під дією постійного нормативного навантаження M_n , тобто $M_{p,tem} = M_n$.

Отже, $M_{p,tem} - M_n = 0$, ($\sum M_s = 0$),

$$R_{bu} x_{tem} b (h_0 - 0,5x_{tem}) - M_n = 0. \quad (7.41)$$

Звідки
$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M_n}{R_{bu} b}}. \quad (7.42)$$

Із умови рівноваги ($\sum P_x = 0$) знаходимо напруження в розтягнутій арматурі :

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{A_s} \quad (7.43)$$

За співвідношенням робочих напружень $\sigma_{s,tem}$ і опорів сталі R_{su} визначають коефіцієнт зниження міцності сталі

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$$

можна визначити одразу :

$$\gamma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b x_{tem}}{A_s R_{su}}. \quad (7.44)$$

По знайденому значенню $\gamma_{s,tem}$ (за додатком 8) знаходимо температуру розтягнутої арматури, при якій настає межа вогнестійкості, тобто критичну температуру $t_{s,cr}$. Фактична межа

вогнестійкості визначається за формулою (7.18).

7.2.2.3. Плоскі багатопустотні залізобетонні елементи.

При вирішенні статичної задачі переріз багатопустотних залізобетонних плит і настилів приводять до розрахункового – таврового перерізу (рисунки 7.5).

Висота стиснутої зони бетону в граничному стані визначається за формулою (7.42) , якщо $x_{tem} \leq h_f'$ (рисунок 7.5, а).

Якщо висота стиснутої зони бетону отримана з рівняння (7.42) більше, ніж висота полки, тобто $x_{tem} > h_f'$ (рисунок 7.5,б), то її необхідно перерахувати за формулою :

$$h_f'(b_f' - b)R_{bu}(h_0 - 0,5h_f') + bx_{tem}R_{bu}(h_0 - 0,5x_{tem}) - M_n = 0. \quad (7.45)$$

Визначення відносно x_{tem} дає наступну формулу:

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M_n - h_f'(b_f' - b)R_{bu}(h_0 - 0,5h_f')]}{R_{bu}b}}, \quad (7.46)$$

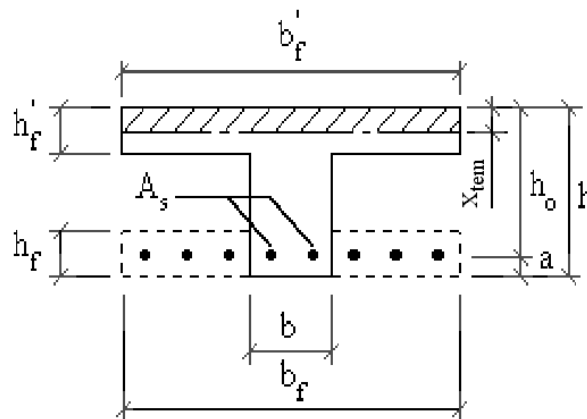
Потім визначають $\sigma_{s,tem}$:

$$\text{при } x_{tem} \leq h_f' \quad \sigma_{s,tem} = \frac{b_f' x_{tem} R_{bu}}{A_s}, \quad (7.47)$$

$$\text{при } x_{tem} > h_f' \quad \sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} [h_f' b_f' + (x_{tem} - h_f') b]}{A_s}. \quad (7.48)$$

Потім за формулою (7.44) визначають $\gamma_{s,tem}$, і за додатком 8 - критичну температуру $t_{s,cr}$, а за формуллю (7.17) знаходять межу вогнестійкості Π_ϕ конструкції. Отриманий результат необхідно помножити на коефіцієнт 0,9.

а)



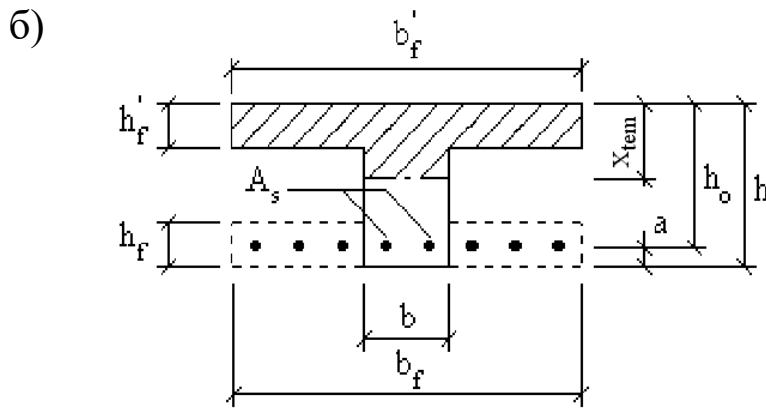


Рисунок 7.5. Схема приведення перерізу залізобетонної плити до розрахункового:

- а) розрахунковий переріз при $x_{tem} \leq h'_f$;
- б) розрахунковий переріз при $x_{tem} > h'_f$.

7.2.2.4. Стержньові елементи (балки, прогони, ригелі), що працюють в умовах згинання.

Особливість стержньових елементів порівняно із плоскими конструкціями полягає у тому, що стержньові елементи, як правило, мають арматуру у стиснутій зоні, і вогневий вплив на стиснуту зону по бічним сторонам перерізу під час пожежі (рис. 7.6). При обігріві балки з 3-х сторін, розміри стиснутої зони бетону зменшуються по висоті в основному за рахунок деформацій розтягнутої арматури до величини x_{tem} в момент граничного стану конструкції, а по ширині – за рахунок втрати міцності зовнішніми шарами бетону завтовшки $\delta_{x,tem}$. Внаслідок прогрівання стиснутої арматури, її опір зменшується порівняно із початковим R_{scu} на величину коефіцієнта зниження міцності $\gamma_{s,tem}$.

Величину $\delta_{x,tem}$ визначають за формулою (7.34). Ширина ядра перерізу дорівнює $b_{tem} = b - 2 \delta_{x,tem}$.

Температуру стиснутих стержнів визначають за формулою (7.19) та (7.21). Потім за додатком 8 по визначеній температурі знаходять коефіцієнт $\gamma_{s,tem}$.

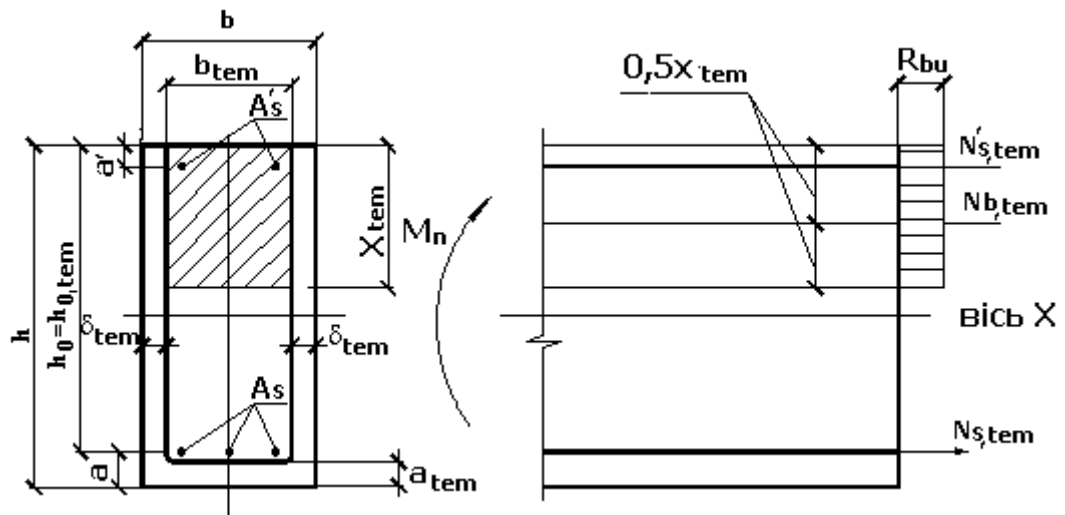


Рис. 7.6. Розрахункова схема залізобетонної балки прямокутного перерізу.

При відомих розмірах стиснутої зони бетону і опорах стиснутої арматури $\sum M = 0$:

$$R_{bu} x_{tem} b_{tem} (h_0 - 0,5 x_{tem}) + R_{scu} \gamma_{s,tem} A'_s (h_0 - a') - M_n = 0 \quad (7.49)$$

Вирішуючи рівняння відносно x_{tem} , знаходять:

$$x_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2[M_n - R_{scu} \gamma'_{s,tem} A'_s (h_0 - a')]}{R_{bu} b_{tem}}}} \quad (7.50)$$

Потім, використовуючи умову рівноваги проєкцій всіх внутрішніх і зовнішніх сил на вісь X:

$$R_{scu} A'_s \gamma_{s,tem} + R_{bu} b_{tem} x_{tem} - \sigma_{s,tem} A_s = 0, \quad (7.51)$$

знаходять
$$\sigma_{s,tem} = \frac{x_{tem} b_{tem} R_{bu} + \gamma_{s,tem} R_{scu} A'_s}{A_s} \quad (7.52)$$

Коефіцієнт
$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}}$$

За додатком 8 за величиною $\gamma_{s,tem}$ знаходять $t_{s,cr}$.

У балок, ригелів, прогонів переріз обігривається з трьох сторін. Тому температура стержнів, розташованих навіть в один ряд, буде різною: крайні стержні прогриваються швидше, ніж середні. Розрахунок температур стержнів проводять за формулою (7.25). Після визначення температури кожного розтягнутого стержня з координатами X, Y визначають температуру стержнів :

$$t_{s,m} = \frac{\sum A_{s,i} t_{s,i}}{A_s}, \quad (7.53)$$

де $A_{s,i}$ – площа перерізу i -го стержня;

$t_{s,i}$ – температура i -го стержня, °C;

A_s – сумарна площа перерізу розтягнутої арматури.

Якщо значення $t_{s,m}$ співпадає з $t_{s,cr}$, визначеної для заданого проміжку часу, розрахунок закінчується. Якщо ж ні, то знову задаються проміжком часу τ і вирішення задачі повторюється.

Іноді руйнування стержневих елементів в умовах пожежі може відбуватися від крихкого руйнування стиснутого бетону при порівняно невеликих деформаціях розтягнутої арматури (перearмовані елементи, а також конструкції, що завантажені гранично допустимим навантаженням).

Використовуючи поняття криволінійного розподілу температури по висоті перерізу, умова руйнування по стиснутій зоні балки (рис.7.7) можна представити у вигляді епюр температур і деформацій (рис.7.8) і записати у наступному вигляді:

$$X_{tem} > \frac{\varepsilon_{bu}}{\varepsilon_{bu} + \varepsilon_s + \varepsilon_{tem}} h_{0,m} \quad (7.54)$$

де $\varepsilon_{bu} = 0,0025$ – гранична стискаємость бетону крайнього волокна стиснутої зони;

ε_s - деформація розтягнутої арматури, що відповідає межі текучості у нагрітому стані;

ε_{tem} - температурна деформація арматури;

$h_{0,m}$ – робоча висота перерізу.

Значення ε_{tem} та $h_{0,m}$ у формулі (7.54) знаходять за формулами (7.55) і (7.56):

$$h_{0,m} = \frac{h_{01} A_{s1} R_{su1} \gamma_{s,tem1} + h_{02} A_{s2} R_{su2} \gamma_{s,tem2}}{A_{s1} R_{su1} \gamma_{s,tem1} + A_{s2} R_{su2} \gamma_{s,tem2}} \quad (7.55)$$

$$\varepsilon_{tem} = \alpha_{s,tem,m} t_{s,m} - \alpha_{b,tem} t_b \quad (7.56)$$

де $\alpha_{s,tem,m}$ – середній коефіцієнт лінійного розширення арматури;

$\alpha_{b,tem}$ – коефіцієнт лінійного розширення бетону;

$t_{s,m}$ – середня температура арматури, °C;

t_b – температура бетону стиснутої зони.

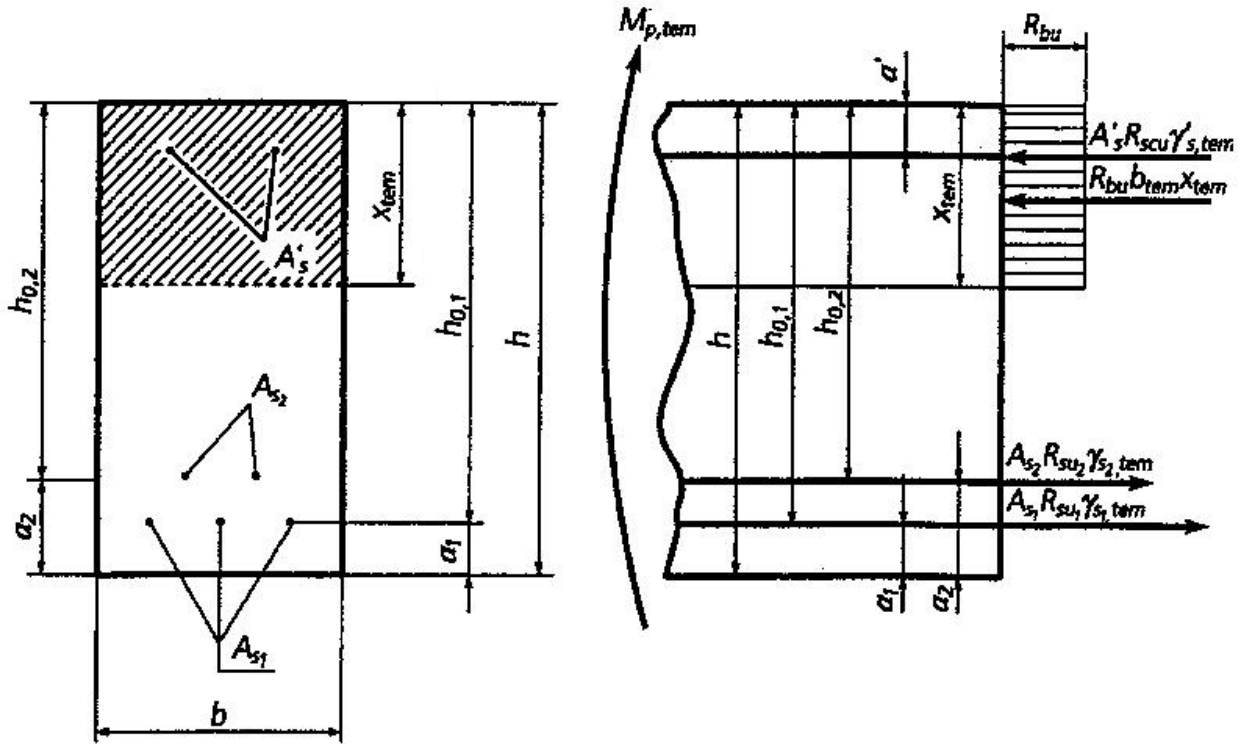


Рис. 7.7. Розрахункова схема зусиль статично визначеного згинаємого елемента, що обігрівається зі сторони розтягнутої арматури.

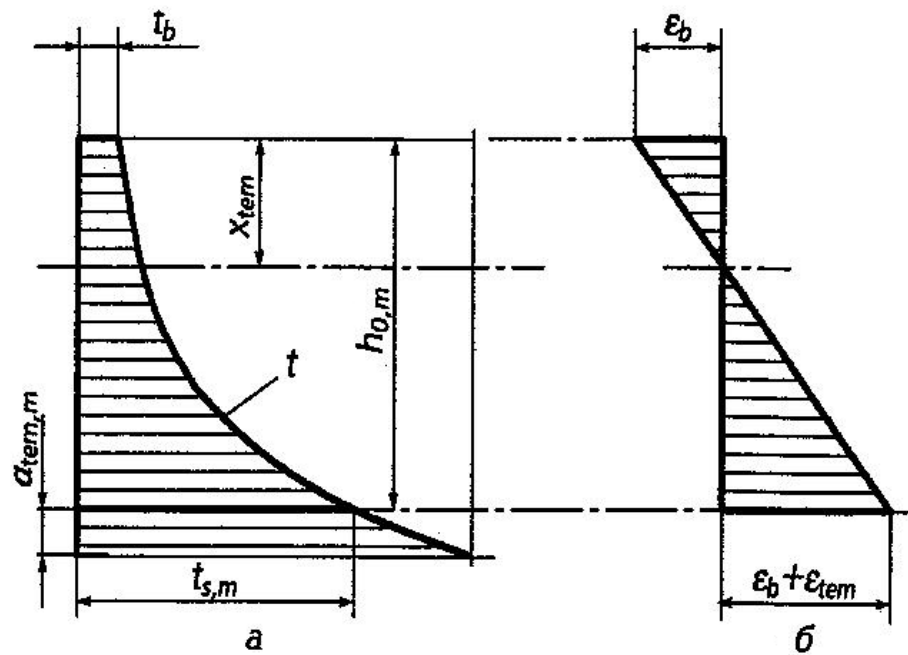


Рис 7.8. Епюри температур (а) і деформацій (б) у перерізі статично визначеного згинаємого елемента, що обігрівається зі сторони розтягнутої арматури.

Середнє значення коефіцієнту лінійного розширення розтягнутої арматури визначається за формулою:

$$\alpha_{s,tem,m} = \frac{\alpha_{s,tem1}A_{s1} + \alpha_{s,tem2}A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} \quad (7.57)$$

Для арматури класів А-I і А-II:

$$\alpha_{s,tem} = 0,000012 + 4,3 \cdot 10^{-9}(t_s - 100), \text{ град}^{-1} \quad (7.58)$$

де t_s – температура арматури, $^{\circ}\text{C}$.

Для арматури класів А-III, А-IV:

$$\alpha_{s,tem} = 0,000012 + 4,3 \cdot 10^{-9}t_s \quad (7.59)$$

Коефіцієнт $\alpha_{b,tem}$, що використовують до 100°C :

- для бетону на гранітному заповнювачі $\alpha_{b,tem} = 0,0000095 \text{ град}^{-1}$;
- для бетону на вапняковому заповнювачі $\alpha_{b,tem} = 0,0000068 \text{ град}^{-1}$.

Середнє значення температури в арматурі визначається за формулою:

$$t_{s,m} = \frac{t_{s1}A_{s1} + t_{s2}A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}} \quad (7.60)$$

У формулах (7.57) та (7.60):

$\alpha_{s,tem1}$, $\alpha_{s,tem2}$ – коефіцієнти лінійного розширення арматури;

t_{s1} , t_{s2} – температура розтягнутої арматури.

У формулі (7.54) деформація розтягнутої арматури

$$\epsilon_s = \frac{R_{su}\gamma_{s,tem}}{E_{s,tem}} + 0,002 \quad (7.61)$$

де $E_{s,tem}$ – модуль пружності арматури, МПа.

Якщо умова (7.54) виконується, що спостерігається у сильно армованих балках, ригелях, прогонах, то міцність перерізу визначається за формулою:

$$M_{p,tem} = b_{tem}x'_{tem}R_{bu}(h_{0,m} - 0,5x'_{tem}) + R_{scu}A'_s(h_{0,m} - a') \quad (7.62)$$

$$x'_{tem} = \frac{\epsilon_{bu}}{\epsilon_b + \epsilon_{tem}} h_{0,m}$$

7.2.2.5. Статично невизначені конструкції, що працюють в умовах згинання.

Контурні плити.

Враховуючи характер роботи таких конструкцій, значення критичної температури визначається за емпіричною формулою:

$$t_{s,cr} = \frac{350}{i^2} + \frac{150}{i} + 470 \quad (7.63)$$

де $i = \frac{A_{s1}}{A_{s2}}$ - співвідношення площ перерізу арматури у короткому A_{s1} і довгому A_{s2} прольотах плити.

Формула (7.63) використовується при $i \geq 1,3$. При менших значеннях i , критичну температуру арматури t_{cr} приймають 800°C тому, що при подальшому нагріванні починають утворюватись наскрізні тріщини по центру плит, і вони втрачають цілісність.

Для визначення межі вогнестійкості плит за допомогою теплотехнічного розрахунку, будують графік зміни температури арматури $t_{s,m}$ залежно від часу від початку пожежі τ

$$t_{s,m} = \frac{t_{s1}A_{s1} + t_{s2}A_{s2}}{A_{s1} + A_{s2}}$$

де t_{s1} , t_{s2} – температури арматури у короткому і довгому прольотах, $^{\circ}\text{C}$.

Час, по закінченні якого середня температура $t_{s,m}$ буде дорівнювати критичної $t_{s,cr}$ приймають за межу вогнестійкості.

Балки і балочні плити із защемленням на опорах.

Зниження несучої здатності таких елементів за умови короткочасного нагрівання знизу відбувається внаслідок зменшення міцності опорних і прольотних перерізів.

Міцність прольотних перерізів зменшується внаслідок нагрівання розтягнутої арматури. Зниження міцності опорних перерізів відбувається внаслідок нагрівання стиснутого бетону і стиснутої арматури до високих температур.

Несуча здатність $M_{p,tem}$ розглядаємих елементів в умовах пожежі, а також величина діючого нормативного моменту M_n , дорівнюють:

- від рівномірно розподіленого навантаження (рис. 7.9,а)

$$M_{p,tem} = M_{pl,tem} + M_{p,supA,tem} + \frac{x}{l} (M_{p,supB,tem} + M_{p,supA,tem}) \quad (7.64)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_{p,supB,tem} + M_{p,supA,tem}}{q_n}; \quad M_n = \frac{q_n l^2}{8};$$

- від зосередженого навантаження (рис.7.9,б)

$$M_{p,tem} = M_{pl,tem} + M_{p,supA,tem} \frac{b}{l} + M_{p,supB,tem} \frac{a}{l};$$

$$M_n = \frac{P_n ab}{l} \quad (7.65)$$

де $M_{pl,tem}$ і $M_{p,sup,tem}$ – міцність прольотних і опорних перерізів:

l – прольот, м;

q_n – рівномірно розподілене нормативне навантаження;

P_n – зосереджене нормативне навантаження.

Міцність прольотних перерізів зменшується внаслідок нагрівання розтягнутої арматури і повне руйнування цих перерізів відбувається внаслідок зменшення міцності нагрітої розтягнутої арматури до величини робочих навантажень. Але передчасного руйнування стиснутої зони прольотних перерізів до початку швидкого збільшення температурної повзучості арматури не відбувається тому, що внаслідок перерозподілу моментів вона знаходиться під дією суттєво менших зусиль, ніж до початку нагрівання, тому:

$$M_{pl,tem} = A_s \gamma_{s,tem} R_{su} (h_{01} - 0,5 \frac{A_{s1} \gamma_{s,tem} R_{su}}{b_{tem} R_{bu}}) \quad (7.66)$$

де b_{tem} – ширина перерізу елемента, що сприймає навантаження під час пожежі.

Зниження міцності опорних перерізів відбувається внаслідок нагрівання стиснутого бетону до високих температур і зменшення внаслідок цього розмірів цих перерізів (рис.7.10). Розміри перерізів зменшуються на товщину шарів, прогрітих до розрахункових температур $t_{b,cr}$. Тому:

$$M_{p,sup,tem} = (A_{s,sup} R_{su} - A'_{s,sup} \gamma'_{s,tem} R_{scu}) (h_{0,tem} - 0,5 x_{tem}) + (A'_{s,sup} \gamma'_{s,tem} R_{scu}) (h_{0,sup} - a') \quad (7.67)$$

де x_{tem} – висота стиснутої зони розраховуемого перерізу, м;

b_{tem} і $h_{0,tem}$ – ширина і робоча висота розраховуемого перерізу, м;

$$h_{0,tem} = h_{0,sup} - 1,05 \delta_{y,tem}.$$

$$x_{tem} = \frac{A_{s,sup} R_{su} - A'_{s} R_{scu}}{b_{tem} R_{bu}} \quad (7.68)$$

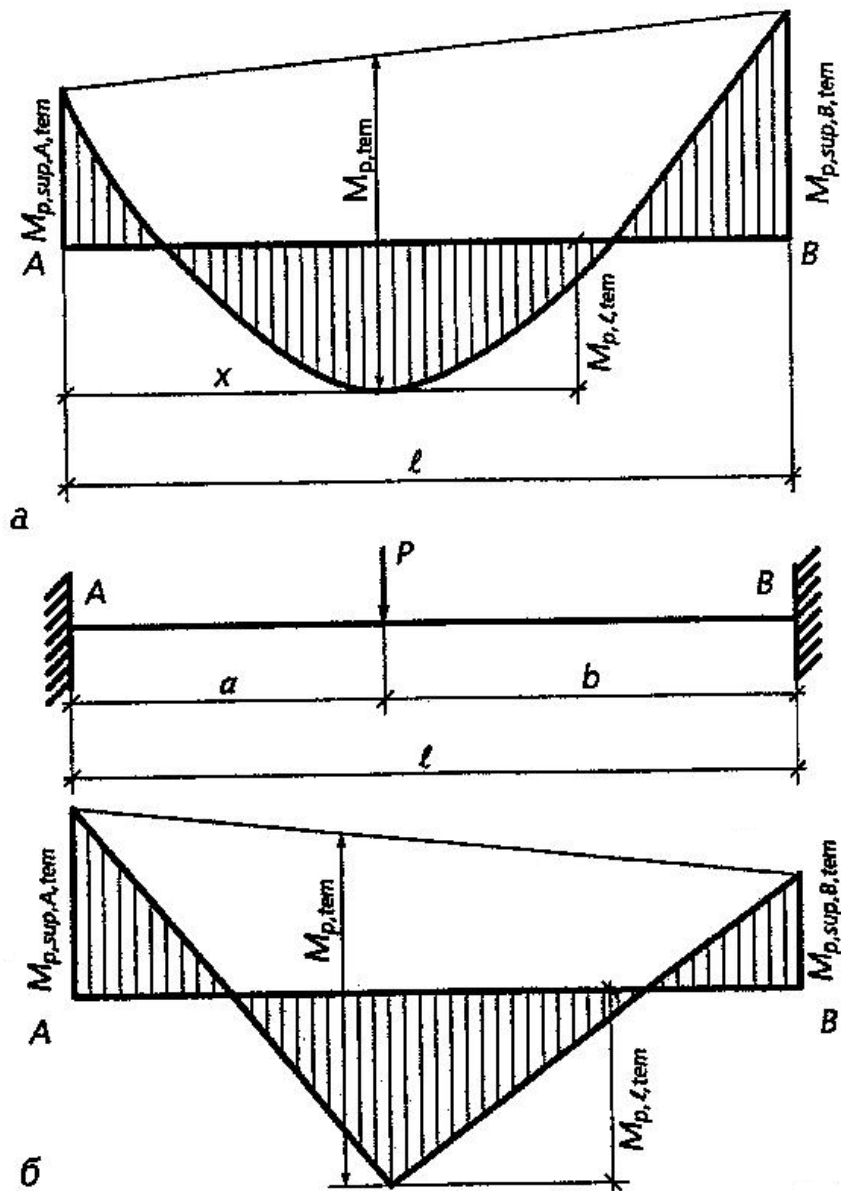


Рис. 7.9. Розрахункові епюри згинаючих моментів статично невизначених конструкцій за умов дії:

а – рівномірно розподіленого навантаження; б – зосередженого навантаження.

Розрахунок межі вогнестійкості елементів із закріпленням на опорах виконують за загальним методом. При цьому визначають зниження несучої здатності цих елементів під час нагрівання. Межа вогнестійкості настає в той момент, коли несуча здатність елементу буде дорівнювати величині нормативних навантажень

$$M_{p,tem} = M_n$$

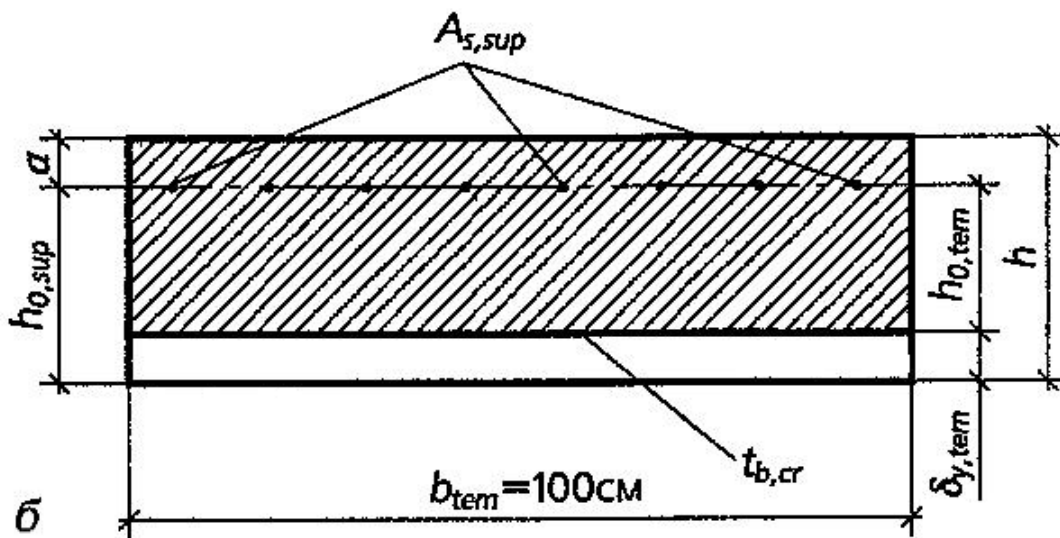
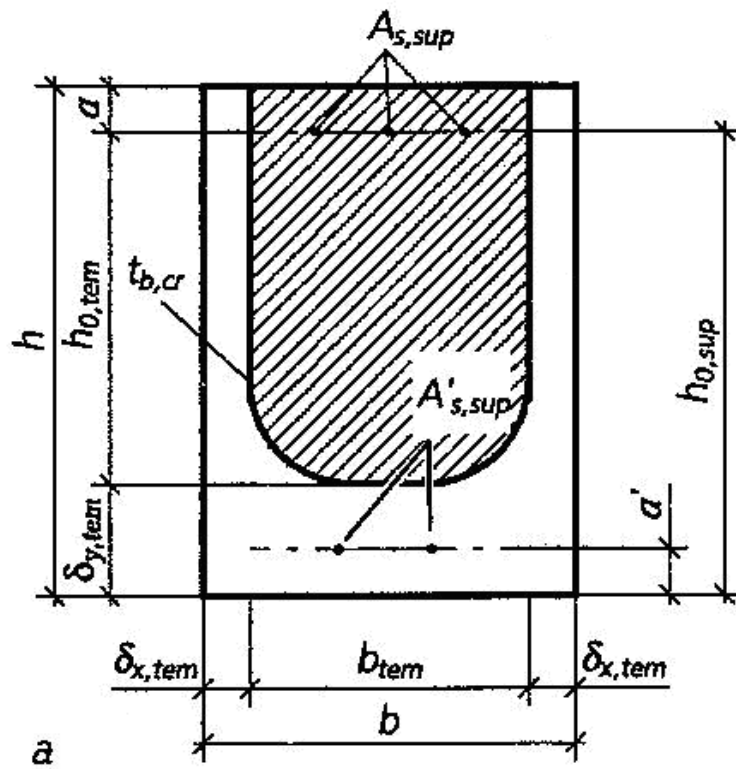


Рис. 7.10. Розрахункові розміри опорних перерізів статично невизначених згинаємих елементів: а – балки; б – плити.

7.2.2.6. Стиснуті елементи.

Розрахунок межі вогнестійкості стиснутих елементів пов'язаний із визначенням граничних зусиль, що можуть бути сприйнятими нерівномірно прогрітим перерізом бетону і нагрітою арматурою.

В загальному випадку розрахунок несучої здатності колони (розглядаються тільки колони з випадковим ексцентриситетом e_a прикладання навантаження, рис. 7.11) необхідно виконувати із врахуванням повних деформацій нагрітого бетону при нерівномірному прогріванні поперечного перерізу, застосовуючи метод кінцевого елемента. Цей метод не завжди зручний для простих інженерних розрахунків. Тому застосовують наближений метод розрахунку, який базується на визначенні площі ядра перерізу A_j , обмеженого розрахунковою (критичною) температурою $t_{b,cr}$.

Несуча здатність нагрітої колони при обігріві з чотирьох сторін:

$$N_{p,t,\tau} = \varphi_{tem} (A_j R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}), \quad (7.69)$$

де A_j – площа ядра перерізу, $A_j = b_j * h_j$;

$A_{s,tot}$ – сумарна площа арматури ;

φ_{tem} – коефіцієнт повздовжнього згину, який враховує тривалість завантаження, гнучкість та характер армування колони.

Коефіцієнт φ_{tem} приймається за додатком 5 залежно від l_0/b_j , де l_0 – розрахункова довжина колони.

Задаючись інтервалами часу $\tau_1 \dots \tau$ визначається несуча здатність колони. При цьому для кожного інтервалу часу знаходять за формулами (7.28), (7.30) b_j і h_j .

Температуру стержнів для тих же інтервалів часу визначають за формулою (7.25), використовуючи формули (7.19), (7.21), (7.22). По знайденим температурам за додатком 8 знаходять коефіцієнт $\gamma_{s,tem}$. Дозволяється визначати коефіцієнт $\gamma_{s,tem}$ при середній температурі, яку знаходять за формулою (7.53).

Потім будується графік зниження несучої здатності колони в умовах пожежі і визначається P_{ϕ} при $N_{p,t} = N_n$.

Розрахунки меж вогнестійкості стиснутих залізобетонних елементів можна виконувати по критичним деформаціям. Цей метод дозволяє у повній мірі врахувати пружні властивості нагрітого бетону.

Питання для самоконтролю.

1. Базова основа теплотехнічної частини розрахунку вогнестійкості залізобетонних конструкцій?
2. Припущення при спрощених розрахунках температур у перерізах конструкції?
3. Приведений коефіцієнт температуропровідності. Що впливає на його величину?
4. На чому базується визначення межі вогнестійкості статично визначених згинаємих конструкцій?
5. Внаслідок чого відбувається руйнування статично визначених нормально армованих згинаємих залізобетонних елементів?
6. Внаслідок чого відбувається руйнування статично визначених переармованих згинаємих залізобетонних елементів?
7. Як визначається несуча здатність плоского згинаємого елемента під час нагрівання? Алгоритм визначення межі вогнестійкості стержньових згинаємих залізобетонних елементів?
8. Внаслідок чого відбувається руйнування статично невизначених згинаємих конструкцій під час пожежі?
9. Внаслідок чого відбувається руйнування колони з випадковим ексцентриситетом при обігріві з чотирьох сторін?
10. Алгоритм визначення межі вогнестійкості центрально стиснутої колони?
11. Як змінюються опорні і прольотні моменти у статично невизначених конструкціях під час пожежі?
12. Особливості стержньових згинаємих елементів, що визначають їх поведінку в умовах пожежі і впливають на вогнестійкість?
13. Особливість визначення межі вогнестійкості контурних плит?

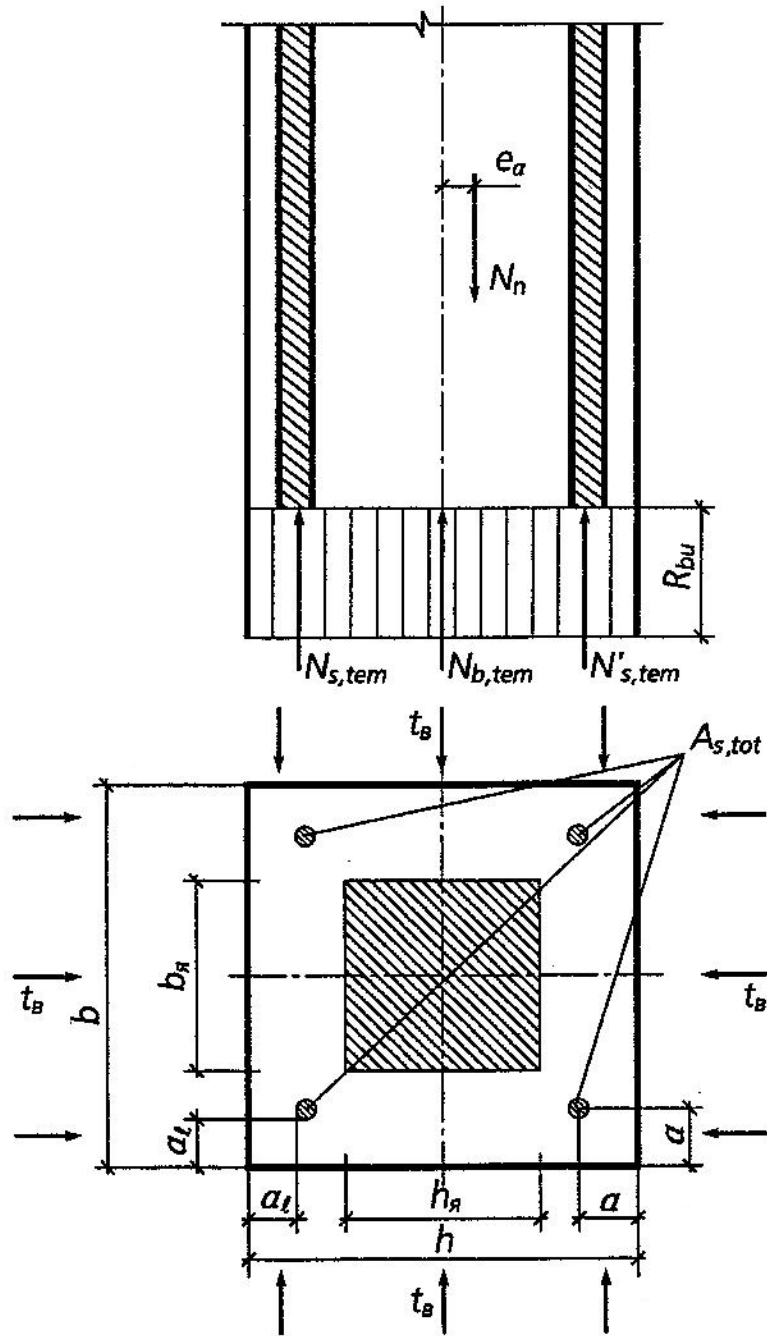


Рис.7.11. Розрахункова схема колони із випадковим ексцентриситетом e_a прикладання навантаження при обігріві з 4-х сторін.

ТЕМА 7.3. ПРИКЛАДИ РОЗРАХУНКУ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.

7.3.1. Розрахунок вогнестійкості багатопустотної плити перекриття.

Задача 1. *Визначити межу вогнестійкості семіпустотної плити перекриття за втратою несучої здатності.*

Вхідні дані.

Розміри плити перекриття 1500х6000 мм;

Розрахунковий прольот плити перекриття $L_0=5890$ мм (залежить від конструктивних особливостей спирання плити на ригель і форми ригеля);

Для виготовлення плити перекриття використовується бетон В40 на гранітному заповнювачі;

Арматура розтягнутої зони А-III 8 стержнів $\varnothing 16$ площею $A_s=1608$ мм²;

Коефіцієнти надійності за бетоном $\gamma_b=0,83$; за арматурою $\gamma_s=0,9$;

Момент від нормативного навантаження $M^n=73500$ Н м;

Густина бетону $\rho = 2500$ кг/м³;

Вагова вологість бетону $W_b = 2, \%$.

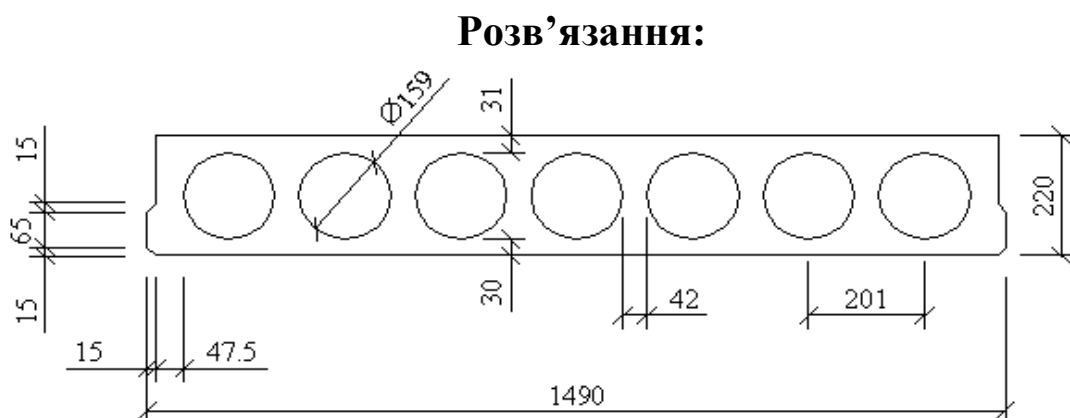


Рис.7.12. Переріз семіпустотної плити перекриття.

1. Переріз плити перекриття приводимо до еквівалентного (рис.7.13). Для цього круглі отвори діаметром d замінюємо квадратними із стороною a :

$$a = 0,9d = 0,9 \cdot 159 = 143 \text{ мм}$$

Ширина верхньої і нижньої полок приведенного двотаврового перерізу:

$$b_f = b'_f = 1490 - 2 \cdot 15 = 1460 \text{ мм}$$

Висота верхньої і нижньої полок приведенного двотаврового перерізу:

$$h'_f = 31 + (d - a)/2 = 31 + (159 - 143)/2 = 39 \text{ мм}$$

$$h_f = 30 + (d - a)/2 = 30 + (159 - 143)/2 = 38 \text{ мм}$$

Ширина стінки приведенного двотаврового перерізу:

$$b = 1460 - n \cdot a = 1460 - 7 \cdot 143 = 459 \text{ мм}$$

де n – кількість пустот залізобетонної плити.

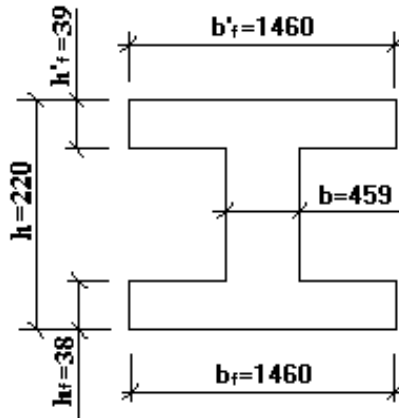


Рис. 7.13. Еквівалентний двотавровий переріз семіпустотної плити перекриття.

2. За додатком 1 і 2 обираємо нормативні опори бетону $R_{b,ser}$ і арматури $R_{s,ser}$:

$$R_{b,ser} = 29 \text{ МПа}; \quad R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}$$

3. Розрахункові опори бетону R_{bu} і арматури R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаємо діленням нормативних опорів на коефіцієнти надійності за бетоном і арматурою:

$$R_{bu} = \frac{R_{b,ser}}{\gamma_b} = \frac{29}{0,83} = 34,94 \text{ МПа}; \quad R_{su} = \frac{R_{s,ser}}{\gamma_s} = \frac{390}{0,9} = 433,3 \text{ МПа}$$

4. Відстань від поверхні плити до поверхні арматури :

$$y = a - d/2 = 30 - 16/2 = 22 \text{ мм}$$

5. Розміри розрахункового перерізу плити перекриття надани на рис.7.14.

6. Визначаємо висоту стиснутої зони X_{tem} : значення коефіцієнту K , залежно від густини бетону знаходимо за додатком 7:

$$K = 37,64c^{1/2}. \text{ При } \rho = 2500 \text{ кг/м}^3 \quad K_1 = 0,5;$$

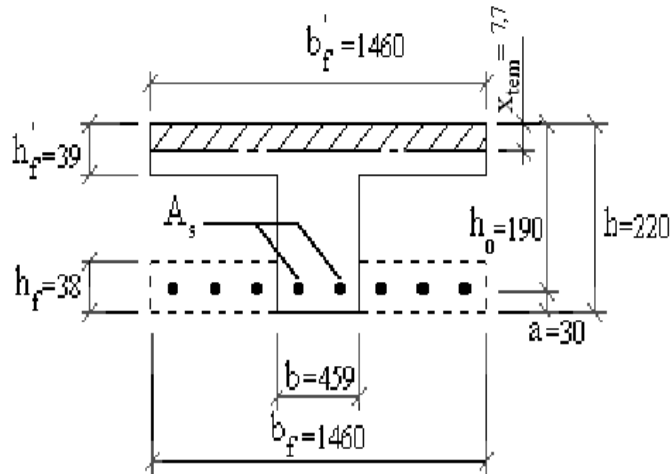


Рис. 7.14. Розрахунковий переріз плити перекриття.

7. Попередньо задаємо, що $X_{tem} < h'_f$; $b = b'_f$ (7.42)

$$X_{tem} = h_0 - \sqrt{h_0^2 - 2 \frac{M^n}{R_{bu} b'_f}} = 190 - \sqrt{190^2 - 2 \frac{73,500 \cdot 10^6}{34,94 \cdot 1460}} = 90 - 182,3 = 7,7 \text{ мм}$$

8. $X_{tem} = 7,7 \text{ мм} < 39 \text{ мм}$, тому, переріз розраховуємо, як прямокутний.

9. Напруження у перерізі розтягнутої арматури визначаємо за формулою:

$$\sigma_{s,tem} = \frac{R_{bu} b'_f x_{tem}}{A_s} = \frac{34,94 \cdot 1460 \cdot 7,7}{1608} = 244,28 \text{ МПа};$$

9. Коефіцієнт зниження міцності, визначаємо за формулою (7.38):

$$\gamma_{s,tem} = \frac{\sigma_{s,tem}}{R_{su}} = \frac{244,28}{433,3} = 0,564;$$

10. Визначаємо критичну температуру (додаток 8):

для А-III при $\gamma_{s,tem} = 0,564$: $t_{cr} = 569^\circ \text{C}$;

11. Значення Гаусівського інтегралу похибок :

$$\text{erf } X = \frac{1250 - 569}{1250 - 20} = 0,554,$$

тоді, за додатком 6 визначаємо $X = 0,54$

12. За додатком 7 визначаємо теплофізичні характеристики бетону (для бетону на гранитному заповнювачі, за вхідними даними):

- теплопровідність:

$$\lambda_{tem,m} = A + Bt = 1,2 - 0,00035t_m = 1,2 - 0,00035 \cdot 450 = 1,0425 \text{ Вт/(м} \cdot ^\circ \text{C)};$$

- теплоємність:

$$C_{tem,m} = C + Dt = 710 + 0,84t_m = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088,0 \text{ Дж}/(\text{кг} \cdot ^\circ\text{C});$$

- приведений коефіцієнт теплопровідності:

$$a_{red} = \frac{\lambda_{tem,m}}{(C_{tem,m} + 50,4W_b)\rho_{oc}} = \frac{1,0425}{(1088,0 + 50,4 \cdot 2)2500} = 3,764 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}$$

13. За формулою (7.18) для плити перекриття знаходимо межу вогнестійкості:

$$\tau = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{2x} \right)^2 = \left(\frac{k + \frac{y + k_1 d}{\sqrt{a_{red}}}}{4x^2} \right)^2 = \left(\frac{37,64 + \frac{0,022 + 0,5 \cdot 0,016}{\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}}}{4 \cdot 0,54^2} \right)^2 = 6420,55 \text{ с} =$$

=1,78 год.

З урахуванням пустотності плити перекриття її фактична межа вогнестійкості знаходиться множенням знайденого значення на коефіцієнт 0,9. Тоді:

$$P_{\phi} = 0,9 \cdot 1,78 = 1,6 \text{ год.}$$

7.3.2. Розрахунок вогнестійкості ригеля.

Задача 2. Визначити межу вогнестійкості ригеля.

Вхідні дані.

Розміри перерізу ригеля $b \times h = 200 \times 800$ мм;

Розрахунковий проліт ригеля $L_0 = 5790$ мм (залежить від конструктивних особливостей спирання ригеля);

Для виготовлення ригеля використовується бетон В35 на гранітному заповнювачі;

Арматура розтягнутої зони класу А-III: 4 стержні загальною площею $A_s = 1556 \text{ мм}^2$; арматура розташована у два ряди $2 \times \text{Ø}20$ площею $A_{s1} = 628 \text{ мм}^2$ і $2 \times \text{Ø}25$ площею $A_{s2} = 928 \text{ мм}^2$;

Коефіцієнти надійності по бетону $\gamma_b = 0,83$; по арматурі $\gamma_s = 0,9$;

Момент від нормативного навантаження $M^n = 280$ кН м;

Координати розташування арматури розтягнутої зони (рис. 7.15):

$a_1 = 50$ мм, $a_2 = 120$ мм, $c_1 = c_2 = 50$ мм; $a = 93$ мм, $h_0 = 707$ мм;

Густина бетону $\rho = 2300 \text{ кг}/\text{м}^3$, відповідно $K = 37,64 \text{ с}^{1/2}$ (додаток 7);

При $\rho \geq 2000 \text{ кг}/\text{м}^3$ коефіцієнт $K_1 = 0,5$.

Розв'язання:

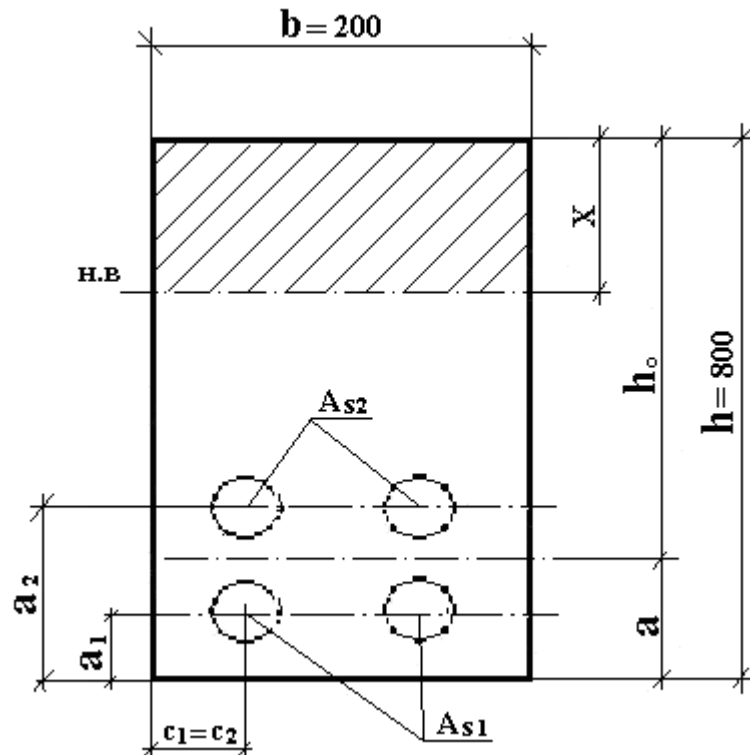


Рис. 7.15. Розрахункова схема поперечного перерізу ригеля.

1. Розрахункові опори стисненню і розтягу бетону R_{bu} і R_{btu} і арматури R_{scu} і R_{su} для розрахунку вогнестійкості визначаються діленням нормативних опорів, приведених у додатку 1, на відповідні коефіцієнти надійності –по бетону $\gamma_b=0,83$, по арматурі $\gamma_s=0,9$.

$$R_{bu} = \frac{R_{b,ser}}{\gamma_b} = \frac{25.5}{0.83} = 30.72 \text{ МПа}; \quad R_{su} = \frac{R_{s,ser}}{\gamma_s} = \frac{390}{0.9} = 433.3 \text{ МПа.}$$

2. Задаємося інтервалами часу: $\tau_1 = 0$ години (до початку пожежі), $\tau_2 = 1$ година (після початку пожежі), $\tau_3 = 2$ години (після початку пожежі), $\tau_4 = 3$ години.

3. Для часу $\tau_1 = 0$ (до початку пожежі) несуча здатність ригеля дорівнює (7.39):

$$M_{p,t,\tau} = R_{bu} b x (h_0 - 0.5x),$$

$$M_{p,t,\tau=0} = 30.72 \cdot 10^3 \cdot 0.2 \cdot 0.114 \cdot (0.707 - 0.5 \cdot 0.114) = 455.27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

де

$$x = \frac{R_{su} A_s}{R_{bu} b} = \frac{433,33 \cdot 1556}{30,72 \cdot 200} = 114 \text{ мм};$$

4. Для часу $\tau_2 = 1$ година за додатком 9 знаходимо товщину шару бетону, що зруйнувалась (рис.7.16): $\delta_{x,tem} = 15$ мм, тоді ширина перерізу ригеля через годину від початку пожежі буде дорівнюватиме: $b_{tem} = b - 2\delta_{x,tem} = 200 - 2 \cdot 15 = 170$ мм;

Згідно додатків 10,12 за координатами розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру:

- температура стержнів першого ряду із координатами розташування $a_1 = 50$ мм, $c_1 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_1 = t_2 = 360^\circ\text{C}$;

- температура стержнів другого ряду із координатами розташування $a_2 = 120$ мм, $c_2 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_3 = t_4 = 273^\circ\text{C}$;

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі (додаток 8):

$$\gamma_{s,tem1} = \gamma_{s,tem2} = 1,0$$

$$\gamma_{s,tem3} = \gamma_{s,tem4} = 1,0$$

Тоді $a = a_{tem}$, $h_0 = h_{0,tem}$

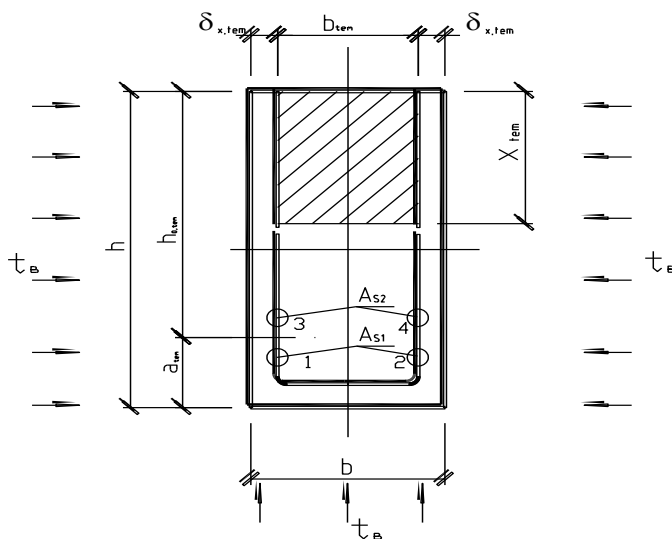


Рис. 7.16. Схема поперечного перерізу ригеля для розрахунку межі вогнестійкості.

Визначаємо висоту стиснутої зони бетону x_{tem} :

$$x_{tem} = \frac{R_{su} A_s \gamma_{s,tem}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433,33 \cdot 1556}{30,72 \cdot 170} = 134 \text{ мм}$$

Несуча здатність ригеля через годину після початку пожежі складає:

$$M_{p,t,\tau=1} = 30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,17 \cdot 0,134 \cdot (0,707 - 0,5 \cdot 0,134) = 447,87 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

5. Для часу $\tau_3 = 2$ години за додатком 9 знаходимо товщину шару бетону, що зруйнувалась через 2 години від початку пожежі (рис.7.16): $\delta_{x,tem} = 30$ мм, тоді ширина перерізу ригеля через дві години від початку пожежі буде дорівнюватиме: $b_{tem} = b - 2\delta_{x,tem} = 200 - 2 \cdot 30 = 140$ мм;

Згідно додатків 10,12 по координатах розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру:

- температура стержнів першого ряду із координатами розташування $a_1 = 50$ мм, $c_1 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_1 = t_2 = 600^\circ\text{C}$;

- температура стержнів другого ряду із координатами розташування $a_2 = 120$ мм, $c_2 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_3 = t_4 = 510^\circ\text{C}$;

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі (додаток 8):

$$\gamma_{s,tem1} = \gamma_{s,tem2} = 0,46$$

$$\gamma_{s,tem3} = \gamma_{s,tem4} = 0,757$$

Тоді

$$a_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i} a_i}{N_{s,tem}},$$

$$N_{s,tem} = R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i},$$

$$N_{s,tem} = 433.33 \cdot (628 \cdot 0.46 + 982 \cdot 0.757) = 447306,63 \text{ Н} = 447,31 \text{ кН},$$

$$a_{tem} = \frac{433.33(628 \cdot 0.46 \cdot 50 + 928 \cdot 0.757 \cdot 120)}{447.31} = 95.66 \text{ мм},$$

$$h_{0tem} = h - a_{tem} = 800 - 95.66 = 704.34 \text{ мм}.$$

Для балок з арматурою в один ряд $a_{tem} = a$, $h_{0,tem} = h_0$.

Висота стиснутої зони бетону буде дорівнювати

$$x_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_{si} \gamma_{s,tem,i}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433.33 \cdot (628 \cdot 0.46 + 982 \cdot 0.757)}{140 \cdot 30.72} = 99.89 \approx 100 \text{ мм}$$

Несуча здатність ригеля через 2 години від початку пожежі складе

$$M_{p,t,\tau=2} = 30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,14 \cdot 0,1 \cdot (0,704 - 0,5 \cdot 0,1) = 281,27 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

6. Для часу $\tau_4 = 3$ години за додатком 9 знаходимо товщину шару бетону, що зруйнувалась через 3 години від початку пожежі

(рис.7.16): $\delta_{x,tem} = 35$ мм, тоді ширина перерізу ригеля через дві години від початку пожежі буде дорівнюватиме: $b_{tem} = b - 2\delta_{x,tem} = 200 - 2 \cdot 35 = 130$ мм;

Згідно додатків 10,12 по координатах розташування стержнів арматури визначаємо їх температуру:

- температура стержнів першого ряду із координатами розташування $a_1 = 50$ мм, $c_1 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_1 = t_2 = 750^\circ\text{C}$;

- температура стержнів другого ряду із координатами розташування $a_2 = 120$ мм, $c_2 = 50$ мм буде дорівнювати : $t_3 = t_4 = 670^\circ\text{C}$;

Цим значенням температур відповідають коефіцієнти зниження міцності арматурної сталі (додаток 8):

$$\gamma_{s,tem1} = \gamma_{s,tem2} = 0,09$$

$$\gamma_{s,tem3} = \gamma_{s,tem4} = 0,25$$

Тоді

$$N_{s,tem} = 433.33 \cdot (628 \cdot 0.09 + 982 \cdot 0.25) \text{ Н} = 130,87 \text{ кН},$$

$$a_{tem} = \frac{433.33(628 \cdot 0.09 \cdot 50 + 982 \cdot 0.25 \cdot 120)}{130.87} = 101.5 \text{ мм},$$

$$h_{0tem} = h - a_{tem} = 800 - 101.5 = 698.5 \text{ мм}.$$

Висота стиснутої зони бетону дорівнюватиме :

$$x_{tem} = \frac{R_{su} \sum_{i=1}^n A_s \gamma_{s,tem,i}}{R_{bu} b_{tem}} = \frac{433.33 \cdot (628 \cdot 0.09 + 982 \cdot 0.25)}{130 \cdot 30.72} = 32.77 \text{ мм}.$$

Несуча здатність ригеля через 3 години від початку пожежі складатиме:

$$M_{p,t,\tau=3} = 30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,13 \cdot 0,033 \cdot (0,699 - 0,5 \cdot 0,033) = 89,33 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

7. Будуємо графік зниження несучої здатності ригеля (рис.7.17) і визначаємо його фактичну межу вогнестійкості:

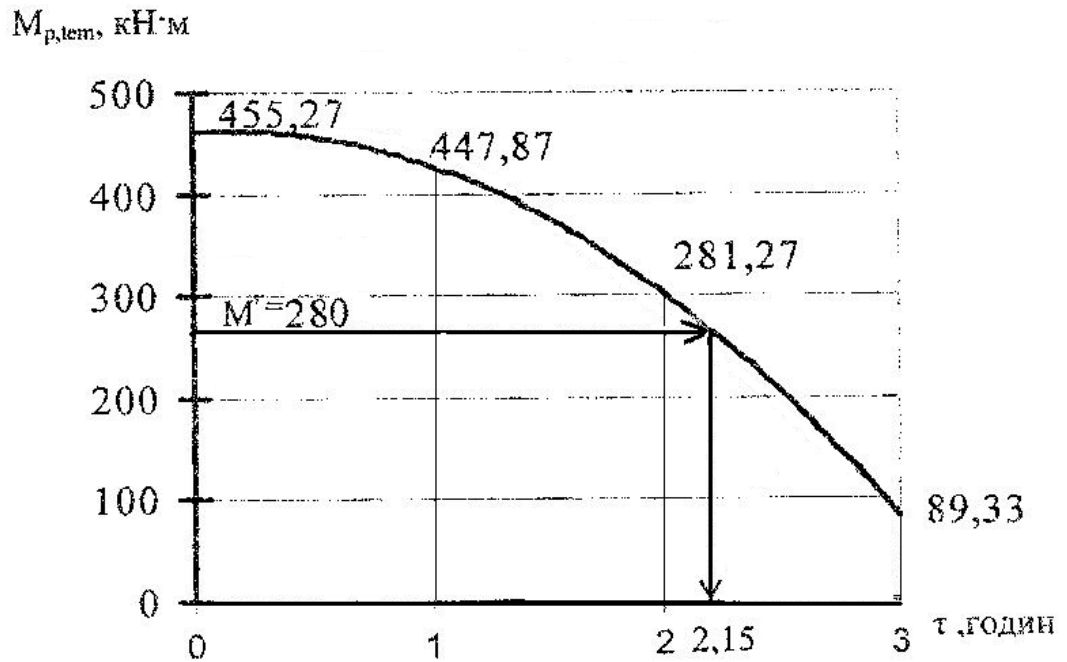


Рис. 7.17. Визначення межі вогнестійкості ригеля.

8. Згідно графіка (рис.7.17) фактична межа вогнестійкості ригеля складає

$$P_{\phi} = 2,15 \text{ год.} = 2 \text{ години } 9 \text{ хвилин.}$$

7.3.3. Розрахунок вогнестійкості колони.

Задача 3. Визначити фактичну межу вогнестійкості центрально стиснутої залізобетонної колони.

Вхідні дані.

Розміри поперечного перерізу колони $h \times b = 500 \times 500 \text{ мм}$;

Колона виготовлена із бетону класу В35 на гранітному заповнювачі, $\rho = 2300 \text{ кг/м}^3$, нормативний опір бетону на стискання $R_{b,ser} = 25,5 \text{ МПа}$;

Для армування колони викорисовували арматуру класу А-III $6\text{Ø}25$, $A_s = 2945 \text{ мм}^2$, нормативний опір арматури $R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}$;

Повне нормативне навантаження, що сприймає колона $N^n = 5500 \text{ кН}$;

Тривалодіюче нормативне навантаження $N_1 = 3740 \text{ кН}$;

Значення коефіцієнту K , залежно від густини бетону знаходимо за додатком 7: $K = 37,64c^{1/2}$, коефіцієнт $K_1 = 0,5$;

Розрахункова довжина колони $L_0 = 7,2 \text{ м}$;

Розв'язання:

Руйнування центрально стиснутої колони під час пожежі настане у той момент, коли переріз колони зменшиться до розмірів критичного і колона не зможе сприймати діючого на неї навантаження.

Для визначення межі вогнестійкості колони задаємось проміжками часу нагрівання колони від початку пожежі. Для кожного проміжку часу будемо визначати розміри ядра бетонного перерізу і несучу здатність колони. В той момент, коли несуча здатність колони зменшиться до величини діючого на неї нормативного навантаження, відбудеться руйнування колони і колона досягне межі вогнестійкості.

1. Теплофізичні характеристики бетону знаходимо за додатком 7:

$$\lambda_{\text{tem,m}} = A + Bt = 1,2 - 0,00035t_m = 1,2 - 0,00035 \cdot 450 = 1,0425 \text{ Вт/(м} \cdot \text{}^{\circ}\text{С)},$$

$$C_{\text{tem,m}} = C + Dt = 710 + 0,84t_m = 710 + 0,84 \cdot 450 = 1088,0 \text{ Дж/(кг} \cdot \text{}^{\circ}\text{С)},$$

$$a_{\text{red}} = \frac{\lambda_{\text{tem,m}}}{(C_{\text{tem,m}} + 50,4W_b)\rho_{\text{oc}}} = \frac{1,0425}{(1088,0 + 50,4 \cdot 2)2330} = 3,764 \cdot 10^{-7} \text{ м}^2/\text{с}.$$

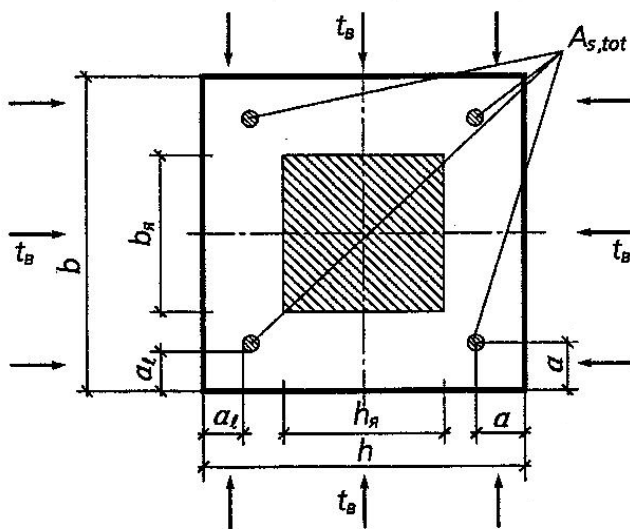


Рис.7.18. Схема для визначення вогнестійкості залізобетонної колони із випадковим ексцентриситетом.

2. *Задаємося інтервалами часу від початку пожежі: $\tau_1 = 0$ год; $\tau_2 = 1$ год; $\tau_3 = 2$ год; $\tau_4 = 3$ год;*

3. *Для часу $\tau_1 = 0$ годин, тобто, до початку пожежі несуча здатність колони дорівнює (7.69):*

$$N_{p,t,\tau=0} = \varphi_{tem}(A_y R_{bu} + R_{scu} A_{s,tot} \gamma_{s,tem}) = 0,922 \cdot (0,5 \cdot 0,5 \cdot 30,72 \cdot 10^3 + 433,33 \cdot 10^3 \cdot 2945 \cdot 10^{-6} \cdot 1,0) = 8257,58 \text{ кН}$$

де φ_{tem} – коефіцієнт повздовжнього згину, що враховує тривалість навантаження, гнучкість і характер армування колони; приймається за додатком 5 залежно від $L_0 / b_y = 7,2 / 0,5 = 14,4$; по пропорції $\varphi_{tem} = 0,922$.

4. *Визначаємо несучу здатність колони для часу $\tau_2 = 1,0$ година від початку пожежі.*

Критерій Фур'є дорівнює :

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,018$$

За (7.20) : $\xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238$

де $x = y = 0,5h - a_1 - 0,5d = 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 - 0,5 \cdot 0,025 = 0,208$ м

$a_1 = 30$ мм – захисний шар бетону;

За додатком 15 знаходимо відносну температуру обігріваної поверхні: $\theta_x = \theta_y = 0,78$.

Тоді температуру обігріваної поверхні знаходять за формулою (7.22):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,78 = 290,6 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін (7.25):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=1} = t_B - \frac{(t_B - t_{x=0,208,y=0})(t_B - t_{y=0,208,x=0})}{t_B - t_H} = 1559 - \frac{(1559 - 290,6)(1559 - 290,6)}{1559 - 20} = 513,62 \text{ } ^\circ\text{C}$$

де температура середовища :

$$t_B = 345 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 345 \lg(8 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1559 \text{ } ^\circ\text{C}$$

За додатком 8 коефіцієнт зниження міцності арматури $\gamma_{s,tem} = 0,745$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перерізу. Температура у середині перерізу колони, тобто при $x=0$ (7.23) складає:

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{ц} = 1250 - (1250 - 20) \cdot 1 = 20 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де величину відносної температури $\theta_{ц}$ знаходимо за додатком 14 при:

$$F_{ox}/4 = 0,018/4 = 0,005, \theta_{ц} = 1.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ (7.29):

$$\begin{aligned} \theta_{я,x} &= \frac{1250 - t_b}{1250 - t_H} + \frac{(t_b - t_{b,cr})(t_b - t_H)}{(t_b - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} = \\ &= \frac{1250 - 1559}{1250 - 20} + \frac{(1559 - 650)(1559 - 20)}{(1559 - 20)(1250 - 20)} = 0,488. \end{aligned}$$

За додатком 15 при $F_{ox} = 0,018$ і $\theta_{я,x} = 0,488$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,93$.

Тоді розміри ядра бетонного перерізу:

$$b_{я} = h_{я} = 2(0,5h + k\sqrt{a_{red}})(1 - \xi_{я,x}) = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,93) = 0,495 \text{ м}$$

Несуча здатність колони через одну годину від початку пожежі при $\tau_2 = 1,0$ год дорівнює (7.69):

$$N_{p,\tau=1} = 0,919 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,495 \cdot 0,495 + 433,33 \cdot 10^3 \cdot 2945 \cdot 10^{-6} \cdot 0,745) = 7791,19 \text{ кН}$$

де $L_0/b_{я} = 7.2/0.495 = 14.55$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,919$.

5. Визначаємо несучу здатність колони для часу $\tau_3 = 2,0$ години після початку пожежі.

Критерій Фур'є дорівнює:

$$F_{ox} = F_{oy} = \frac{a_{red}\tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{red}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 2 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,036.$$

$$\text{За (7.20): } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{red}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238$$

де $x = y = 0,5h - a_1 - 0,5d = 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 - 0,5 \cdot 0,025 = 0,208 \text{ м}$.

За додатком 15 знаходимо $\theta_x = \theta_y = 0,573$.

Тоді необхідну температуру знаходять за формулою (7.22):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,573 = 544,8 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін (7.25):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=2} = 1663 - \frac{(1663 - 544,8)(1663 - 544,8)}{1663 - 20} = 902 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де $t_B=345\lg(8\tau+1)+t_H=345\lg(8\cdot 2\cdot 3600+1)+20=1663\text{ }^\circ\text{C}$

За додатком 8 коефіцієнт міцності арматурних стержнів залежно від температури нагрівання $\gamma_{s,tem}=0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перерізу. Температура у середині перерізу колони, тобто при $x=0$ (7.23):

$$t_{x=0}=t_{y=0}=1250-(1250-t_H)\theta_{\text{ц}}=1250-(1250-20)0,9996=20,49\text{ }^\circ\text{C},$$

де величину $\theta_{\text{ц}}$ знаходимо за додатком 14 при:

$$F_{\text{ox}}/4=0,036/4=0,009, \theta_{\text{ц}}=0,9996.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr}=650\text{ }^\circ\text{C}$ (7.29):

$$\theta_{я,x}=\frac{1250-t_B}{1250-t_H}+\frac{(t_B-t_{b,cr})(t_B-t_H)}{(t_B-t_{y=0,\tau})(1250-t_H)}=\frac{1250-1663}{1250-20}+\frac{(1663-650)(1663-20)}{(1663-20)(1250-20)}=0,488.$$

За додатком 15 при $F_{\text{ox}}=0,036$ і $\theta_{я,x}=0,488$ знаходимо $\xi_{я,x}=0,2$.

Тоді розміри ядра бетонного перерізу:

$$b_{я}=h_{я}=2(0,5\cdot 0,5+37,64\sqrt{3,764\cdot 10^{-7}})(1-0,2)=0,437\text{ м}.$$

Несуча здатність колони при $\tau_3=2,0$ год, тобто, через 2 години після початку пожежі дорівнює (7.69):

$$N_{p,t,\tau=2}=0,88\cdot (30,72\cdot 10^3\cdot 0,437\cdot 0,437)=5162,6\text{ кН};$$

де $L_0/b_{я}=7.2/0.437=16.5$, по пропорції $\varphi_{tem}=0,88$.

6. Визначаємо несучу здатність колони для часу $\tau_4 = 3,0$ години після початку пожежі.

Критерій Фур'є дорівнює:

$$F_{\text{ox}}=F_{\text{oy}}=\frac{a_{\text{red}}\tau_2}{(0,5b+k\sqrt{a_{\text{red}}})^2}=\frac{3,764\cdot 10^{-7}\cdot 3\cdot 3600}{(0,5\cdot 0,5+37,64\sqrt{3,764\cdot 10^{-7}})^2}=0,055.$$

$$\text{За (7.20): } \xi=1-\frac{x}{0,5b+k\sqrt{a_{\text{red}}}}=1-\frac{0,208}{0,5\cdot 0,5+37,64\sqrt{3,764\cdot 10^{-7}}}=0,238.$$

де $x=y=0,5h-a_1-0,5d=0,5\cdot 0,5-0,03-0,5\cdot 0,025=0,208\text{ м}$.

За додатком 15 знаходимо $\theta_x=\theta_y=0,453$.

Тоді необхідну температуру знаходять за формулою (7.22):

$$t_{x=0,208}=t_{y=0,208}=1250-(1250-t_H)\theta_x=1250-(1250-20)\cdot 0,453=693\text{ }^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін (7.25):

$$t_{x=0,y=0,208,\tau=2} = 1724 - \frac{(1724 - 693)^2}{1724 - 20} = 1101^\circ\text{C},$$

де $t_B = 3451 \lg(8 \tau + 1) + t_H = 3451 \lg(8 \cdot 3 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1724^\circ\text{C}$

За додатком 8: $\gamma_{s,tem} = 0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перерізу колони. Температура у середині перерізу колони, тобто при $x=0$ (7.23):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\text{ц}} = 1250 - (1250 - 20) 0,9944 = 27^\circ\text{C},$$

де величину $\theta_{\text{ц}}$ знаходимо за додатком 14 при:

$$F_{\text{ox}}/4 = 0,055/4 = 0,014, \theta_{\text{ц}} = 0,9944.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650^\circ\text{C}$ (7.29):

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} =$$

$$\frac{1250 - 1724}{1250 - 20} + \frac{(1724 - 650)(1724 - 20)}{(1724 - 20)(1250 - 20)} = 0,488.$$

За додатком 15 при $F_{\text{ox}} = 0,055$ і $\theta_{я,x} = 0,49$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,253$.

Тоді розміри ядра бетонного перерізу колони:

$$b_{я} = h_{я} = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,253) = 0,408 \text{ м.}$$

Несуча здатність залізобетонної колони при $\tau_4 = 3,0$ год, тобто, через 3 години від початку пожежі дорівнює (7.69):

$$N_{p,t,\tau=3} = 0,858 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,408 \cdot 0,408) = 4387,62 \text{ кН};$$

де $L_0/b_{я} = 7.2/0.408 = 17.6$, по пропорції $\varphi_{tem} = 0,858$.

7. Визначаємо несучу здатність колони для часу $\tau_5 = 3,0$ години після початку пожежі.

Критерій Фур'є дорівнює:

$$F_{\text{ox}} = F_{\text{oy}} = \frac{a_{\text{red}} \tau_2}{(0,5b + k\sqrt{a_{\text{red}}})^2} = \frac{3,764 \cdot 10^{-7} \cdot 4 \cdot 3600}{(0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})^2} = 0,073.$$

$$\text{За (7.20): } \xi = 1 - \frac{x}{0,5b + k\sqrt{a_{\text{red}}}} = 1 - \frac{0,208}{0,5 \cdot 0,5 + 37,64\sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}}} = 0,238.$$

де $x = y = 0,5h - a_l - 0,5d = 0,5 \cdot 0,5 - 0,03 - 0,5 \cdot 0,025 = 0,208 \text{ м.}$

За додатком 15 знаходимо $\theta_x = \theta_y = 0,4$.

Необхідну температуру знаходять за формулою (7.22):

$$t_{x=0,208} = t_{y=0,208} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_x = 1250 - (1250 - 20) \cdot 0,4 = 758 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Температура арматурних стержнів при обігріві колони з чотирьох сторін (7.25):

$$t_{x=0,208,y=0,208,\tau=2} = 1767 - \frac{(1767 - 758)^2}{1767 - 20} = 1185 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де $t_B = 3451g(8\tau + 1) + t_H = 3451g(8 \cdot 4 \cdot 3600 + 1) + 20 = 1767 \text{ } ^\circ\text{C}$

За додатком 8: $\gamma_{s,tem} = 0$.

Визначаємо розміри ядра бетонного перерізу. Температура у середині об'єму колони, тобто при $x=0$ (7.23):

$$t_{x=0} = t_{y=0} = 1250 - (1250 - t_H) \theta_{\Pi} = 1250 - (1250 - 20) 0,9832 = 41 \text{ } ^\circ\text{C},$$

де величину θ_{Π} знаходимо за додатком 14 при:

$$F_{ox}/4 = 0,073/4 = 0,018, \theta_{\Pi} = 0,9832.$$

Для бетону на гранітному заповнювачі $t_{b,cr} = 650 \text{ } ^\circ\text{C}$ (7.29):

$$\theta_{я,x} = \frac{1250 - t_B}{1250 - t_H} + \frac{(t_B - t_{b,cr})(t_B - t_H)}{(t_B - t_{y=0,\tau})(1250 - t_H)} =$$

$$\frac{1250 - 1767}{1250 - 20} + \frac{(1767 - 650)(1767 - 20)}{(1767 - 20)(1250 - 20)} = 0,488$$

За додатком 15 при $F_{ox} = 0,073$ і $\theta_{я,x} = 0,496$ знаходимо $\xi_{я,x} = 0,32$.

Тоді розміри ядра бетонного перерізу колони:

$$b_{я} = h_{я} = 2(0,5 \cdot 0,5 + 37,64 \sqrt{3,764 \cdot 10^{-7}})(1 - 0,32) = 0,371 \text{ м}.$$

Несуча здатність колони при $\tau_5 = 4,0$ год, тобто, через 4 години після початку пожежі дорівнює (7.69):

$$N_{p,t,\tau=4} = 0,425 \cdot (30,72 \cdot 10^3 \cdot 0,371 \cdot 0,371) = 1797,04 \text{ кН};$$

де $L_0/b_{я} = 7,2/0,389 = 18,5$, по пропорції $\phi_{tem} = 0,425$.

8. За результатами розрахунку будемо графік зниження несучої здатності колони в умовах пожежі (рисунок 7.19) і визначаємо її фактичну межу вогнестійкості.

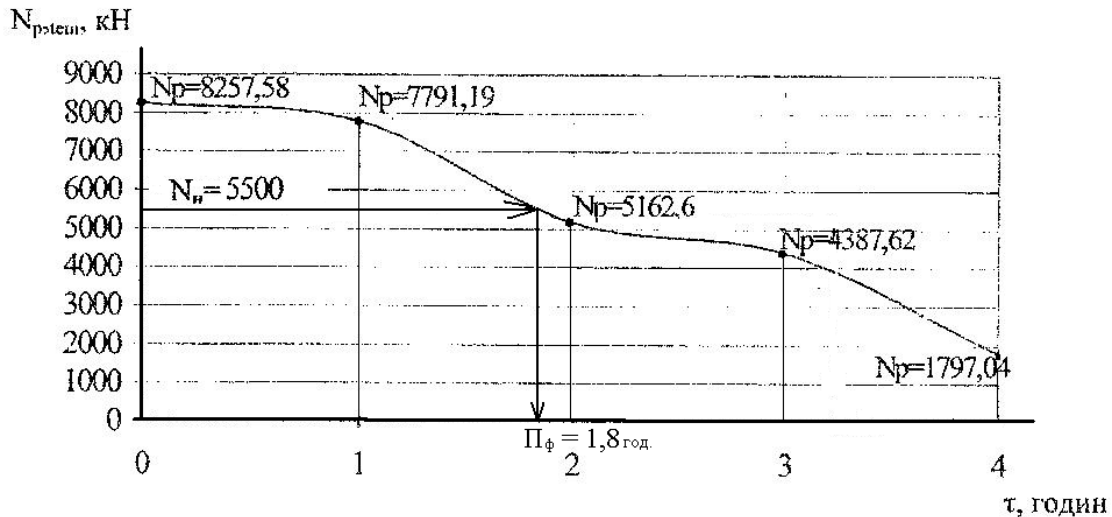


Рис. 7.19. Визначення межі вогнестійкості залізобетонної колони з випадковим ексцентриситетом.

Фактична межа вогнестійкості колони складає $P_f=1,8$ год.

Питання для самоконтролю.

1. Вхідні дані для розрахунку межі вогнестійкості плити перекриття?
2. За яким навантаженням проводять розрахунки з визначення вогнестійкості будівельних конструкцій?
3. Методика визначення еквівалентного перерізу пустотної плити перекриття?
4. Методика визначення межі вогнестійкості плити перекриття?
5. Характер руйнування ригеля під час пожежі?
6. Методика визначення вогнестійкості ригеля?
7. Як впливають на вогнестійкість ригеля діаметр і координати розташування робочих стержнів, величина захисного шару бетону, вид армування?
8. Характер руйнування колон під час пожежі (центрально- і позацентро стиснутих)?
9. Особливості армування колон (центрально і позацентрово стиснутих) і його вплив на вогнестійкість колон?
10. Побічне армування і його вплив на вогнестійкість колон?

РОЗДІЛ VIII. СПІЛЬНА РОБОТА БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ТА ЇЇ ВПЛИВ НА ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ В ЦІЛОМУ.

ТЕМА 8.1. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ ІЗ ВРАХУВАННЯМ СПІЛЬНОЇ РОБОТИ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ.

8.1.1. Актуальність досліджень вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи будівельних конструкцій.

Багато сучасних нормативних документів, ґрунтуються на тому, що вогнестійкість окремої будівельної конструкції може бути визначена без врахування взаємозв'язків з іншими конструкціями будівлі або споруди. Випробування на вогнестійкість проводять за стандартною методикою, що гарантує найменшу межу вогнестійкості залізобетонної конструкції. Ці випробування трудомісткі, багато коштують і потребують використання спеціальних установок і обладнання. Крім цього, визначення меж вогнестійкості усіх розробляємих залізобетонних конструкцій за стандартними випробуваннями, практично неможливо. Згідно аналізу випробувань на вогнестійкість, розроблені методи розрахунку меж вогнестійкості різних типів залізобетонних конструкцій, що складаються із теплотехнічного і статичного розрахунків. Межа вогнестійкості окремої конструкції, також може бути визначена приблизно, за таблицями і рекомендаціями, отриманими на основі аналізу великої кількості випробувань залізобетонних елементів за стандартною методикою.

Такий підхід пов'язаний із оцінюванням вогнестійкості будівлі в цілому і відсутністю відповідної експериментальної бази. Оцінювання вогнестійкості будівель і споруд без врахування взаємних зв'язків між будівельними конструкціями було доцільним, коли будівництво монолітних взаємопов'язаних несучих каркасів було рідкістю. Використання монолітних каркасів для сучасних багатоповерхових і висотних цивільних і промислових будівель великих розмірів вимагає розробки відповідних науково обґрунтованих методів визначення вимог щодо їх вогнестійкості.

Крім цього підлягають сумніву випробування на вогнестійкість несучих перегородок сучасних будівель, без навантаження, т.м. тільки за теплоізолюючою здатністю. Дійсно ж, в багатьох випадках, перегородки ще до початку пожежі сприймають навантаження, що утворюються в наслідок прогинів залізобетонних перекриттів. В умовах пожежі такі навантаження будуть збільшуватись, що може спричинити швидке руйнування перегородок, які згідно норм розглядаються, як перешкоди розповсюдженню полум'я.

Визначення межі вогнестійкості окремої залізобетонної конструкції характеризує її роботу під час пожежі без врахування спільної роботи із іншими конструкціями в будівлі або споруді. Спільна робота покриттів і перекриттів із стінами, статична схема будівлі, монолітність конструкції, стики і армування елементів із врахуванням закріплення на опорах, впливають на межу вогнестійкості окремо взятих конструкцій.

Дослідження вогнестійкості будівель і споруд, як єдиного цілого почалися не так давно. Ще більш складнішою являється визначення цієї задачі стосовно залізобетонного каркасу, реакції і деформації якого лежать в різних площинах і мають розглядатися в їх просторовому розподіленні.

На рис.8.1 показана принципова схема можливих деформацій (в одній проекції) взаємозв'язаних конструкцій каркасу будівлі.

Робота [20] пропонує можливе поетапне наближення до вирішення цієї задачі, базуючись на результати вогневих випробувань і практичний досвід. Результати таких досліджень показують, що вогнестійкість згинаємих конструкцій, що входять в загальну систему будівлі і жорстко закріпленні на опорах, в багатьох випадках підвищується. В той час, вогнестійкість конструкцій, що працюють на стиск, навпаки, зменшується. Але, випадки великих пожеж останніх років показують, що великі видовження конструкцій перекриттів, що виникають у великих секціях будівлі, можуть привести до раптового руйнування несучих колон, а це, в свою чергу, спричиняє руйнування секції в цілому.

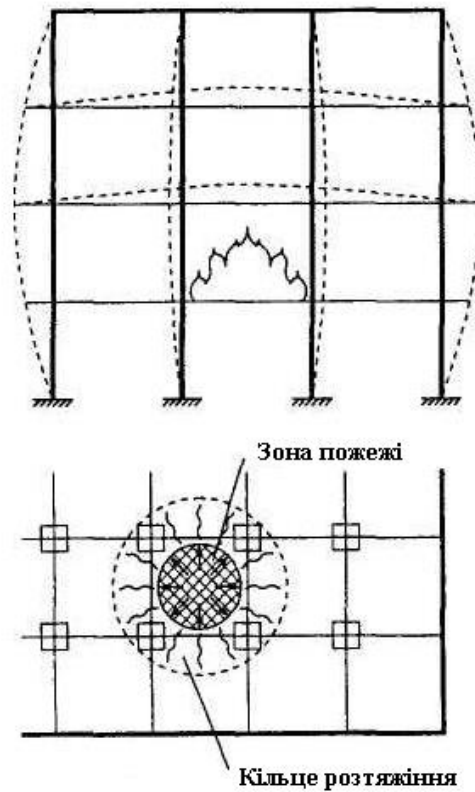


Рис.8.1. Принципова схема деформацій конструкцій каркасу багатоповерхової будівлі в умовах пожежі.

Підтвердженням вищезазначеному слугує приклад пожежі в головному корпусі заводу пластмас [20].

Приміщення складу розміром в плані 120х54м розташовані у вісях Н-С і 25-45 головного корпусу. Відсіки складу відокремлені від суміжних приміщень протипожежними стінами по вісі Н і по вісях 25,35,45 (рис.8.2).

Головний корпус заводу являє собою безфонарну будівлю із збірного залізобетону (рис.8.3).

Відсік складу, де відбулась пожежа, розташований у вісях Н-С і вісях 25-35. Розмір в плані 60х54м.

Зони інтенсивності вогневого впливу знизу конструкцій покриття показані на рис.8.4.:

- I – зона горіння сировини – температура 1200-2000⁰С, час: 4-6 годин;
- II – зона високої інтенсивності вогневого впливу – температура 1000-1200⁰С, час: 2,5-3,5 години;
- III – зона середньої інтенсивності – температура 800-1000⁰С, час: 1,5-2 години;

IV – зона слабкої інтенсивності – температура 600-800 °С, час: 1,5-2 години.

Фактичні межі вогнестійкості основних несучих конструкцій складали 3 години. Вплив лінійних температурних деформацій і прогинів елементів мали суттєвий вплив на спільну роботу конструкцій, що пов'язані між собою. Через руйнування двох несучих колон основного каркасу (П-33 і Р-41), зруйнувались елементи покриття складу готової сировини заводу пластмас.

Таблиця 8.1. Порівнювальні дані по руйнуванню конструкцій.

Залізобетонні елементи основного каркасу	Загальна кількість конструкцій	Зруйнувалось при пожежі	
		штук	%
Двох консольні колони К-1, К-2	28	2	7,2
Підстропильні балки ББС-5П	15	4	26,6
Стропильні балки БПС-18-3	30	16	53,5
Крупно панельні плити покриття ПНС і ПКЖ (1,5х6м)	360	290	80,8

При цьому виникає ще одна проблема – проблема евакуації для висотних житлових і громадських будівель. Неможливо використовувати припущення про руйнування окремих несучих конструкцій по закінченню їх межі вогнестійкості. Для висотних будівель недопустимо руйнування всієї будівлі в цілому. Це означає, що при найбільш несприятливому пожежному навантаженні будь якого поверху, вогнестійкість несучих конструкцій будівлі має бути настільки високою, щоб повністю виключалась можливість катастрофи. При цьому слід враховувати взаємний вплив горизонтальних і вертикальних конструкцій. Таким чином, межі вогнестійкості будівельних конструкцій будівель і споруд можуть суттєво відрізнятись при їх спільній роботі від меж вогнестійкості, що отримані при лабораторних випробуваннях на вогнестійкість [19].

Результати обстежень пошкоджених при пожежі конструкцій будівель показують, що спільна робота конструкцій може, як позитивно, так і негативно впливати на вогнестійкість будівель в цілому.

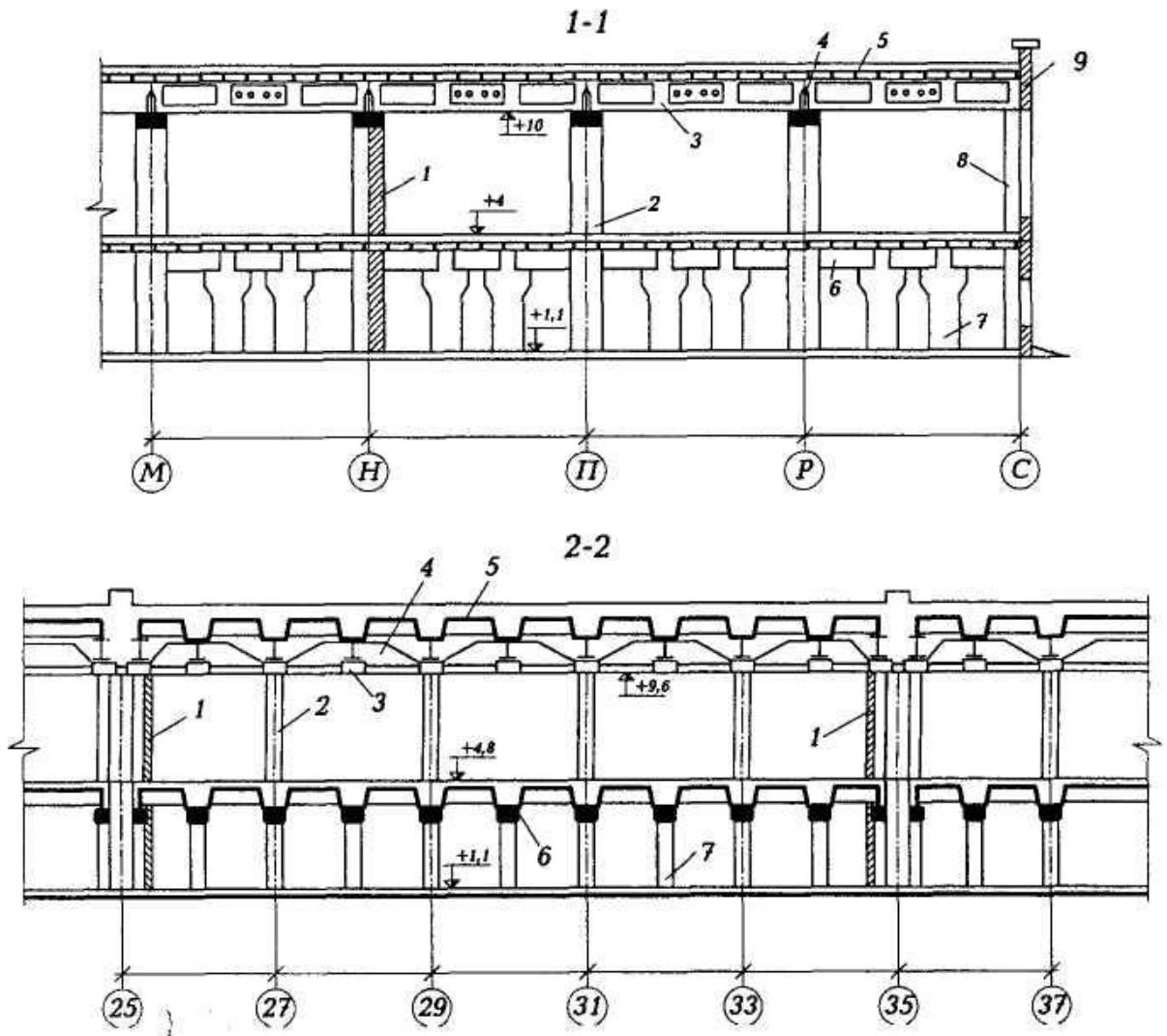


Рис.8.2. Головний корпус заводу пластмас (план на видм.+4,8м):
 1- колони К-1 двохконсольні крайні з/б (крок 6м); 2 - колони К-2 середні з/б (крок 12м) несучого каркасу; 3 - склад готової продукції; 4 - стійки циклонів металеві; 5 - шахтні підйомники; 6 - металева сітчаста перегородка; 7 - склад сировини; 8 - протипожежна стіна; 9 - цех з виробництва пресованих литих виробів; Т.ш.- температурний шов.

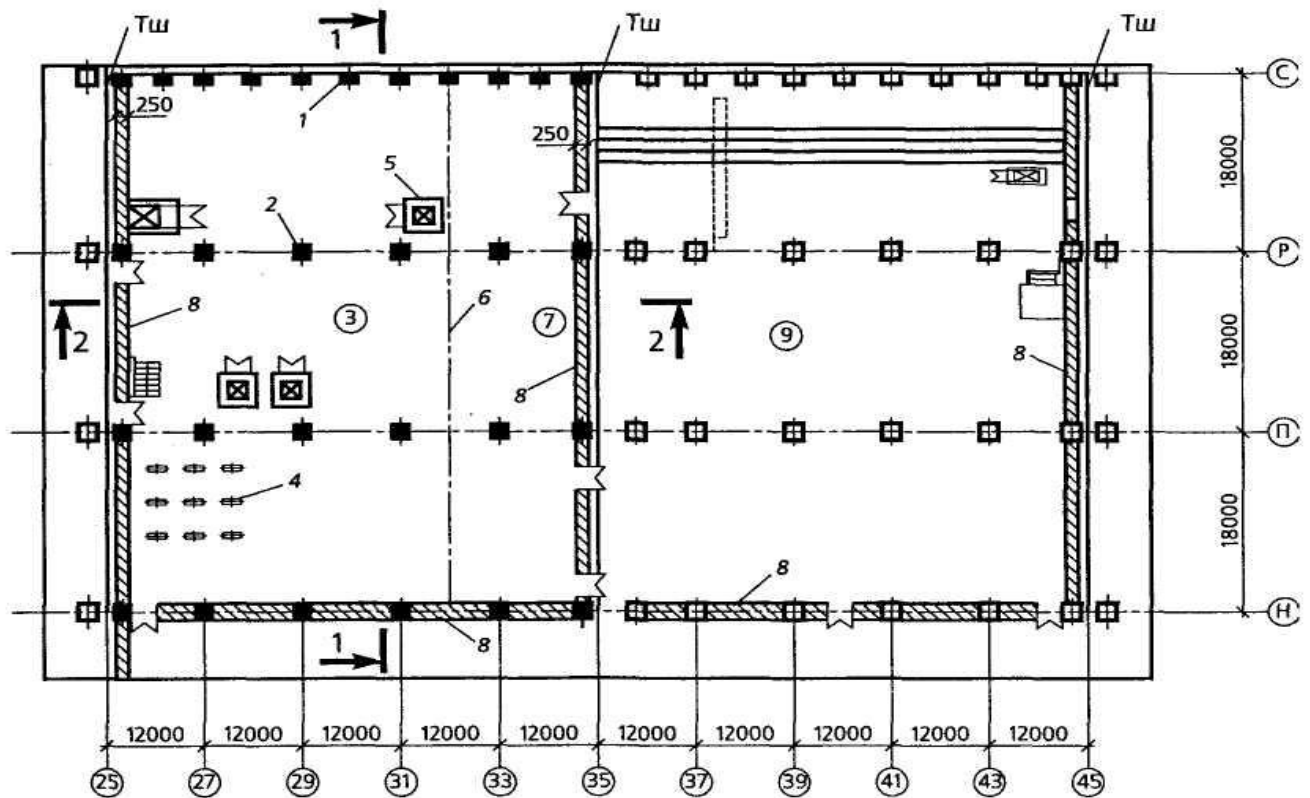


Рис.8.3. Фрагмент головного корпусу заводу пластмас. Розріз 1-1 (у вісях М-С) і 2-2 (ряди 25-37):

1 - протипожежні стіни із силікатної цегли; 2 - колони середні типу К-2 двохконсольні з/б несучі; 3 - стропильні балки типу БПС-18; 4 - підстропильні з/б балки типу ББС-5П-2; 5 - плити перекриття типу ПНС і ЛКЖ; 6 - ригелі-етажерки; 7 - колони першого поверху (крок 6м); 8 - колони крайні К-1 (крок 6м); 9 - навісні керамзитобетонні панелі.

8.1.2. Випробування на вогнестійкість натурних фрагментів будівель

Неможливість оцінювання вогнестійкості будівель і споруд в цілому, і конструкцій великих розмірів в лабораторних умовах, а також необхідність перевірки роботи будівель і споруд в поєднанні із іншими елементами, спричинили проведення вогневих випробувань натурних фрагментів будівель.

Метою цих випробувань являється визначення загальної стійкості будівлі під час пожежі і після неї, а також визначення залишкової несучої здатності після пожежі.

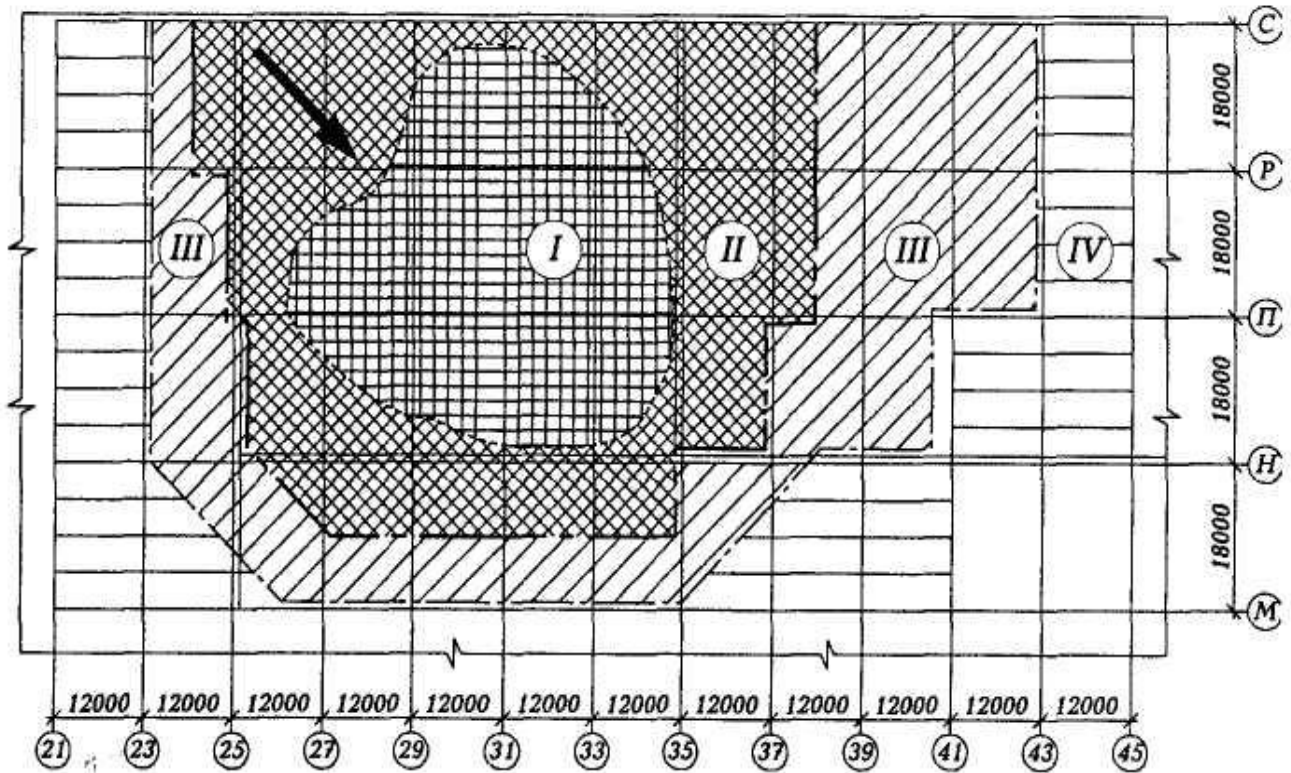


Рис. 8.4. Розташування зон інтенсивності вогневого впливу при пожежі на складі сировини і готової продукції головного корпусу заводу пластмас:

I - зона горіння сировини і готових виробів із пластмаси; II, III, IV - зони високої, середньої і слабкої інтенсивності вогневого впливу, відповідно (стрілкою позначений напрямок вітру).

При проведенні досліджень забезпечувалась максимальна натужність випробувань. В якості випробувального зразка використовували двохповерховий фрагмент будівлі, що вміщує в собі 4 приміщення, а також сходову клітку для забезпечення просторової жорсткості фрагменту. Під час дослідження будинків, виконаних із об'ємних елементів, використовували фрагменти менших розмірів (рис.8.5.).

Конструкції фрагментів завантажувались статичним навантаженням: міжповерхові перекриття – рівномірно-розподіленим навантаженням, інтенсивністю 1,5кПа; несучі стіни – із врахуванням ваги відсутніх верхніх поверхів.

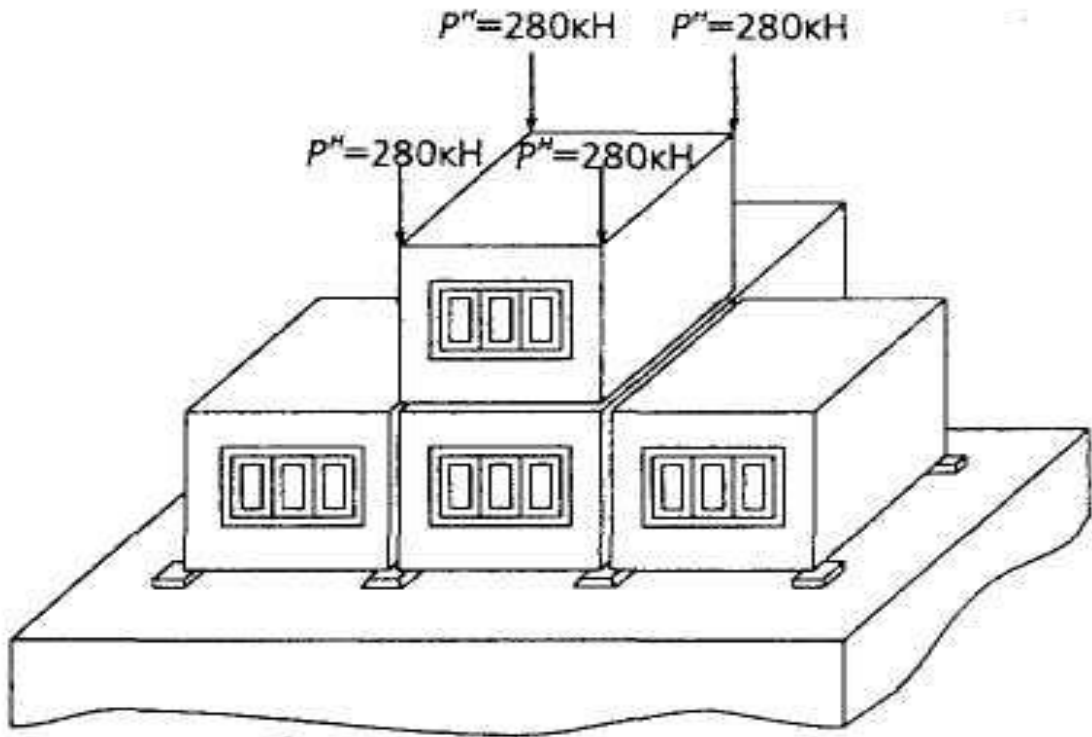


Рис. 8.5. Фрагмент будівлі серії 30ПБ-9-108 із об'ємних елементів.

В приміщенні квартир фрагментів розташовували меблі, папір, тканини, деревину. Загалом, пожежне навантаження складало 50 кг/м^2 . Пожежа відбувалась в одному із середніх приміщень першого поверху. Щоб виключити початкову стадію пожежі, частину випробувань проводили при відкритих вікнах.

Під час випробувань за станом зразка спостерігали візуально, а також проводили кіно- і фото знімання, вимірювали температуру в приміщеннях і по товщині елементів. По закінченню випробування, визначали залишкову несучу здатність всього фрагменту будівлі, або окремих конструктивних елементів.

Результати натурних випробувань фрагментів будівель наведені у таблиці 8.2.

Таблиця 8.2. Дослідні пожежі натурних фрагментів будівель.

№ п/п	Тип будівлі	Конструктив на схема будівлі	Характер руйнування	
			Елементів конструкцій	Фрагменту дома
1.	Серії П-32 із вібропрокатних панелей, 5 поверх.	Із поперечними несучими стінами	місцеві	відсутні
2.	Серії К-7-2-4 із касетних панелей, 5 поверхів.	Із балками-стінками	місцеві	загальні
3.	Серії Е-1-58 (Е-32-60) із касетних і ребристих панелей, 5 пов.	Із повздовжніми несучими стінами	місцеві	місцеві
4.	Із монолітних керамзитобетонних об'ємних елементів, 5 пов.	Із поперечними несучими стінами	відсутні	відсутні
5.	Серії 1-ОПБ-5-60 із монолітних бетонних блок-коробок, 5 пов.	Із монолітних об'ємних блоків	місцеві	місцеві
6.	Із монолітних керамзито-бетонних блок-кімнат, 5 пов.	Із монолітних об'ємних блоків типу ковпак	місцеві і загальні	загальні
7.	Серії БК-3 із монолітних залізобетонних блоків-кімнат, 5 пов.	Із монолітних об'ємних блоків типу ковпак	місцеві	відсутні
8.	Серії 30ПБ-108 із	Із монолітних		

	монолітних аглопористобетонних блоків, 9 поверх.	об'ємних блоків типу ковпак	місцеві	відсутні
--	--	-----------------------------------	---------	----------

Аналізуючи дані, приведені у табл.8.2., можна зробити висновок, що пожежне навантаження 50кг/м^2 , що відповідає сучасній квартирі, під час пожежі на стадіях розвинутої пожежі і затухання, може спричиняти місцеві, а іноді і загальні руйнування будівлі. Місцеві руйнування у багатьох випадках спричинялись підвищеною вологістю бетону. Втрата загальної стійкості будівлі відбувалась внаслідок втрати несучої здатності внутрішніх стін, а також руйнування зовнішніх стін і перекриттів, що являли собою горизонтальні зв'язки.

На вогнестійкість несучих стін впливали: їх товщина, склад і вологість бетону, величина навантаження, ступінь збереження горизонтальних зв'язків. Охолодження водою розжарених залізобетонних тонкостінних панелей їх руйнування не спричиняло.

Проведення досліджень дало можливість виявити недостатню вогнестійкі конструктивні схеми будівель і розробити практичні рекомендації щодо покращення проектних рішень. Крім цього, виявлена позитивна особливість крупно панельних будівель – загальна підвищена міцність і стійкість, завдяки просторової роботи крупно розмірних елементів, що зв'язані у загальну систему .

Властивості цієї системи – загальний опір впливам місцевих перевантажень і деформацій. Наприклад, крупнопанельні дома не руйнувались не зважаючи на, іноді, значні порушення правил монтажу. Не спричиняли руйнування будівлі також, руйнування вибухом побутового газу панелей перекриття і стін в межах однієї квартири. Причина такої особливості будівель полягає у великій міцності вузлових і стикових з'єднань і перерозподілу зусиль від експлуатаційного навантаження на сусідні непошкоджені елементи. Як підтвердили вогневі випробування натурних фрагментів будівель, несучи крупнопанельні елементи руйнуються в прольоті, а не по вузлових і стикових з'єднаннях.

Дані вогневих випробувань фрагментів будівель із об'ємних блоків.

Було проведено вогневі випробування (3) на фрагментах будівель із об'ємних блоків.

Залізобетонні блок-кімнати типу ковпак мали 4 стінки, товщиною 4см і плиту стелі 3см. Вертикальні і горизонтальні кути посилені вугами 8х8см.

Конструкція блок-кімнати розроблена для поярусного спірання у чотирьох кутах, плита стелі розрахована на зосереджене навантаження 2000Н.

Фрагмент будівлі при першому і третьому випробуваннях складався із 5 об'ємних блоків: 4 блоки склали перший поверх і один блок – другий поверх (рис.8.5).

Фрагмент будівлі при другому випробуванні складався із 7 блоків: 4 блоки склали перший поверх і 3 блоки – другий.

Вимірювання температури в об'ємах блоків проводилось хромель-алюмелевими термопарами, спай котрих розташовувались на відстані 0,5м від стелі.

Температуру робочої арматури верхніх вертикальних кутових каркасів вимірювали хромель-алюмелевими термопарами, що прикріплені попарно до 3 стержнів на відстані 1,35м від підлоги.

Вимірювання температури на поверхні стін суміжних кімнат 1-го поверху і на поверхні перекриттів зі сторони другого поверху проводилось хромель-копелевими термопарами, що розташовані в трьох точках по діагоналі поверхні.

Під час випробувань вимірювались наступні деформації:

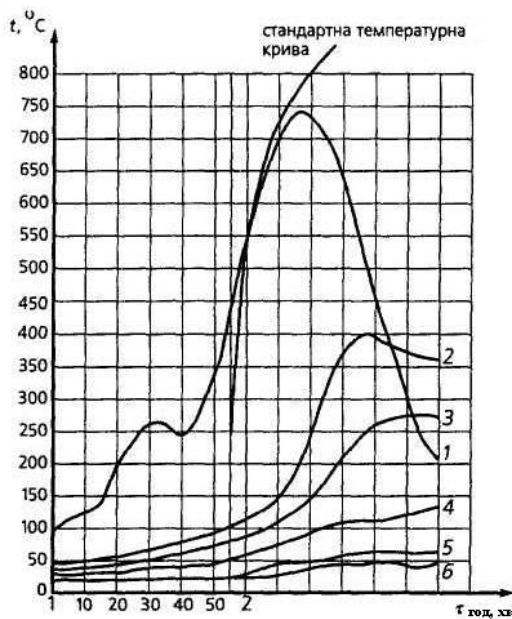
- прогин посередині плити стелі;
- горизонтальні деформації середин повздовжніх стінок поза їх площиною в трьох точках по висоті;
- вертикальні деформації зовнішніх кутів об'ємного елемента;
- прогин посередини панелі підлоги у блоці другого поверху.

Для розглядання поведінки конструктивних елементів об'ємного блоку при охолодженні під час пожежі. При другому випробуванні за умов максимального прогрівання конструкції була

подана вода із автоцистерни по рукавній лінії довжиною 40м при напорі на насосі 3,5 атм. Подача води відбувалась впродовж 3 хвилин.

Під час проведення досліджень спостерігали серію хлопків із відколюванням бетону і утворенням наскрізних отворів. Площа отворів у межах від 0,5-0,6м² до 4м². Але це не спричинило втрату несучої здатності блоків. Характер зміни температур і деформацій наведені на рис.8.6-8.9.

Рис. 8.6. Характер зміни температурного режиму при першому дослідженні:



дослідженні:

- 1 – в об’ємі блока;
- 2,3,4 – на стержнях;
- 5 – на перекритті 2-го поверху;
- 6 – на стіні суміжного блоку.

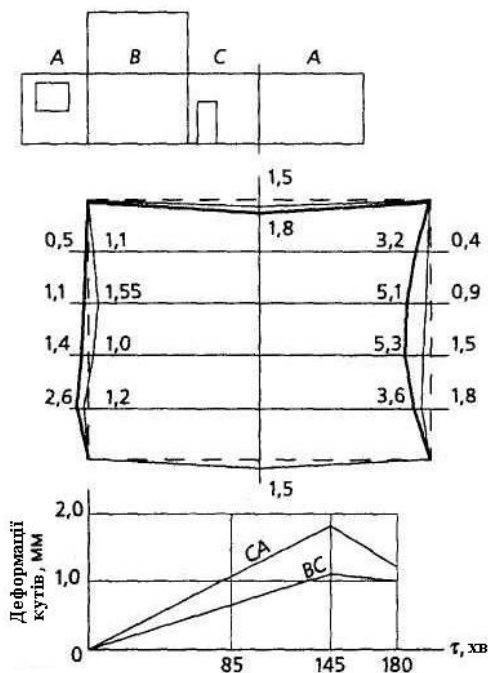


Рис.8.7. Деформації блок-кімнати при першому дослідженні:

- - проектний контур;
- - до випробування;
- - після випробування.

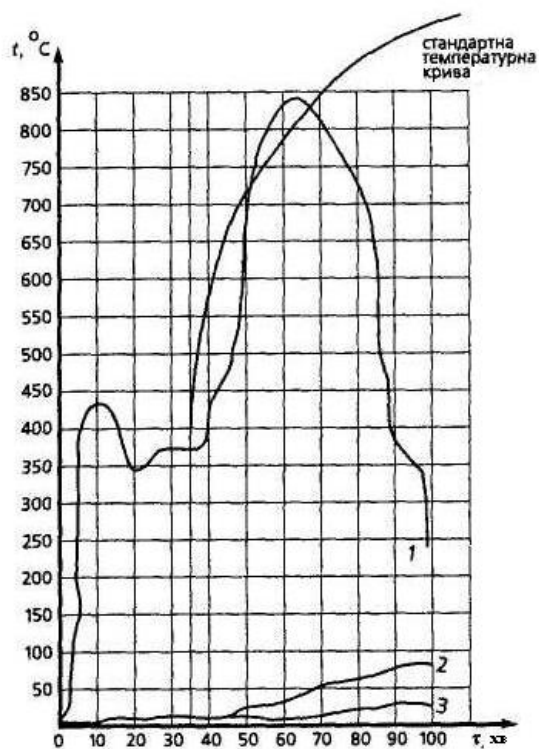


Рис. 8.8. Графік зміни температур при другому випробуванні.

- 1 – в об'ємі блок – кімнати;
- 2 – на перекритті другого поверху;
- 3 – на стіні суміжної кімнати.

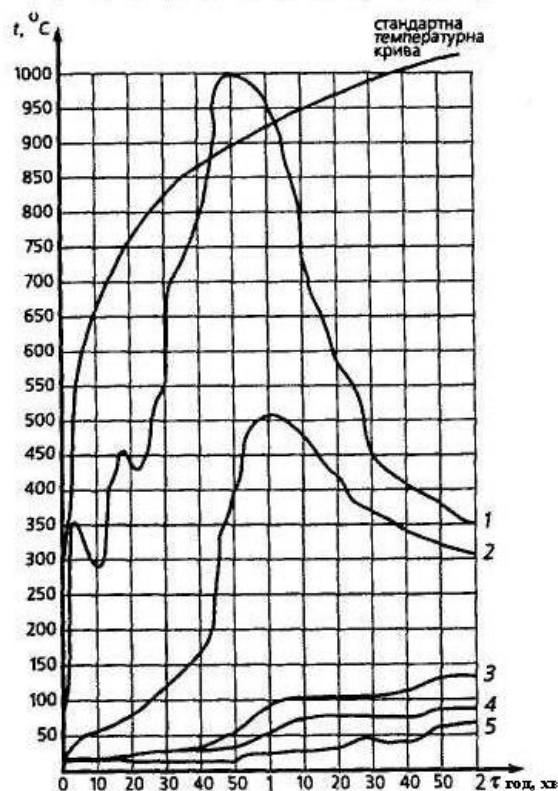


Рис.8.9. Характер зміни температур при третьому випробуванні.

- 1 – в об'ємі блоку;
- 2,3 – на арматурі;
- 4 – на перекритті другого поверху;
- 5 – на стіні суміжного блоку.

Після охолодження на протязі декількох діб під навантаженням, об'ємні блоки розвантажувались, а потім перевіряли їх залишкову несучу здатність. Для цього за допомогою гідравлічного пресу навантаження збільшували до руйнування блоків. Характерною ознакою руйнування блоків було утворення похилої тріщини біля

опори. Подібним чином відбувалось руйнування об'ємних блоків при їх статичних випробуваннях. В результаті проведених досліджень встановлено, що залишкова несуча здатність блок-кімнат після пожежі перевищує розрахункову у 1,5-2 рази, а огорожуючі конструкції мають деякі пошкодження, що суттєво не впливають на роботу блок-кімнат; деформації ненесучих конструкцій значні; фрагменти будівель під час пожежі і після неї стійкості не втратили.

Суттєвою перевагою цих досліджень являється їх натурність і можливість перевірки збереженості конструкцій під час і після пожежі. Але ці дослідження мають ряд недоліків:

- складність спостереження за станом будівлі;
- конструкції не завжди досягають граничного стану;
- складність встановлення дійсної причини руйнування конструкцій, внаслідок багатьох факторів, що діють на конструкцію;
- складність вимірювання деформацій і температур;
- відсутність повторюваності досліджень і тому, ускладнення при виявленні закономірностей у зміні стану конструкцій.

Крім вищезазначеного, потрібно вказати, що організація подібних досліджень дуже складна і багато коштує.

Головний недолік цих досліджень полягає у тому, що в результаті їх проведення, не визначаються межі вогнестійкості основних конструктивних елементів будівлі, і тому, неможливо визначити фактичну ступінь вогнестійкості будівлі.

Розглянемо ще один приклад спільної роботи конструкцій в умовах пожежі. Під час дослідних пожеж у 4-х поверховому житловому будинку було встановлено, що усі монолітні залізобетонні перекриття, що спирались на цегляні стіни, мали межу вогнестійкості більшу, ніж встановлену за стандартними випробуваннями.

Межа вогнестійкості плит підвищувалась за рахунок конструктивного поперечного армування плит, що сприймало частину навантаження. Плити, що були розраховані за балочною схемою, під час пожежі починали працювати, як плити, що спираються по контуру тому, що вони мали спирання по 3-х або 4-х

сторонах. Крім того, в плитах з'явилися повздовжні стискаючі зусилля від температурних деформацій. Защемлення в цегляних стінах утворювали негативні моменти на опорах.

Для порівняння дослідних даних із результатами стандартних випробувань на вогнестійкість були випробувані дві нерозрізні плити завтовшки 15см із прольотами $l_1=5,32\text{м}$ і $l_2=4,45\text{м}$ (рис.8.10,а). За розмірами, плити відповідали плитам випробувального будинку. Одна плита була армована відповідно до статичного розрахунку. Вимоги вогнестійкості не враховувались.

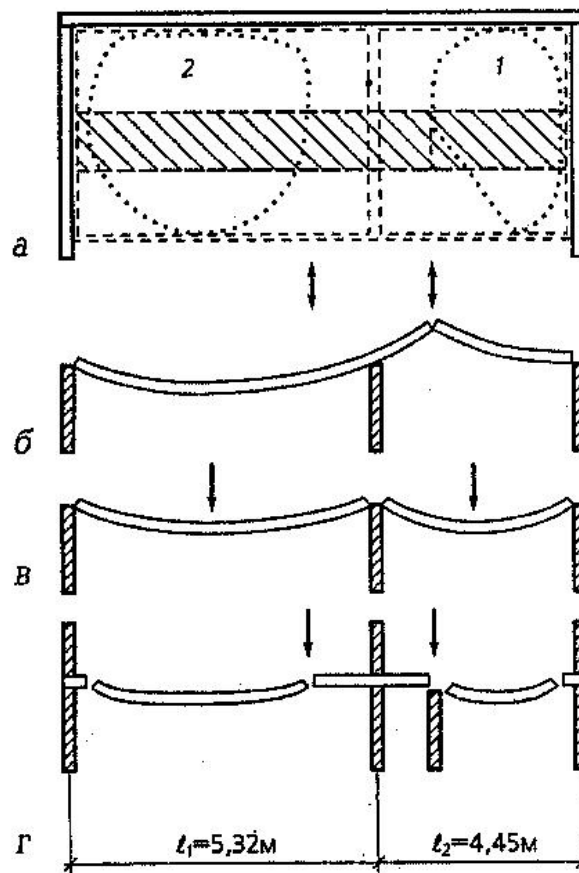


Рис.8.10. Руйнування двохпрольотних плит перекриття після одностороннього вогневого впливу знизу: а – в існуючій будівлі (.....) і при стандартних випробуваннях на вогнестійкість із утворенням тріщини (-----); б – біля обриву арматури біля середньої опори; в – на опорі; г – понад несучою перегородкою.

Друга плита була армована так, як і перша, але були враховані вимоги до вогнестійкості для нерозрізних залізобетонних конструкцій. Для середньої опори арматура підбиралась із

врахуванням сумарного моменту від навантаження і температури, і розподілялась згідно епюрі сумарних моментів.

Плити, що були випробувані при нормальних температурах і на вогнестійкість, працювали, як балочна система в одному напрямку.

У першій плити (без врахування вимог вогнестійкості), на 8-й хвилині вогневого впливу, в прольоті l_2 (більш короткому), біля середньої опори, в місці обриву верхньої арматури, що сприймала негативний момент, утворилась широка тріщина (рис.8.10,б), яка перетворила двохпрольотну нерозрізну балку у дві статично визначені балки. Плита мала межу вогнестійкості 54 хвилини, при моменті на опорі 26кНм і прогин 250мм.

Під час випробування другої плити, на 20 хвилині від початку нагрівання, на середній опорі з'явилась тріщина завтовшки 1мм. Верхня арматура на опорі, при цьому, обірвалась. Двох прольотна статично невизначена балка перетворилась на дві статично визначені. Межа вогнестійкості плити становила 90 хвилин при моменті на опорі 39 кНм і прогині 200мм (рис.8.10,в.).

Під час експериментальної пожежі в будівлі (рис.8.10,г) в прольоті l_2 була утворена не несуча стіна завтовшки у $\frac{1}{2}$ цеглини, що сприймала частину навантаження від плити під час пожежі. При наявності не несучої перегородки, межа вогнестійкості плити складала 120 хвилин, момент на опорі – 37 кНм, прогин – 125мм.

Експериментальні пожежі в будівлі показали, що:

- на роботу залізобетонних плит в будівлі впливають защемлення на опорах в несучих стінах і ненесучі цегляні перегородки під плитами перекриття, що частково сприймають навантаження від плит, зменшуючи, тим самим, прогин, але за умовою, що ненесуча стіна нагрівається з однієї сторони і перешкоджає розповсюдженню вогню у сусідні приміщення;

- у нерозрізних плитах тріщини з'явилися на верхній поверхні плит там, де обірвалась верхня арматура, що розташована над опорами; тріщини являлись шарнірами і перетворювали статично невизначені плити у статично визначені, але з прольотами, меншими,

за прийняті у статичній схемі розрахунку; верхня арматура на опорах переміщує місця утворення тріщин з опор на кінець обриву арматури;

- ненесучі перегородки можуть підвищити межу вогнестійкості плит лише в тому випадку, коли вони замикають об'єм того приміщення, де виникла пожежа, і прогріваються лише з однієї сторони; навантаження, що сприймає перегородка, залежить від її жорсткості і деформативності

8.1.3. Основні напрямки оцінювання вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи конструкцій.

Вивчення проблеми оцінювання вогнестійкості будівель із врахуванням спільної роботи будівельних конструкцій, почалось ще у 50-х роках. Починаючи з того часу, було проведено ряд випробувань із обмеженням температурних деформацій згинаємих елементів, що моделюють умови спільної роботи конструкцій при пожежі.

Спочатку були випробувані залізобетонні балки перерізом 180x360 і 220x240, довжиною 6м.. При цьому використовували два види пружного закріплення на опорах – із защемленням і распором. Балки були армовані у припущенні пружної стадії роботи, коли під дією рівномірно розподіленого навантаження моменти на опорах перевищували прольотні моменти у 2 рази.

В подальшому було проведено ряд досліджень із балочними плитами, прольотом 2,74м, шириною 1м, що випробовувались при 2-х схемах спирання: із пружним заделуванням (распор + защемлення), і з пружним защемленням.

Перший тип спирання відповідає реальним умовам роботи балочних плит у монолітному ребристому перекритті. Другий тип спирання має дуже важливе теоретичне значення: він дозволяє визначити теоретичні величини максимальних зусиль, що виникають в елементі під час пожежі.

Вперше дослідження показали вплив обмеження граничних температурних деформацій на межу вогнестійкості конструкцій, виявили схему руйнування елементів при нагріванні, визначили

величину температурних зусиль (распор) і коло параметрів, що впливають на межу вогнестійкості [29].

Великий вплив на наслідки пожеж будівель мають: планування приміщень, наявність і розташування протипожежних стін, розподілення пожежного навантаження при вогневому впливі, що дуже часто локально обмежено. Внаслідок цього, конструктивні елементи, що піддаються вогневому впливу, оточені більш холодними несучими конструкціями. В результаті взаємодії нагрітих елементів і холодних частин конструкцій в останніх виникають зусилля распору. Підчас пожежі таке защемлення має позитивний вплив на конструкції, що працюють в умовах згину (балки, плити,...). Це відбувається внаслідок зменшення прольотних моментів за рахунок наложення моментів на опорах. Але, це відбувається не завжди, тому що іноді спостерігається відшаровування бетону і з'явлення горизонтальних тріщин. Спільна робота покриттів і перекриттів із стінами, статична схема будівлі, монолітність конструкцій, стики і армування елементів із врахуванням заделування на опорах [30] дуже впливають на вогнестійкість будівель в цілому.

Отримані експериментальні дані щодо спільної роботи конструкцій дозволяють зробити наступні висновки:

1. Моделювання спільної роботи несучих будівельних конструкцій в умовах пожежі принципово можливе в лабораторних умовах за наявністю обладнання, що дозволяє:

- обмежити температурні деформації елементів;
- вимірювати виникаючі зусилля від обмеження цих деформацій;
- обмежувати і вимірювати кути обертання опорних частин елементів.

2. Обмеження температурних деформацій елементів, що виникають при їх спільній роботі, може сприяти:

- збільшенню або зменшенню межі вогнестійкості стикаємих елементів і конструктивних систем;
- зміні схеми роботи і схеми руйнування в умовах пожежі, при цьому позитивний вплив обмеження деформацій (защемлення)

на вогнестійкість згинаємих елементів досягається в тому випадку, коли, завдяки защемленню виникає напруження, протилежне за напрямком напруженню від згину.

3. Аналіз робіт вітчизняних і іноземних авторів показує, що до теперішнього часу не існує надійних методів розрахунку, придатних для оцінювання вогнестійкості будівель і споруд із врахуванням спільної роботи конструкцій підчас пожежі.

Вивчення проблеми спільної роботи конструкцій будівель в умовах пожежі проводиться на протязі багатьох років. До теперішнього часу накопичений багатий досвід експериментального вивчення даної проблеми завдяки моделюванню спільної роботи будівельних конструкцій підчас пожежі в лабораторних умовах. Проведено ряд досліджень на натурних фрагментах будівель, що надали дуже цінну наукову інформацію. Разом із цим ці дослідження підтвердили необхідність подальшого вивчення даної проблеми, оскільки багато важливих питань (особливо аналітичного оцінювання вогнестійкості будівель), ще не вирішено.

Подальше вивчення цієї проблеми доцільно проводити за наступними напрямками:

- 1) експериментальне моделювання умов спільної роботи конструкцій будівлі при пожежі;
- 2) подальший розвиток аналітичного методу розрахунку температурних зусиль і деформацій в умовах спільної роботи конструкцій будівель при пожежі;
- 3) вивчення впливу високої температури на пружно-пластичні властивості бетону, щоб отримати дані для аналітичного оцінювання вогнестійкості конструктивних систем, із врахуванням спільної роботи елементів будівель при пожежі;
- 4) розробка науково обгрунтованого методу оцінювання вогнестійкості будівель і споруд в цілому під впливом реальної пожежі;
- 5) експериментальна перевірка методу на натурних фрагментах будівель і впровадження отриманих даних у практику і нормативні документи.

Питання для самоконтролю.

1. Актуальність вивчення спільної роботи конструкцій?
2. Вплив спільної роботи конструкцій на вогнестійкість будівлі в цілому?
3. Як може змінюватись статична схема роботи балок під час пожежі?
4. Що впливає на поведінку плит під час пожежі?
5. Як впливає на вогнестійкість конструкцій обмеження їх температурних деформацій під час пожежі?
6. Як впливають температурні деформації на статичну схему роботи конструкцій під час пожежі?
7. У чому полягає складність вивчення спільної роботи конструкцій та її впливу на вогнестійкість будівлі в цілому?

ТЕМА.8.2. ОСОБЛИВОСТІ ПОВЕДІНКИ РАМНИХ КОНСТРУКЦІЙ В УМОВАХ ПОЖЕЖІ.

8.2.1. Монолітні рамні конструкції.

В наш час дуже актуальним стало будівництво багатоповерхових будівель із монолітного залізобетону. В монолітних багатоповерхових будівлях рамної конструкції, балки, плити перекриття і колони, мають більшу вогнестійкість, ніж у збірному залізобетоні. Але ж, у випадку локальної пожежі в одному приміщенні, взаємодія окремих елементів рами сприяє з'явленню додаткових зусиль в інших прольотах рами, які не підлягають вогневому впливу. Розглянемо цей випадок на прикладі експериментального випробування трьох прольотної чотирьохповерхової рамної конструкції (рис.8.11).

Ригелі рами мають переріз 30x40см, колони 30x30 см і 30x45 см. Плити завтовшки 16 см. Всі конструкції: плити, ригелі, колони, монолітно поєднані між собою. Пожежа відбувалась на 3-му поверсі в середньому прольоті рами.

Під час експерименту було встановлено, що в колоні і ригелі, при збільшені температури протягом 45 хвилин, моменти M_1 і M_2 зростали, а потім стали зменшуватись, але ж були більшими за початкові, до пожежі.

У ригелі крайнього прольоту на 4-му поверсі момент M_4 біля середньої опори збільшився у 2,5 рази, а момент біля крайньої опори M_3 змінив свій знак і збільшився у 2,5 рази.

У крайній колоні 3-го поверху біля опори, момент M_5 збільшився у 2 рази, а в середній колоні 1-го поверху біля опори, момент M_6 зменшився.

На підставі цього дослідження робимо висновок, що пожежа, навіть, в одному приміщенні монолітної рамної конструкції, впливає на перерозподіл зусиль в усій рамній монолітній конструкції.

Звичайно, площа пожежі обмежена за розміром. Нагріта площа плити перекриття обмежена менш нагрітими зонами плити біля опор. На нагрітій знизу ділянці всередині плити, виникають стискаючі напруження, які, в свою чергу, розвантажують нижню розтягнуту арматуру, що сприяє збільшенню критичної температури арматури.

При пожежі на 3-му поверсі рамної конструкції, колони, що знаходяться по вісях 1 і 4, будуть нагріватись менше, ніж колони по вісях 2 і 3. У цих колонах вільному температурному розширенню будуть перешкоджати сусідні і вище розташовані колони, тому в них будуть виникати додаткові стискаючі зусилля. Але ж, оскільки вони нагріті більше за інші колони, в них буде спостерігатись найбільше зниження міцності бетону і арматури від впливу температури. В той же час, при нагріванні, будуть розвиватись швидко зростаючі деформації повзучості бетону і арматури і, зусилля, таким чином, релаксуються.

Якщо колони нагріваються по різному, то у плитах і ригелях з'являються додаткові прогини і виникають додаткові моменти, що можуть спричинити руйнування плит, ригелів і колон. Додаткові зусилля сприяють зміщенню кута каркасу рами внаслідок температурного розширення ригеля і плити (Рис.8.11.б). При цьому, вісь колони зміщується і збільшується ексцентриситет прикладання стискаючого зусилля.

Якщо під впливом вогню знаходяться усі приміщення 3-го поверху, то внаслідок температурного розширення плит і ригелів

виникає велике горизонтальне зусилля, яке може спричинити руйнування крайніх колон від зрізу.

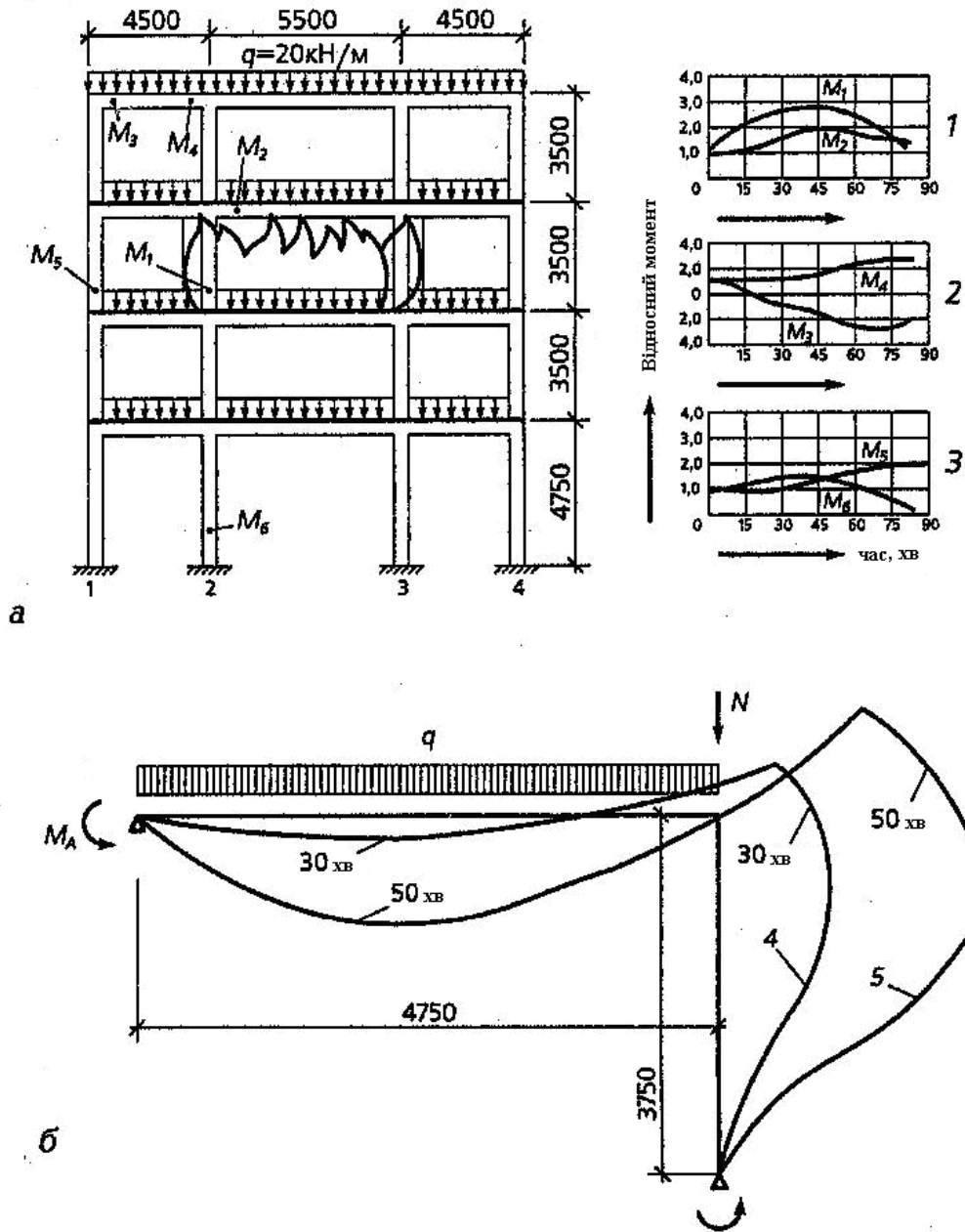


Рис. 8.11. Випробування на вогнестійкість залізобетонних рам:

а – трьох прольотна чотирьохповерхова; б – Г-подібна;

Зміна моментів:

1 – у середній колоні і середньому ригелі третього поверху;

2 – у крайньому ригелі четвертого поверху;

3 – у крайній і середній колонах;

- 4 – у Г-подібній рамі після 30 хвилинної дії вогневого впливу;
 5 – у Г-подібній рамі після 50 хвилинної дії вогневого впливу.

Монолітні рамні конструкції, як правило, забезпечують підвищену вогнестійкість під час пожежі, але можуть виникати місцеві пошкодження конструкцій навіть за межами осередку пожежі.

3.4.2 Збірні рамні конструкції.

В збірних рамних конструкціях, що мають шарнірні з'єднання окремих елементів, найбільш ймовірні руйнування конструкцій в місцях осередку пожежі.

Розглянемо зміну зусиль, що виникають в елементах рами від рівномірного і нерівномірного прогрівання ригеля на прикладі однопрольотної одноповерхової рами (рис.8.12). Це дозволяє виявити найбільш напружені місця рамних конструкцій за умови одночасної дії експлуатаційних навантажень і високої температури.

У двохшарнірній рамі із однією рухомою опорою (статично визначеною), (рис.8.12.а), при температурному видовженні ригеля, додаткові зусилля в її елементах не виникають.

При спиранні стійок рами на нерухомі шарніри (статично невизначеної), у ригелі виникає згинаючий момент M_{B1} (рис.3.12.б):

$$M_{B1} = \frac{3EI_1\alpha t}{H^2} \frac{K}{(3+2K)} \quad (8.1)$$

$$K = \frac{I_2}{I_1} = \frac{I_2 H}{I_1 l} \quad (8.2)$$

де α – коефіцієнт лінійного розширення ригеля;

t – температура нагрівання ригеля;

I_1 – момент інерції перерізу стійок;

I_2 – момент інерції перерізу ригеля.

При защемленні опор стійок рами виникають моменти M_{B2} і M_A (рис.8.12.в):

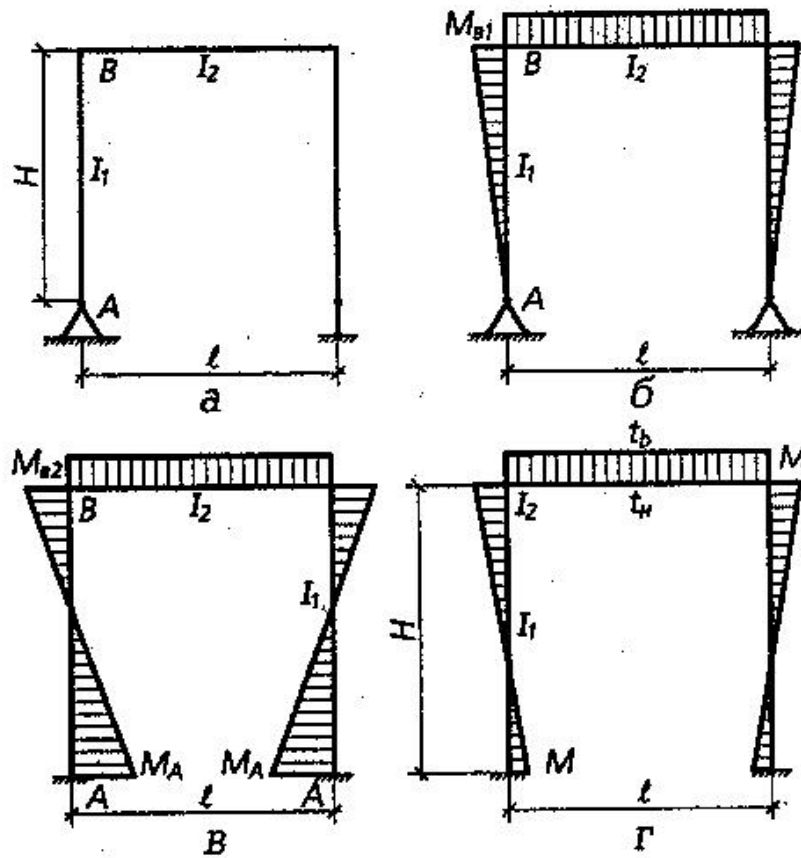


Рис.8.12. Зміна зусиль в елементах рами.

- у ригелі:

$$M_{B2} = \frac{3E_1 \alpha t l}{H^2} \frac{K}{(2+K)} \quad (8.3)$$

- в опорних перерізах стійок:

$$M_A = \frac{3E_1 \alpha t l}{H^2} \frac{(1+K)}{(2+K)} \quad (8.4)$$

При $K \approx 0,5$ значення згинаючих моментів і їх відношень дорівнюють:

$$M_{B1} = \frac{3E_1 \alpha t l}{H^2} \frac{1}{8} \quad (8.5)$$

$$M_{B2} = \frac{3E_1 \alpha t l}{H^2} \frac{1}{5} \quad (8.6)$$

$$M_A = \frac{3E_1 \alpha t l}{H^2} \frac{3}{5} \quad (8.7)$$

$$\frac{M_{B2}}{M_{B1}} = 1,6; \quad \frac{M_A}{M_{B1}} = 4,8$$

З цих співвідношень видно, що із збільшенням жорсткості закріплення стійок рами, згинаючий момент в ригелі зростає на 60%, а в стійках приблизно у 5 разів.

При нерівномірному по висоті нагріванні ригеля таким чином, що температура нижньої грані t_n більша за температуру верхньої грані t_b на $\Delta t = t_n - t_b$ (рис.8.12.г), крім видовження в ригелі виникає температурний момент:

$$M = \frac{\alpha \Delta t E I_2}{h_p} \frac{1}{(2 + 4K)} \quad (8.9)$$

де h_p – висота перерізу ригеля.

Епюри (рис.8. 12.г) показують, що за умови дії температури, прольотні моменти зменшуються, а опорні – збільшуються. Ці обставини потрібно враховувати при визначенні несучої здатності рамних конструкцій, що знаходяться під впливом експлуатаційних навантажень і температури.

Питання для самоконтролю.

1. Як змінюються під час пожежі зусилля у елементах монолітної рамної конструкції?
2. Як змінюються під час пожежі зусилля у елементах збірної рамної конструкції?

ТЕМА 8.3. КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ ПО ПІДВИЩЕННЮ ВОГНЕСТІЙКОСТІ ОКРЕМИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЕЛЬ.

Деякі, відносно прості, конструктивні рішення дозволяють підвищити вогнестійкість окремих елементів будівлі.

Елементи, що працюють на згин.

У будівлях і спорудах краще використовувати балки широкі і низькі, ніж тонкі і високі. Це пояснюється тим, що співвідношення між площею поперечного перерізу балки і загальною площею обігріваної поверхні, дуже впливає на прогрівання бетону.

У якості робочої арматури слід використовувати більш ніж 2 арматурних стержні.

По можливості використовувати двохране армування.

За відсутністю температурних швів на кінцевих опорах балок, під час пожежі виникають повздовжні стискаючі зусилля, що загалом підвищують вогнестійкість балок, але негативно впливають на опорні стіни і колони, спричиняючи їх згинання, тому влаштування температурних швів є необхідним.

В умовах пожежі на внутрішніх опорах нерозрізних балок і плит, при їх межі вогнестійкості 1,5 годин і більше зростають поперечні зусилля і, при співвідношенні $(2,5ML)/(Qh_0) \leq 3$, межа вогнестійкості згинаємого елемента, зменшується.

У попередньо напружених балках, армованих пучками арматури, кінці потрібно виконувати більш товстими, таким чином, щоб відстань від арматурного пучка до нагріваємої поверхні бетону була не меншою за 75 мм, або влаштовувати теплоізоляцію.

У вільно спертих, попередньо напружених балках і плитах із армуванням із канатів, що не мають зчеплення з бетоном, анкерні пристрої повинні мати захисний шар бетону залежно від вимагаємої межі вогнестійкості конструкції.

У перекриттях із нерозрізних балок і балочних плит, що працюють в одному напрямленні і в умовах пожежі нагріваються з однієї сторони (знизу), під впливом вогню відбувається перерозподіл зусиль. Тому, щоб уникнути швидкого руйнування від утворення пластичного шарніра на опорі, арматура на опорі повинна мати достатню пластичність. Для цього сумарна площа поперечного перерізу арматури над проміжними опорами для сприйняття негативного моменту, має бути не меншою за 0,5% поперечного перерізу бетону.

Колони.

При односторонньому нагріванні плит і балок, розвивається великий прогин, що переміщує опорну реакцію на крайніх опорах до внутрішнього краю. Це може сприяти руйнуванню опор. Крім того, під час пожежі, внаслідок деформацій усадки бетону і збільшення деформацій від навантаження, колони скорочуються. Тому, для опор рекомендовано використовувати достатньо вогнестійкі матеріали, або опорні частини колон, теплоізолювати;

Колони значного поперечного перерізу із зменшеним відсотком армування краще чинять опір високим температурам при пожежі ніж такі самі, але із збільшеним армуванням.

Стики і шви між збірними елементами.

Шви і стики між елементами, що відокремлюють одне приміщення від іншого, мають бути цільними і достатньо теплоізолюючими, щоб вони могли перешкоджати швидкому нагріванню з іншої сторони, і не сприяти розповсюдженню полум'я в інші приміщення.

Якщо стики не передають зусилля, то їх можна виконувати, як показано на рис.8.13,а,б. Товщина бетону, що перекриває стик, залежить від вимагаємої межі вогнестійкості конструкції, і повинна бути не менш за 30мм для вогнестійкості 60 хвилин і 50мм для вогнестійкості 180 хвилин;

Конструкції стиків, що передають зусилля, вказані на рис.8.13,в,г, а стики ребристих конструкцій – на рис.8.13,д. При цьому слід зауважити, що при розрахунках враховується ширина двох ребер. Стики стінових панелей мають допускати можливість взаємного переміщення панелей у перпендикулярному напрямку до стіни.

Температурні шви в будівлях і спорудах мають забезпечувати можливість переміщення частин конструкцій від температурного розширення при пожежі в одному приміщенні без подальших пошкоджень конструкцій в інших приміщеннях. Ширина температурного шва залежить від розмірів плит, балок, колон, конструкцій стиків між ними, способу спирання і часу вогневого впливу. Для сприйняття переміщення елементів конструкції, що можливе під час пожежі, ширина температурного шва має бути приблизно не меншою за $0,001l$ при межі вогнестійкості 1 година і $0,0015l$ при більшій вогнестійкості (l – відстань між температурними швами);

Температурні шви потрібно заповнювати неспалахуючими волокнистими матеріалами і герметиком (рис.8.13,е).

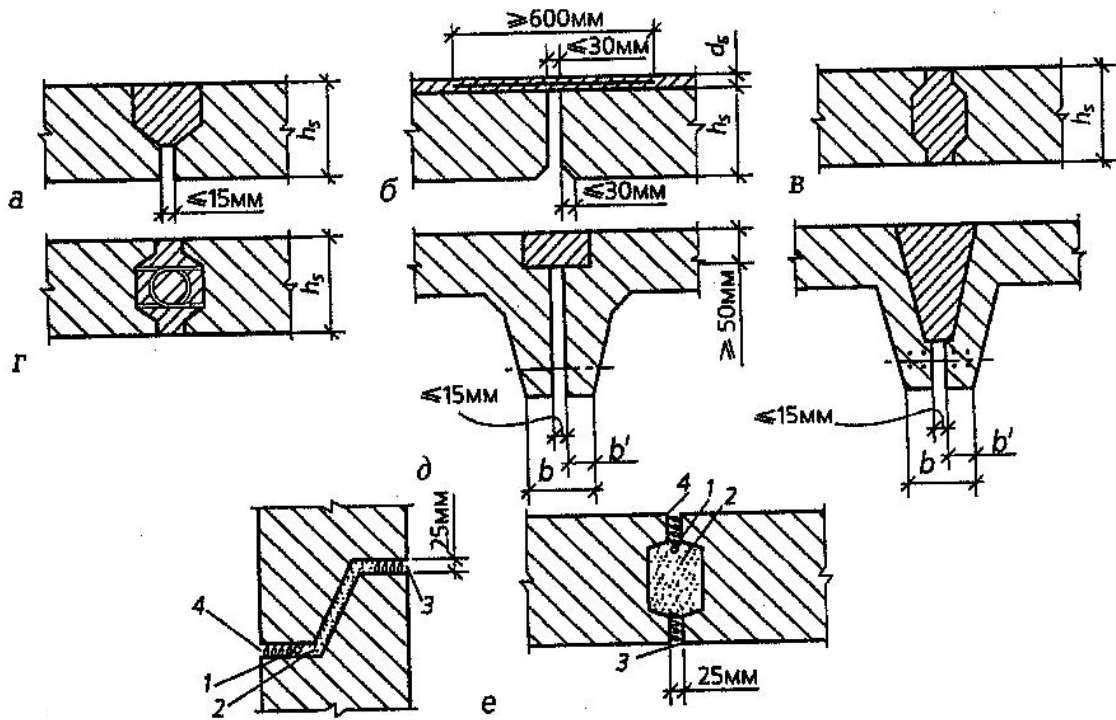


Рис.8.13. Стики збірних елементів, що перешкоджають проникненню полум'я у суміжні приміщення: а,б – без передавання зусиль; в,г – із передаванням зусиль; д – ребристій панелі; е – температурний; 1 – шнуровий азбест; 2 – не спалахуючий деформуючий ся матеріал; 3 - ізоляційний матеріал; 4 – герметик.

Опори балок слід виконувати таким чином, щоб між балкою і опорою був зазор «а» (рис.8.14). Ширина зазору між балкою і опорою має бути не меншою за $0,005l$, де l – прольот балки.

Питання для самоконтролю.

1. Якими конструктивними рішеннями можна підвищити вогнестійкість залізобетонних елементів, що працюють в умовах згинання?
2. Як впливає відсоток армування на вогнестійкість залізобетонних колон;
3. Характер руйнування центрально стиснутих і позакентрово стиснутих залізобетонних колон?
4. Вплив побічного армування на вогнестійкість колон?
5. Вимоги щодо влаштування стиків залізобетонних елементів?

6. Призначення температурних швів і вимоги щодо їх влаштування?
7. Вимоги щодо товщини захисного шару бетону?



Рис.8.14. Опори балок: а – таврового перерізу, б – ІІ-подібного перерізу.

РОЗДІЛ ІХ. ВОГНЕСТІЙКІСТЬ БУДІВЕЛЬ, ЩО ПІДЛЯГАЮТЬ РЕКОНСТРУКЦІЇ.

ТЕМА 9.1. ОЦІНЮВАННЯ ВОГНЕСТІЙКОСТІ РЕКОНСТРУЮЄМИХ БУДІВЕЛЬ.

9.1.1. Особливості оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель і будівель із надбудовами.

9.1.1.1. Зміна факторів, що впливають на вогнестійкість конструкцій під час експлуатації і реконструкції будівель.

В процесі виготовлення, зведення, експлуатації конструкцій, в них з'являються різного роду пошкодження і дефекти, що спричиняють відхилення від проектного стану.

Як показують обстеження [15], пошкодження залізобетонних і кам'яних конструкцій, залежать від великої кількості факторів: оточуючого середовища (вологість, температура, агресивні гази, рідкі агресивні середовища), властивостей бетону і арматури, конструктивних рішень (виду, кількості, розташування арматури, виду і рівня напруженого стану бетону і арматури, а також складових кам'яної кладки).

Важливу роль при утворенні пошкоджень конструкцій під час експлуатації грає силовий фактор.

Силові впливи на конструкцію являються наслідком зовнішніх природних і штучних навантажень, що викликають повздовжні стискаючі і розтягуючі зусилля, згинаючі і обертаючі моменти та їх комбінування. Це спричиняє з'явлення в перерізах конструкцій різних напружених станів: стискання, розтягу, позацентрового стиску і розтягу, згину, зсуву, обертання. Під час експлуатації будівлі, такого роду впливи, спричиняють утворення і накопичення різного походження мікро- і макро- пошкоджень, деформацій матеріалів і конструкцій.

До найбільш характерних дефектів залізобетонних конструкцій, відносяться:

- сколи бетону, як наслідок механічних впливів (рис 9.1);

- відшаровування захисного шару, в наслідок корозії арматури (рис. 9.2);
- пошкодження арматури і закладних деталей, в наслідок механічних впливів і корозії арматури (рис.9.2);
- корозія арматури, в наслідок втрати бетоном захисних властивостей (рис.9.2);
- випучування арматури, повздовжні тріщини в стиснутій зоні конструкції, в наслідок перевантаження конструкції (рис. 9.1).

Дефекти і пошкодження кам'яної кладки від дії силових факторів, виникають в найбільш навантажених елементах кам'яних конструкцій: несучих стовпах, пілястрах, внутрішніх стінах і інш..

Ці елементи працюють, в основному, на центральне і позацентрове стискання.

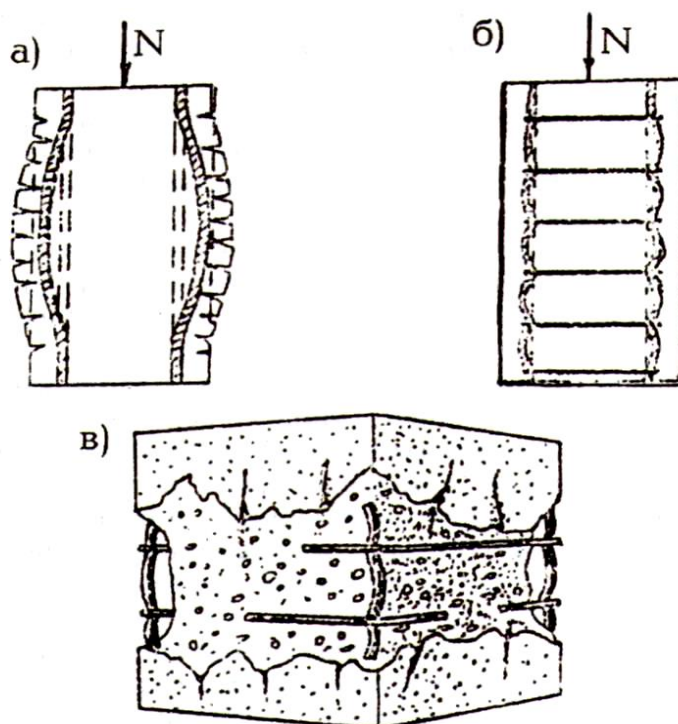


Рис. 9.1. Характер силових пошкоджень стиснутого залізобетонного елемента з малим , або випадковим ексцентриситетом при втраті стійкості повздовжньої арматури:

- а– за відсутністю або великому кроку поперечних стержнів;
 б - за умов частого розташування поперечних стержнів;
 в – в стадії руйнування.

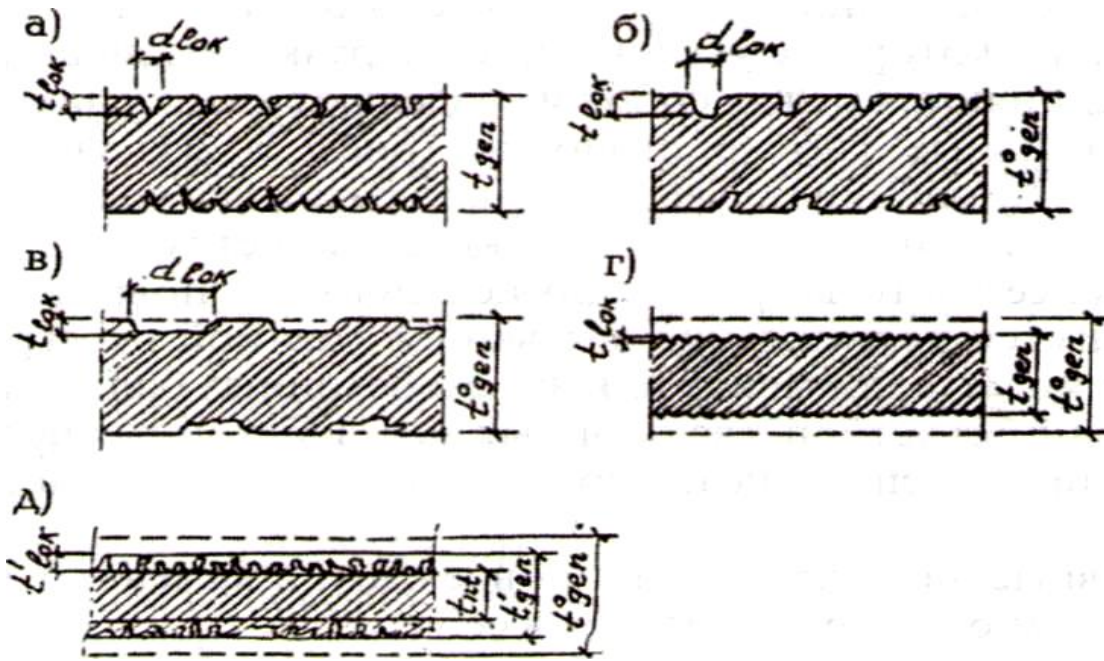


Рис. 9.2. Види корозії арматури залізобетонних конструкцій:

- а– місцева крапкова;
- б– місцева виразкова;
- в – місцева плямиста;
- г - суцільна рівномірна;
- д– суцільна нерівномірна.

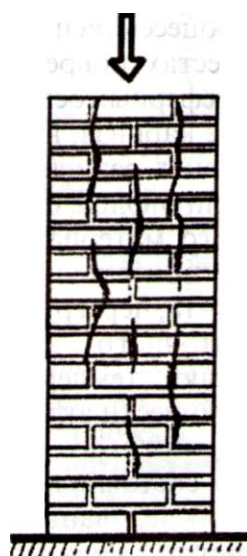


Рис. 9.3. Характер силових пошкоджень стиснутого цегляного стовпа.

Пошкодження кам'яних стиснутих елементів від силових впливів зазвичай зводиться до утворення повздовжніх тріщин, що, із збільшенням навантаження розвиваються по висоті, поєднуються між собою, розділяють кладку на окремі вертикальні гнучкі стовпчики (рис. 9.3.). В наслідок втрати стійкості, стовпчики послідовно руйнуються, що сприяє руйнуванню всієї конструкції.

Найбільш частіші пошкодження кам'яної кладки відбуваються в наслідок місцевого перевантаження при спиранні металевих або залізобетонних балок на цегляні стіни, без влаштування опорних залізобетонних подушок, або при використанні неармованих подушок (рис. 9.3).

Основні види дефектів і пошкоджень кам'яних конструкцій вміщують в собі:

- деформацію стін (викривлення горизонтальних і вертикальних швів, випучування, відхилення від вертикалі), в наслідок нерівномірної усадки основи, бічного тиску ґрунтів, одностороннього відтавання кладки, температурних, силових впливів і т.п.;

- сколи, раковини, вибоїни і інші порушення суцільності внаслідок порушення технології будівництва, механічних впливів у процесі експлуатації;

- зволоження стін в місцях пошкодження зовнішнього шару і накопичення вологи від атмосферних опадів, конденсації вологи, пошкодження покрівлі в зоні карнизу, порушення гідроізоляції водостічних жолобів, в зонах розміщення санітарно-технічного обладнання, трубопроводів, і т.п.;

- руйнування основного матеріалу стін у вигляді тріщин в кладці (вертикальних, горизонтальних, параболічних, V- подібних), внаслідок усадки ґрунту, перевантаження , пониженої міцності матеріалу, недостатнього армування, зусиль в суміщених конструкціях, температурно-вологісних деформацій, впливу хімічно активних експлуатаційних середовищ, і інш.

Оцінка технічного стану конструкцій проводиться на основі результатів їх обстеження. Програма обстеження експлуатуємих конструкцій вміщає в собі :

- ознайомлення із проектно-технічною документацією;
- умовами експлуатації;
- обстеження конструкцій, що підлягають ремонту або реконструкції.

Обстеження залізобетонних і кам'яних конструкцій поділяються, згідно [31] на попередні (загальні) і детальні.

За звичай, технічний стан експлуатуємих конструкцій за результатами обстежень відносять (або порівнюють) з тими або іншими категоріями станів конструкцій [31].

Основні категорії стану залізобетонних конструкцій надані в таблиці 9.1., кам'яних конструкцій в таблиці 9.2.

Визначені нижче експлуатаційні зміни проектних характеристик конструкцій спричиняють зниження здатності конструкції чинити опір дії високих температур, т.м. зниженню їх вогнестійкості.

Таблиця 9.1. Категорії технічного стану залізобетонних конструкцій та їх детальні ознаки за результатами попередніх обстежень експлуатуємих будівель.

Категорія стану конструкцій	Детальні ознаки
1	2
І. Справний – виконуються вимоги діючих норм і проектної документації. Потреби у ремонтно-відновлювальних роботах на момент обстеження не має.	На поверхні бетону незахищених конструкцій видимих дефектів і пошкоджень не існує, або присутні окремі раковини, вибоїни, волосні тріщини. Антикоровий захист закладних деталей не порушений, поверхня арматури при вскритті, чиста. Глибина нейтралізації бетону не перевищує половини товщини захисного шару. Орієнтовна міцність бетону не нижче за проектну. Антикоровий захист конструкцій не має пошкоджень.
ІІ. Працездатне – з	Антикоровий захист залізобетонних

<p>врахуванням фактичних властивостей матеріалів задовольняються вимоги діючих норм, що відносяться до граничних станів I групи;</p> <p>вимоги норм II групи можуть бути порушені, але забезпечуються нормальні умови експлуатації.</p> <p>Захисні властивості бетону відносно арматури, на окремих ділянках, вичерпані; потрібно їх відновлення, влаштування або відновлення антикорозійного захисту.</p>	<p>елементів має пошкодження, на окремих ділянках вологі або маслянисті плями. На окремих ділянках в місцях з малим захисним шаром, спостерігаються сліди розподільчої арматури окремими крапками і плямами. Виразок і пластинок іржі не існує. Антикорозійний захист закладних деталей не порушений. Глибина нейтралізації бетону не перевищує товщини захисного шару. Колір бетону, в наслідок пересихання, змінений. Місцями спостерігається відшаровування бетону при постукуванні. Облуплювання граней і ребер конструкцій, що були замерзлими. Орієнтовна міцність бетону нижче за проектну не більш ніж на 10%.</p> <p>Пластинчаста іржа або виразки на стержнях оголеної робочої арматури в зоні повздовжніх тріщин, або закладних деталей, що спричиняють зменшення площі перерізу стержнів до 15%.</p> <p>Тріщини в розтягнутій зоні бетону, що перевищують їх допустиме розкриття.</p>
<p>III. Обмежено - працездатне – порушені вимоги діючих норм, але, відсутня небезпека обвалення і загроза безпеки працюючих. Потрібне посилення і</p>	<p>Бетон в розтягнутій зоні на глибині захисного шару між стержнями арматури, легко кришиться.</p> <p>Зниження орієнтовної міцності бетону в стиснутій зоні згинаємих елементів до 30, в інших випадках – до 20%.</p> <p>Провисання окремих стержнів розподільчої арматури, випучування хомутів, розрив</p>

<p>відновлення експлуатаційних властивостей.</p>	<p>деяких з них, за винятком хомутів стиснутих елементів ферм, в наслідок корозії сталі (за відсутністю тріщин в цієї зоні). Зменшення, порівняно із проектною, площі спирання збірних елементів, при коефіцієнті запасу $K_s > 1,6$.</p>
<p>IV. Недопустиме – присутні пошкодження, що не дозволяють безпечно присутність людей в районі обстеження конструкцій. Потрібно термінове впровадження страховочних заходів: зменшення навантажень (обмеження вантажо-під'ємності кранів та їх наближення, обмеження навантажень (заборона складування матеріалів, деталей і т.п.), Влаштування запобіжних сіток і т.п.</p>	<p>Дефекти в середніх прольотах багато прольотних балок і плит: розрив хомутів в зоні похилої тріщини; шарувата іржа, або виразки, що спричиняють зменшення площі перерізу арматури більш 15%; випучування арматури в стиснутій зоні, подрібнення бетону, викришування крупного заповнювача в стиснутій зоні. Зменшення, порівняно із проектною, площі спирання збірних елементів при $1,3 < K_s < 1,6$.</p>

- Попередньо напружені залізобетонні конструкції з високоміцною арматурою, що мають ознаки II категорії стану,

відносяться до III категорії, а ті, що мають ознаки III категорії – відповідно, до IV або V категорії, залежно від небезпеки обвалення.

- Для віднесення конструкцій до вище зазначеним в таблиці категоріям стану, достатньо наявності навіть однієї ознаки, що характеризує цю категорію.

Таблиця 9.2. Категорії технічного стану кам'яних конструкцій і їх детальні ознаки за результатами попередніх обстежень експлуатуємих будівель.

Категорія технічного стану конструкції	Якісна оцінка технічного стану	Характерні ознаки стану
I.	Конструкції відповідають висунутим до них експлуатаційним вимогам. Ремонтних робіт не потребують. Стан конструкцій задовільний.	Відсутність в конструкціях видимих деформацій і дефектів. Найбільш навантажені елементи кладки не мають вертикальних тріщин і вигинів, які б засвідчували перенавантаження конструкції і можливу втрату стійкості. Зниження міцності каменю і розчину не спостерігається. Кладка не зволожена. Горизонтальна гідроізоляція не має пошкоджень.
II.	Конструкція не в повній мірі відповідає наданим до неї експлуатаційним вимогам.	Наявність в найбільш навантажених конструкціях і зонах кладки (стовпах, пілястрах) вертикальних тріщин в окремих каменях. Зниження міцності розчину і каменя до

	<p>Потребуються роботи по ремонту кладки.</p> <p>Стан конструкцій незадовільний.</p>	<p>30%, за попередньою оцінкою, або використання низько марочних матеріалів.</p> <p>Зволоження кам'яної кладки в окремих місцях в наслідок порушення горизонтальної гідроізоляції. Відтавання і вивітрювання кладки, руйнування поверхні кладки на глибину 1/10 товщини стіни, виколи на поверхні кладки.</p> <p>Дефекти, що пов'язані із нерівномірною усадкою будівлі.</p> <p>Знаки розшарування кладки по вертикалі, внаслідок високої температури і вологості в приміщенні.</p>
<p>Ш.</p>	<p>В конструкціях спостерігаються деформації і дефекти, що засвідчують про значне зниження їх несучої здатності, але не спричиняють їх обвалення.</p>	<p>В найбільш навантажених конструкціях і зонах кладки вертикальні тріщини, що перетинають 2-3 каменя по висоті.</p> <p>Ознаки втрати стійкості стиснутими і позацентрово-стиснутими елементами (вигини складають 1/100 висоти конструкції).</p> <p>Цегляні своди і арки мають характерні тріщини, що засвідчують їх перенавантаження. Інтенсивна корозія металевих стяжок, в окремих місцях порушення їх анкерування.</p>

IV.	<p>Потрібно проведення страховочних заходів або розвантаження конструкцій</p> <p>Необхідні роботи по посиленню і ремонту кладки.</p> <p>Стан конструкцій технічно несправний.</p>	<p>Розшарування кладки по вертикалі в зовнішніх стінах і випучування внаслідок високої температури і вологості в приміщенні.</p> <p>Зниження міцності каменя і розчину на 30-50%, або використання низько марочних матеріалів.</p> <p>Наявність в кладці зон тривалого зволоження, зон промерзання і вивітрювання кладки, та її руйнування на глибину 1/5 товщини стіни і більше.</p> <p>Тріщини в кладці в місцях проходження димових і вентиляційних каналів.</p>
-----	---	---

Одним із основних параметрів, що впливають на вогнестійкість будівельних конструкцій, являється коефіцієнт умов роботи робочої арматури при пожежі $\gamma_{s,T}$. Фізичний зміст цього коефіцієнту полягає в тому, що він відображає ступінь завантаження матеріалу, залежно від експлуатаційних навантажень відносно його опору, і виражається у вигляді співвідношення:

$$\gamma_{s,T} = \sigma_s / R_{sH} = R_{s,T} / R_{sH} = f(T_s) \quad (9.1)$$

де: σ_s – нормативне напруження в перерізі робочої арматури конструкції, МПа;

R_{sH} – опір сталевій арматури, МПа;

$R_{s,T}$ – опір сталі при температурі T , МПа.

Формула (9.1) пояснює важливість коефіцієнта $\gamma_{s,T}$ при розрахунках будівельних конструкцій на вогнестійкість. Чим більше напруження в перерізі робочої арматури σ_s від робочого навантаження, тим скоріше і при більш низьких температурах

досягається гранична деформація розтягнутої арматури, і тим нижче критична температура прогрівання матеріалу при пожежі.

Розглянемо, що відбувається з коефіцієнтом умов роботи $\gamma_{s,T}$ під час експлуатації конструкції. В умовах експлуатації, поперечний переріз робочої арматури може зменшитись за рахунок корозії. Зменшення поперечного перерізу робочої арматури конструкції сприяє:

- збільшенню напруження в арматурі σ_s від робочих навантажень;
- збільшенню значення коефіцієнта умов роботи при пожежі $\gamma_{s,T}$ цієї арматури.

Позначимо поправку на корозію арматури відносно коефіцієнта умов роботи при пожежі робочої арматури - ω_γ . Тоді :

$$\omega_\gamma = \gamma_{s,T}^{\text{експл.}} / \gamma_{s,T}^{\text{проектн.}} \quad (9.2)$$

$$\text{де: } \gamma_{s,T}^{\text{експл.}} = \sigma_s^{\text{експл.}} / R_{sH}, \quad \gamma_{s,T}^{\text{проектн.}} = \sigma_s^{\text{проектн.}} / R_{sH} \quad (9.3)$$

де: $\sigma_s^{\text{експл.}}$ – напруження в перерізі робочої арматури із врахуванням її корозії в умовах експлуатації;

$\sigma_s^{\text{проектн.}}$ – напруження в перерізі робочої арматури при проектних перерізах, або :

$$\omega_\gamma = A_s^{\text{пр}} / A_s^{\text{експл.}} = d_s^{\text{пр.}} / d_s^{\text{експл.}} \quad (9.4)$$

де: $A_s^{\text{пр}}$ – проектна площа перерізу робочої арматури конструкції;
 $A_s^{\text{експл.}}$ – експлуатаційна площа перерізу робочої арматури конструкції;

d_s – діаметр робочої арматури.

На рисунку 9.4. показана залежність поправки ω_γ від відносного зменшення діаметру робочої арматури при корозії. Аналізуючи рисунок 9.4 можна зробити висновок, що коефіцієнт умов роботи при пожежі арматури суттєво залежить від умов експлуатації.

Очевидно, що виходячи із співвідношення (9.3), процеси корозії робочої арматури згинаємих залізобетонних елементів будуть суттєво впливати на значення критичної температури нагрівання при пожежі арматурних сталей $T_s^{\text{кр}}$, і, відповідно, на зниження межі вогнестійкості конструкцій.

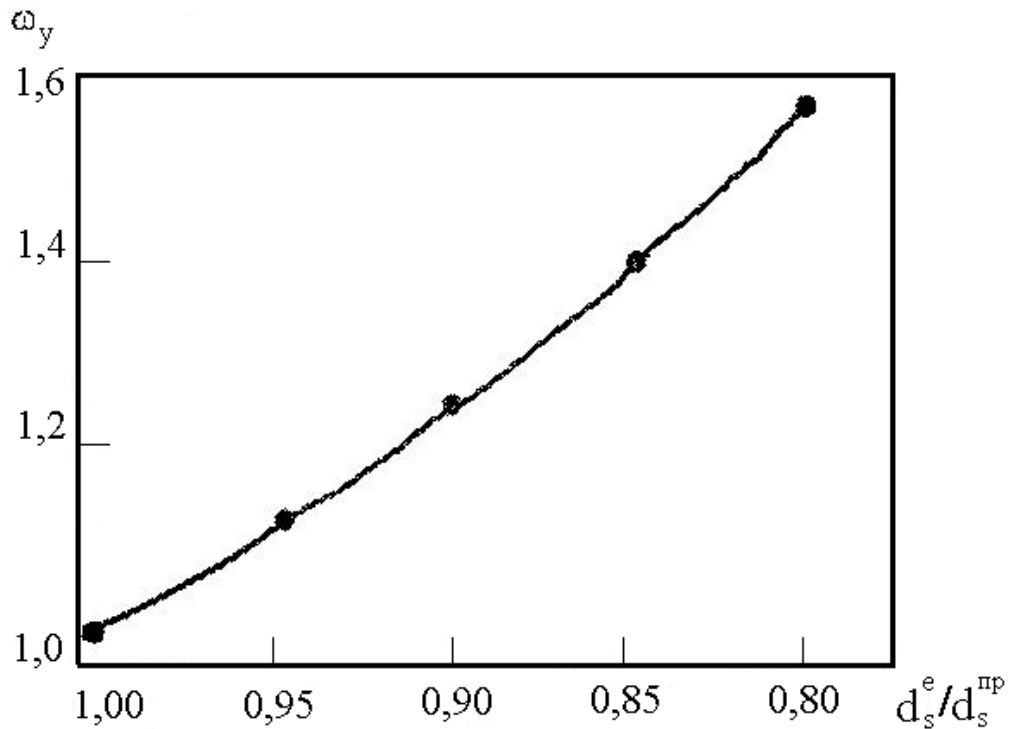


Рис. 9.4. Вплив корозії робочої арматури залізобетонних конструкцій на величину поправки для коефіцієнта умов роботи при пожежі ω_γ .

Фактичні межі вогнестійкості залізобетонних конструкцій залежать, також, від величини експлуатаційного навантаження на конструкцію, товщини захисного шару бетону, площі поперечного перерізу арматури і інш..

Під час реконструкції будівель, під час надбудови додаткових поверхів, робочі навантаження на окремі конструкції можуть значно збільшуватись.

Як показують багаторазові випробування, всі ці фактори можуть суттєво впливати, як на вогнестійкість окремих конструкцій, так і будівлі в цілому.

У ряді випадків зниження вогнестійкості конструкцій може досягнути величин, що порушують протипожежний захист будівлі за критерієм вогнестійкості, що потребують сучасні норми і правила.

Крім цього, під час реконструкції будівель з влаштуванням надбудови, і відповідним збільшенням загальної кількості поверхів, згідно будівельних норм і правил, будівля має відноситись до більш

високого ступеня вогнестійкості. Це, в свою чергу, підвищує вимоги норм, щодо меж вогнестійкості основних несучих конструкцій будівлі, і крім цього, передбачає більш жорсткі обмеження щодо використання тих чи інших будівельних матеріалів, конструктивних рішень то що.

9.1.1.2. Концепція оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель.

Необхідність розробки спеціальної концепції оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель визначається, з однієї сторони, зміною в процесі експлуатації, характеристик будівельних конструкцій, що знижують їх вогнестійкість, а, з іншої сторони, вимогами норм і правил, які вимагають забезпечення потрібного ступеня вогнестійкості об'єкту на всіх етапах його існування.

Наприклад, в п.1.1 ДБН В.1.1-7-2002 вказується, що «Проектна документація на нове будівництво, розширення, реконструкцію, технічне переоснащення, реставрацію та капітальний ремонт будинків і приміщень підлягає експертизі органами державного пожежного нагляду в порядку, встановленому законодавством».

В п.1.2. цього ж документу зазначається, що «У разі зміни функціонального призначення існуючих будинків, або окремих приміщень повинні виконуватись вимоги пожежної безпеки, передбачені чинними відповідно до нового призначення цих будинків і приміщень».

В п. 1.3. регламентується положення, що «Під час реконструкції, реставрації або капітального ремонту пам'ятки архітектури, допускається обґрунтовані відхилення цих норм з метою недопущення зниження її архітектурної цінності».

Аналогічні вимоги сформульовані у ГОСТ 12.1.004-91 «Пожарная безопасность. Общие требования», де в п. 1.6. вказується, що «пожарная безопасность объекта и его составных частей должна обеспечиваться, как во время эксплуатации, так и в случае реконструкции, ремонта или аварийной ситуации».

Таким чином, концепція оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель повинна вмщати положення, що дозволяють розглядати загальні вимоги протипожежного захисту об'єкту за показником вогнестійкості, із врахуванням специфіки впливу на цей показник умов експлуатації об'єкту і проекту його реконструкції.

Під час вирішення задач часто виникає необхідність у конкретизації існуючих понять і їх визначенні. Для оцінювання вогнестійкості експлуатуємих і реконструюємих будівель пропонуються наступні основні поняття [12-14]:

- **«Проектна межа вогнестійкості»** конструкції $\tau_{f.r.}^n$ – вогнестійкість конструкції, що отримана на основі стандартних вогневих випробувань до початку експлуатації;

- **«Експлуатаційна межа вогнестійкості»** конструкції $\tau_{f.r.}^e$ - вогнестійкість конструкції залежно від її технічного стану під час експлуатації;

- **«Коефіцієнт втрати вогнестійкості експлуатуємої конструкції»** $C_{f.r.}$ - відношення експлуатаційної межі вогнестійкості до її проектної межі вогнестійкості:

$$C_{f.r.} = \tau_{f.r.}^e / \tau_{f.r.}^n \quad (9.5)$$

Перед початком експлуатації будівлі маємо:

$$\tau_{f.r.}^e = \tau_{f.r.}^n \text{ і, відповідно } C_{f.r.} = 1,0.$$

У випадку повного зносу конструкції:

$$\tau_{f.r.}^e = 0, \text{ і, відповідно } C_{f.r.} = 0.$$

Це означає, що значення коефіцієнта втрати вогнестійкості може змінюватись у межах:

$$0 \leq C_{f.r.} \leq 1,0 \quad (9.6)$$

За допомогою (9.5) можна визначити значення експлуатаційної межі вогнестійкості конструкції, якщо відомі значення коефіцієнта втрати вогнестійкості експлуатуємої конструкції (як функції її технічного стану або зносу (W)) і її проектної межі вогнестійкості:

$$\tau_{f.r.}^e = C_{f.r.} \tau_{f.r.}^n \quad (9.7)$$

Під час реконструкції експлуатуємої будівлі, у загальному випадку, ступінь вогнестійкості ($D_{f,r}$) будівлі буде залежити від вогнестійкості двох типів основних конструкцій:

- «старі» конструкції, що будуть використовуватись в будівлі і після її реконструкції; ці конструкції, внаслідок зносу, втратили частину проектної (початкової) межі вогнестійкості; їх фактична «експлуатаційна» межа вогнестійкості буде залежити від їх технічного стану і величини «нових» експлуатаційних навантажень;
- «нові» конструкції, що будуть використовуватись під час надбудови будівлі або при заміні деяких старих конструкцій; вогнестійкість цих конструкцій дорівнює їх «проектної межі вогнестійкості».

У такому випадку умова протипожежного захисту реконструйованої будівлі за критерієм вогнестійкості матиме наступний вигляд:

$$\begin{aligned} & (\tau_{f,r}^{\epsilon} \geq \tau_{f,r}^{TP})_{\text{осн. «старих»констр.}} \\ \text{якщо: } + & \quad \text{то } D_{f,r}^{\text{екс.}} \text{ відповідає } D_{f,r}^{TP} \quad (9.8) \\ & (\tau_{f,r}^{\Pi} \geq \tau_{f,r}^{TP})_{\text{осн. «нових» констр.}} \end{aligned}$$

Блок-схема вирішення задач з оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель, із врахуванням (9.8), приведена на рис. 9.6.

9.1.2. Оцінка вогнестійкості експлуатуємих будівель і будівель, що підлягають реконструкції.

Будівлі і споруди, на всіх етапах їх існування, як під час експлуатації, так і у випадках реконструкції, ремонту або аварійної ситуації, повинні мати межі вогнестійкості, що відповідають вимогам будівельних норм і правил.

Межі вогнестійкості експлуатуємих конструкцій (експлуатаційні межі вогнестійкості конструкцій), залежать від їх технічного стану під час експлуатації, що може суттєво впливати на ступінь вогнестійкості експлуатуємої будівлі.

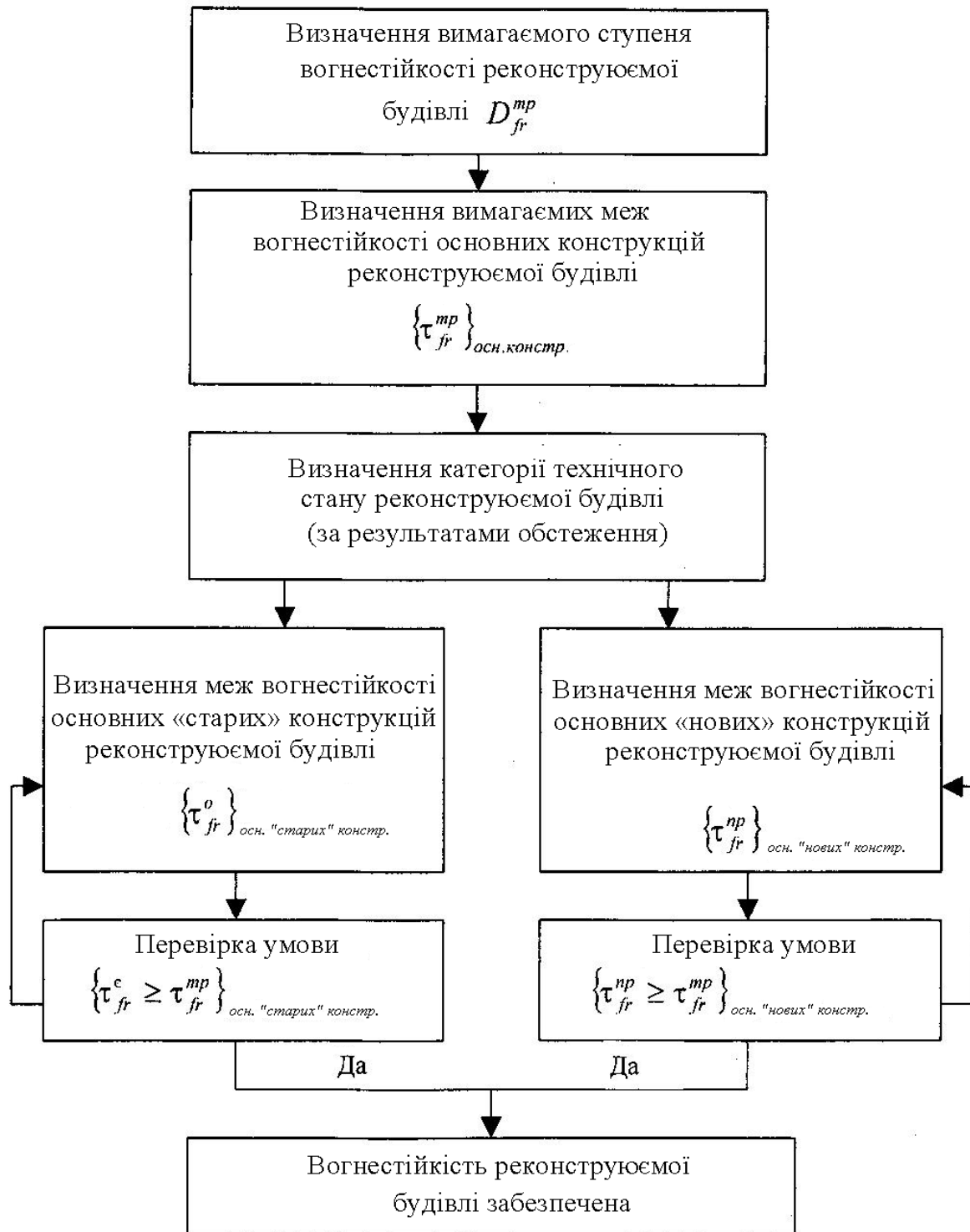


Рис. 9.6. Блок-схема вирішення завдань з оцінювання вогнестійкості реконструйованих будівель.

Реконструкція будівель, що пов'язана із надбудовою додаткових поверхів, в ряді випадків, викликає більш жорсткі вимоги щодо вогнестійкості будівлі в цілому і, відповідно, більш жорсткі вимоги щодо вогнестійкості конструкцій.

Оцінка вогнестійкості експлуатуємих і реконструйованих будівель проводиться послідовним вирішенням наступних задач:

1. Встановлюють вимагаєму «ступінь вогнестійкості» $D_{f,r}^{TP}$ експлуатуємої будівлі, із врахуванням її реконструкції. Вирішення цього питання проводиться за допомогою відповідних нормативних документів, залежно від призначення, площі, поверховості будівлі, категорії по вибухонебезпечності і інш. («Производственные здания», «Громадські будинки і споруди», «Житлові будинки» і інш).

2. Визначають потрібні значення «меж вогнестійкості» $t_{f,r}^{mp}$ усіх основних конструкцій експлуатуємої будівлі із врахуванням її реконструкції. Це питання вирішується за допомогою ДБН В.1.1-7-2002 «Пожежна безпека об'єктів будівництва», залежно від потрібного ступеня вогнестійкості будівлі.

3. Проектування нових конструкцій реконструйованої частини будинку відбувається із врахуванням інформації за п. 2. Це вирішується із врахуванням необхідності забезпечення потрібної (для нормальних умов експлуатації) несучої і огорожуючої здатностей цих конструкцій.

4. Визначають значення фактичних меж вогнестійкості експлуатуємих і нових, проектуємих конструкцій реконструйованої будівлі. Вирішення цього питання відбувається за допомогою довідкових даних о межах вогнестійкості будівельних конструкцій, або розрахунком.

5. Для експлуатуємих конструкцій реконструйованої будівлі визначення їх експлуатаційних меж вогнестійкості $t_{f,r}^e$ проводять із врахуванням технічного стану конструкції.

6. Для нових, проектуємих конструкцій реконструйованої будівлі визначення їх проектних меж вогнестійкості $t_{f,r}^n$ проводять розрахунком.

7. Проводять перевірку відповідності фактичного ступеня вогнестійкості $D_{f,r}^{\phi}$ експлуатуємої будівлі, із врахуванням її реконструкції, потрібного ступеня вогнестійкості $D_{f,r}^{TP}$, що регламентується відповідними нормативними документами для розглядаємої будівлі. Вирішення цього питання проводять відповідно умови (9.8), що має вигляд :

Якщо умова (9.8) виконується, то вогнестійкість експлуатуємої будівлі, із врахуванням її реконструкції, відповідає вимогам будівельних норм і правил.

Якщо умова (9.8) не виконується, то потрібно проведення спеціальних заходів по підвищенню вогнестійкості відповідних елементів будівлі.

Приклади оцінювання вогнестійкості експлуатуємих і реконструйованих будівель будуть приведені нижче.

9.1.3. Вогнестійкість будівель, що експлуатуються.

Визначення експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій проводять за результатами обстеження їх технічного стану.

Результати обстеження технічного стану конструкцій використовуються в якості додаткових вхідних даних для визначення їх експлуатаційних меж вогнестійкості, і мають вмщати в собі найменування категорії стану конструкцій і детальні ознаки їх фактичного стану.

Детальні ознаки фактичного технічного стану конструкції повинні відображати зміни під час експлуатації тих параметрів, що найбільш впливають на вогнестійкість: форма і розміри поперечного перерізу елементів конструкції, щільність, міцність, деформації і т.п.

Визначення експлуатаційних меж вогнестійкості, із врахуванням їх технічного стану слід проводити шляхом визначення «проектних меж вогнестійкості» $t_{f,r}^n$ конструкцій, що отримані за результатами стандартних вогневих випробувань до початку експлуатації, потім, визначення коефіцієнту втрати вогнестійкості $S_{f,r}$, і, визначення «експлуатаційної межі вогнестійкості», як результат множення цих двох показників:

$$\tau_{f.r.}^e = C_{f.r.} \tau_{f.r.}^n$$

Визначення проектних меж вогнестійкості конструкцій реконструйованих будівель слід проводити на основі довідкових даних, приведених у розділі 9 [17], або розрахунком (розділ 7).

Визначення «експлуатаційних меж вогнестійкості» бетонних і залізобетонних конструкцій потрібно проводити із врахуванням зміни товщини захисного шару бетону, площі поперечного перерізу робочої арматури і інших суттєвих для вогнестійкості ознак. Для найбільш вразливих, під час пожежі, згинаємих залізобетонних конструкцій, що мають найменші запаси вогнестійкості, порівняно із тими, що вимагають норми, в додатках 8,17 приведені значення коефіцієнта втрати вогнестійкості, залежно від категорії технічного стану конструкції.

Визначення «експлуатаційних меж вогнестійкості» кам'яних конструкцій слід проводити із врахуванням зміни геометричних розмірів конструкції і міцності матеріалу, що відображені в результатах обстеження технічного стану конструкцій, або за допомогою коефіцієнту втрати вогнестійкості, що наданий у [додатку 17](#).

9.1.4. Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій реконструюємих будівель із надбудовами.

Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій будівель, що реконструюються, слід виконувати відповідно спеціальних методик, із обов'язковим врахуванням зміни параметрів конструкцій, які виявляють при обстеженні і, що мають суттєве значення для втрати вогнестійкості при пожежі.

Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості бетонних і залізобетонних конструкцій слід проводити згідно методик, що надані у розділі 7 [17] із врахуванням зменшення, під час експлуатації, товщини захисного шару бетону робочої арматури конструкції; зміни площі поперечного перерізу робочої арматури в наслідок корозії або інших причин; зміни величини експлуатаційних навантажень, міцності, деформативності матеріалів конструкції.

Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій реконструйованих будівель проводять по двом граничним станам конструкцій: по втраті несучої здатності R і по втраті теплоізолюючої здатності I .

Експлуатаційна межа вогнестійкості конструкцій будівлі, що підлягає реконструкції, за ознакою R , визначається часом від початку впливу пожежі (стандартний режим) до моменту часу, коли несуча здатність експлуатованої конструкції стає недостатньою для сприйняття нормативного навантаження N^H (M^H).

Експлуатаційна межа вогнестійкості експлуатованої будівлі за ознакою I , дорівнює часу від початку впливу пожежі до моменту часу, коли температура необігріваної поверхні експлуатованої конструкції прогріється до температур, що не дозволяються нормами.

Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкцій за ознакою R потребує вирішення двох задач:

- 1) Розрахунок температури прогрівання конструкцій під час пожежі (теплотехнічна задача) ;
- 2) Розрахунок зміни несучої здатності експлуатованих конструкцій під час пожежі при прогріванні їх до температур, що визначені теплотехнічним розрахунком (статична задача).

Розрахунок експлуатаційних меж вогнестійкості конструкції за ознакою I потребує вирішення однієї теплотехнічної задачі – розрахунку прогрівання необігріваної поверхні експлуатованої конструкції до недопустимої температури.

Особливу увагу потрібно приділяти зміні умов експлуатації робочих перерізів елементів експлуатованих конструкцій.

Оцінка впливу корозії робочої арматури залізобетонних конструкцій на їх коефіцієнт умов роботи при пожежі $\gamma_{s,T}^e$ визначається за формулою:

$$\gamma_{s,T}^e = \omega_\gamma \gamma_{s,T}^H,$$

де: ω_γ – поправка до значення коефіцієнту умов роботи, під час пожежи, робочої арматури, за рахунок її корозії;

$\gamma_{s,T}^H$ – проектні значення коефіцієнта умов роботи робочої арматури під час пожежі.

Питання для самоконтролю.

1. Зміна вимог щодо вогнестійкості конструкцій під час влаштування надбудованих поверхів?
2. Основні положення концепції оцінювання вогнестійкості реконструюємих будівель?
3. Проектна межа вогнестійкості конструкцій?
4. Експлуатаційна межа вогнестійкості конструкцій?
5. Коефіцієнт втрати вогнестійкості експлуатованої конструкції?
6. Від показників вогнестійкості яких конструкцій залежить ступінь вогнестійкості будівлі в разі її реконструкції?
7. Методика визначення вимагаємого ступеня вогнестійкості реконструюємої будівлі?
8. Особливості визначення експлуатаційних меж вогнестійкості залізобетонних і бетонних конструкцій?
9. Особливості визначення експлуатаційних меж вогнестійкості кам'яних конструкцій?
10. Як враховується вплив корозії робочої арматури на поведінку залізобетонних конструкцій під час пожежі?
11. Основні види дефектів і пошкоджень залізобетонних конструкцій?
12. Основні види дефектів і пошкоджень кам'яних конструкцій?
13. Категорії технічного стану залізобетонних конструкцій та їх ознаки?
14. Категорії технічного стану кам'яних конструкцій та їх ознаки?
15. Коефіцієнт умов роботи робочої арматури під час пожежі. Його фізичний смисл?

ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. Норми проектування. К: Мінбуд України, 2006.
2. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71с.
3. ДБН В.1.1 – 7 – 2002. Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва. К: Мінбуд України, 2002.
4. ДБН В.1.2-14:2008. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.
5. ДБН В. 1.2-14:2018 Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.
6. ДСТУ 2652:2005/ГОСТ 380-2005 Сталь вуглецева звичайної якості. К: Держпоживтандарт України, 2006.
7. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
8. ДСТУ ENV 10080:2005 Сталь для армування бетону. Зварювана рифлена арматурна сталь В500. Технічні умови на постачання прутків, мотків і зварної сітки (ENV 10080:1995, ІДТ).
9. ДСТУ Б В.1.1-4-98 Захист від пожежі. Будівельні конструкції. Методи випробувань на вогнестійкість. Загальні вимоги.
10. ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь горячекатаная для армування залізобетонних конструкцій. Технічні умови).
11. Кумпяк О.Г., Болдышев А.М., Ананьева Н.К. и др.. Железобетонные конструкции Часть 1. – М.: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2003.
12. Барашиков А.Я., Буднікова Л.М., Кузнецова Л.В. та інш. Залізобетонні конструкції. – К: Вища школа, 1995.
13. Демехин В.Н., Мосалков И.Л., Плюснина Г.Ф. и др. Здания, сооружения и их устойчивость при пожаре. – М: АГПС МЧС России, 2003.

14. Бушев В.П., Пчелинцев В.А., Федоренко В.С. и др. Огнестойкость зданий. – М: Изд. Литературы по строительству, 1970.
15. Ройтман В.М. Инженерные решения по оценке огнестойкости проектируемых и реконструируемых зданий. – М., Ассоциация «Пожарная безопасность и наука», 2001г.
16. Рекомендации по расчёту пределов огнестойкости бетонных и железобетонных конструкций. НИИЖБ Госстроя СССР. –М.: Стройиздат, 1986.
17. Бартелеми Б. , Крюппа Ж. Огнестойкость строительных конструкций. – М: Стройиздат, 1985.
18. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. – М: Стройиздат, 1988.
19. Бать А.А., Сегалов А.Е. Нагрузка для расчета и испытания несущих строительных конструкций на огнестойкость // Строительная механика и расчет сооружений. –М: 1981 №4.
20. Милованов А.Ф. Огнестойкость железобетонных конструкций . – М: Стройиздат, 1986.
21. Лопатто А.Э. Проектирование элементов железобетонных конструкций. – К: Вища школа, 1987.
22. Болдышев А.М., Плевков В.С. Прочность нормальных сечений железобетонных элементов. – Томск: Томский межотраслевой ЦНТИ, 1989.
23. Руководство по проектированию железобетонных конструкций с жесткой арматурой. – М: Стройиздат, 1987.
24. Поздеев С.В., Рудешко І.В., Некора О.В. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Будівлі і споруди та їх поведінка в умовах пожежі». – Черкаси: АПБ ім. Героїв Чорнобиля, 2008.
25. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/ А.С. Залесов, Э.Н. Кодыш, Н.К. Никитин. – М.: Стройиздат, 1988. – 328с.
26. Проектирование железобетонных конструкций: Справоч. пособие/ А.Б. Голышев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Голышева. – Киев: Будівельник, 1985. – 496с.

27. Яковлев А.И. Расчет огнестойкости строительных конструкций. – М.:Стройиздат, 1988.

28. Мельников Н.П., Тахтамышев А.Г., Невзорова Т.П. Стальные конструкции. Справочник проектировщика – М.: Стройиздат, 1986.

29. Барашиков А.Я., Малишев О.М. Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: Навч. посібник для студ. вищих навч. закл. – К.: Основа, 2008. – 320с.

ДОДАТКИ

Додаток 1.

**Таблиця 1. Розрахункові опори важкого бетону та його початковий модуль пружності, МПа
(для граничних станів першої і другої груп залежно від класу бетону за міцністю на стискання)**

Розрахункові параметри	Клас бетону												
	B7.5	B10	B12.5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Для граничних станів першої групи													
Стискання осьове (призмova міцність) R_b	4.5	6.0	7.5	8.5	11.5	14.5	17.0	19.5	22.0	25.0	27.5	30.0	33.0
Розтяг осьовий R_{bt}	0.48	0.57	0.66	0.75	0.90	1.05	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65
Для граничних станів другої групи													
Стискання осьове (призмova міцність), $R_{b,ser}$	5.5	7.5	9.5	11.0	15.0	18.5	22.0	25.5	29.0	32.0	36.0	39.5	43.0

Розтяг осьовий $R_{bt,ser}$	0.70	0.85	1.00	1.15	1.40	1.60	1.80	1.95	2.10	2.20	2.30	2.40	2.50
Початковий модуль пружності бетону після теплової обробки при атм. тиску E_b	1450 0	1600 0	1900 0	2050 0	2400 0	2700 0	2900 0	3100 0	3250 0	3400 0	3500 0	3550 0	3600 0

Додаток 2.

Таблиця 2. Розрахункові опори і модуль пружності стержньової арматури, МПа

Клас арматури	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{s, SER}$	Модуль пружності E_s
	розтягу		стисканню R_{sc}		
	поздовжньої R_s	поперечної (хомутів) R_{sw}			
A-I	225	175	225	235	210 000
A-II	280	225	280	295	210 000
A-III діаметром, мм:					
6...8	355	285	335	390	200 000
10...40	365	290	365	390	200 000
A-IV	510	405	450	590	190 000
A-V	680	545	500	785	190 000
A-VI	815	650	500	980	190 000
A _T -VII	980	785	500	1175	190 000
A-III _B з контролем:					
видовження і напруження	490	390	200	540	180 000

самого тільки видовження	450	360	200	540	180 000
---	------------	------------	------------	------------	----------------

Таблиця 3. Розрахункові опори і модуль пружності дрютяної арматури, МПа

Клас арматур и	Діаметр арматури, мм	Для розрахунку за граничними станами першої групи			Для розрахунку за граничними станами другої групи $R_{s,ser}$	Модуль пружності E_s
		розтягу		стисканню R_{sc}		
		поздовжньо і R_s	поперечної (хомутів) R_{sw}			
Вр-I	3	375	270	375	410	170 000
	4	365	265	365	405	
	5	360	260	360	395	
В-II	3	1240	990	400	1490	200 000
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Вр-II	3	1215	970	400	1460	200 000
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	
К-7	6	1210	965	400	1450	180 000
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	

	15	1080	865	400	1295	
К-19	14	1175	940	400	1410	180 00

Додаток 3.

Таблиця 4. Коефіцієнти ξ , α_m та ζ

$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$	$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$	$\xi = x/h_0$	$\zeta(\eta)$	$\alpha_m(A_0)$
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499

0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,75	0,375	–	–	–

Додаток 4.

Таблиця 5 . Сортамент стержньової і дротяної арматури

Діаметр	Розрахункові площі поперечного перерізу см ² при кількості стержнів										Маса кг/м	Прокатувані діаметри арматури класів						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	Aт-III	A-VI	B-I	B-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	+	+
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,099	-	-	-	-	-	+	+
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	+	+
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	+	-	+	+	-	-	+
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	+	-	+	+	-	-	+
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	+	+	+	+	+	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	+	+	+	+	+	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	+	+	+	+	+	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	+	+	+	+	+	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	+	+	+	+	+	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	+	+	+	+	+	-	-
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	+	+	+	+	+	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,84	-	+	+	+	+	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,83	-	+	+	+	+	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,31	-	+	+	+	+	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99	-	-	+	+	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,865	-	-	+	+	-	-	-

Додаток 5.

Таблиця 6. Коефіцієнти φ_b та φ_{sb}

Коефіцієнти φ_b

Бетон	$\frac{N_l}{N}$	Значення I_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20
Важкий (звич.) дрібнозернистий	0	0.93	0.91	0.91	0.90	0.89	0.86	0.83	0.80
	0.5	0.92	0.91	0.90	0.88	0.85	0.80	0.73	0.65
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.81	0.74	0.63	0.55
Легкий	0	0.93	0.91	0.89	0.85	0.80	0.78	0.74	0.70
	0.5	0.92	0.90	0.88	0.84	0.77	0.72	0.68	0.60
	1	0.92	0.90	0.87	0.81	0.74	0.67	0.60	0.51

Коефіцієнт φ_{sb}

При $a = a' < 0,15h$ і відсутності проміжних стержнів або коли площа перерізу цих стержнів менша за $A_{sm} < A_{s,tot} / 3$

Важкий (звич.) дрібнозернистий	0	0.93	0.92	0.91	0.90	0.89	0.87	0.84	0.81
	0.5	0.92	0.92	0.91	0.90	0.87	0.84	0.80	0.75
	1	0.92	0.91	0.90	0.88	0.86	0.82	0.77	0.70
Легкий	0	0.93	0.91	0.89	0.85	0.83	0.79	0.75	0.71
	0.5	0.92	0.91	0.89	0.84	0.78	0.76	0.72	0.67
	1	0.92	0.90	0.88	0.83	0.77	0.74	0.68	0.62

При $0.25h > a = a' > 0,15h$ або коли площа перерізу проміжних стержнів дорівнює чи більша за $A_{sm} \geq A_{s,tot} / 3$ незалежно від величини a

Важкий (звич.) дрібнозернис тий	0	0.92	0.92	0.91	0.89	0.87	0.84	0.80	0.75
	0.5	0.92	0.91	0.90	0.87	0.83	0.79	0.72	0.65
	1	0.92	0.91	0.89	0.86	0.80	0.74	0.66	0.58
Легкий	0	0.92	0.91	0.89	0.84	0.79	0.75	0.71	0.66
	0.5	0.92	0.90	0.88	0.83	0.77	0.71	0.68	0.60
	1	0.92	0.90	0.87	0.81	0.74	0.68	0.61	0.52

Примітка: N_1 – поздовжня сила від дії постійних і довгочасних навантажень;

N – поздовжня сила від дії всіх навантажень (постійних, довго- і короткочасних).

Додаток 6.

Таблиця 7. Значення Гаусовського інтеграла похибок.

X	erf X	X	erf X	X	erf X	X	erf X
0,00	0,0000	0,50	0,5205	1,00	0,8427	1,50	0,9661
0,02	0,0216	0,52	0,5379	1,02	0,8508	1,52	0,9684
0,04	0,0451	0,54	0,5549	1,04	0,8586	1,54	0,9706
0,06	0,0676	0,56	0,5716	1,06	0,8661	1,56	0,9726
0,08	0,0901	0,58	0,5879	1,08	0,8733	1,58	0,9745
0,10	0,1125	0,60	0,6039	1,10	0,8802	1,60	0,9763
0,12	0,1348	0,62	0,6194	1,12	0,8868	1,62	0,9780
0,14	0,1569	0,64	0,6346	1,14	0,8931	1,64	0,9796
0,16	0,1790	0,66	0,6494	1,16	0,8991	1,66	0,9811
0,18	0,2009	0,68	0,6638	1,18	0,9048	1,68	0,9825
0,20	0,2227	0,70	0,6778	1,20	0,9103	1,70	0,9838
0,22	0,2443	0,72	0,6914	1,22	0,9155	1,72	0,9850
0,24	0,2657	0,74	0,7047	1,24	0,9205	1,74	0,9861
0,26	0,2869	0,76	0,7175	1,26	0,9252	1,76	0,9872
0,28	0,3079	0,78	0,7300	1,28	0,9297	1,78	0,9882
0,30	0,3286	0,80	0,7421	1,30	0,9340	1,80	0,9891
0,32	0,3491	0,82	0,7538	1,32	0,9381	1,90	0,9928
0,34	0,3694	0,84	0,7651	1,34	0,9419	2,00	0,9953
0,36	0,3893	0,86	0,7761	1,36	0,9456	2,10	0,9970
0,38	0,4090	0,88	0,7867	1,38	0,9460	2,20	0,9981
0,40	0,4284	0,90	0,7969	1,40	0,9523	2,30	0,9989
0,42	0,4475	0,92	0,8068	1,42	0,9554	2,40	0,9993
0,44	0,4662	0,94	0,8163	1,44	0,9583	2,50	0,9996
0,46	0,4847	0,96	0,8254	1,46	0,9611	2,60	0,9998
0,48	0,5027	0,98	0,8312	1,48	0,9637	2,70	0,9999

Додаток 7.

Таблиця 8. Теплофізичні характеристики бетонів при високих температурах

№ п/ п	Вид бетону	Середня густина в сухому стані, кг/ м ³	$\lambda_{tem}=A+Bt$, Вт / (м· °С)	$C_{tem}=C+D$ t, Дж / (кг·°С)
1	Важкий бетон на гранітному щебені	2330	1,2- 0,00035t	710+0,84t
2	Важкий бетон на вапняному щебені	2250	1,14- 0,00055t	710+0,84t
3	Керамітобетон	1380	0,383+0,00 008t	841+0,48t
4	Піщаний бетон	1900	1,044- 0,0006t	773+0,63t
5	Газобетон на молотому піску	480	0,093+0,00 019t	924+0,63t
	———— " ————	750	0,186+0,00 008t	924+0,63t
	———— " ————	1100	$\lambda_t=0,31=co$ nst	924+0,63t

Таблиця 9. Значення коефіцієнта К залежно від середньої густини бетону

Середня густина бетону, кг/м ³	1000	1500	2000	2300	2450
Коефіцієнт	0,55	0,58	0,60	0,62	0,65

K в год ^{1/2}					
Коефіцієнт K в $c^{1/2}$	33,0	34,8	36,0	37,2	39,0

Таблиця 10. Значення коефіцієнтів поздовжнього прогину для нагрітих колон φ_{tem}

l_0/b я	8	10	12	14	16	18	20	22
φ_{tem}	1,0	0,98	0,96	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77

l_0/b я	24	26	28	30	32	34	36
φ_{tem}	0,73	0,68	0,64	0,59	0,54	0,49	0,44

Додаток 8.

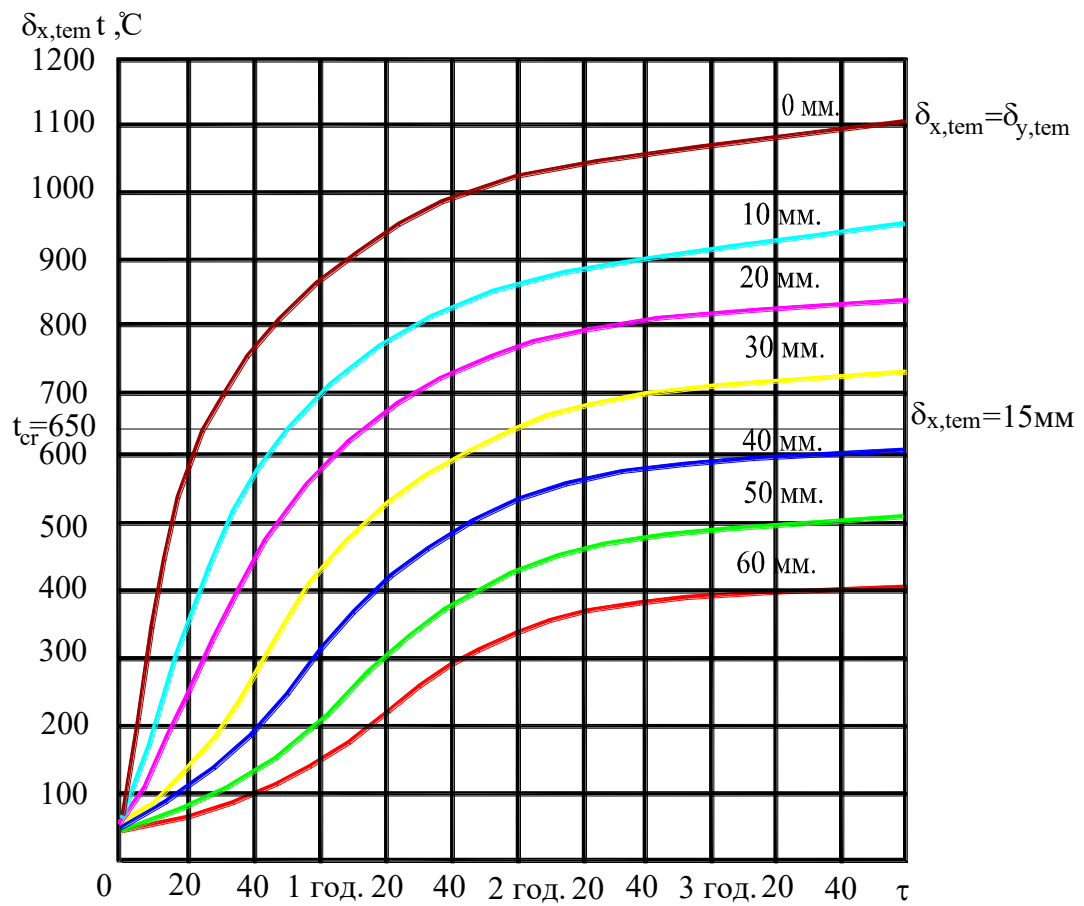
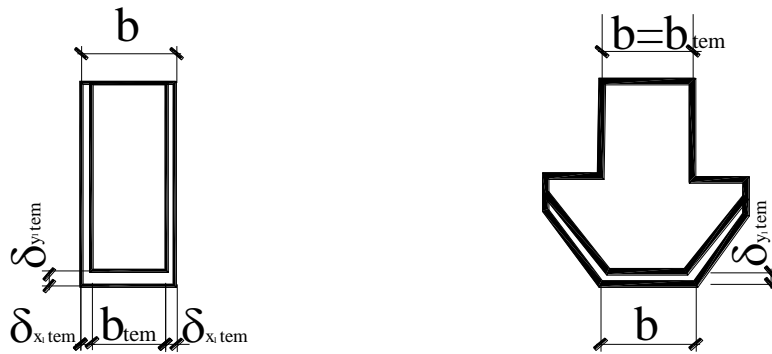
Таблиця 11. Розрахункове значення коефіцієнту $\gamma_{s,tem}$, який враховує зниження нормативного опору арматурних сталей залежно від температури їх нагрівання в напруженому стані

№	Найменування і клас арматурної сталі	Коефіцієнт $\gamma_{s,tem} = R_{s,tem} / R_{sn}$ при температурі нагріву °C								
		400	450	500	550	600	650	700	750	800
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Гарячекатана кругла (гладка) сталь класу А-I	1,0	0,83	0,66	0,51	0,37	0,24	0,15	0,09	0,05
2	Гарячекатана періодичного профіля сталь класу А-II	1,0	1,0	0,76	0,52	0,36	0,23	0,16	0,1	0,06
3	Гарячекатана низьколегована періодичного профіля сталь класу А-III	1,0	0,98	0,79	0,625	0,46	0,30	0,18	0,09	0,05
4	Гарячекатана періодичного профіля зміцнена витяжкою сталь класу Ат-III	1,0	0,91	0,70	0,49	0,33	0,2	0,13	0,07	0,03
5	Гарячекатана низьколегована періодичного профіля сталь класу А-IV	0,97	0,81	0,64	0,5	0,35	0,21	0,1	0,05	0,02

6	Те ж, класу А- V	0,97	0,79	0,625	0,4	0,23	0,11	0,06	0,03	0,01
7	Термічно зміцнена періодичного профіля сталь класу Ат-V	1,0	1,0	0,69	0,38	0,15	0,05	0,01	0,0	0,0
8	Високоміцна арматурна проволока класу Вр-II, діаметром 3...8 мм.	0,53	0,42	0,31	0,22	0,14	0,08	0,05	0,03	0,01

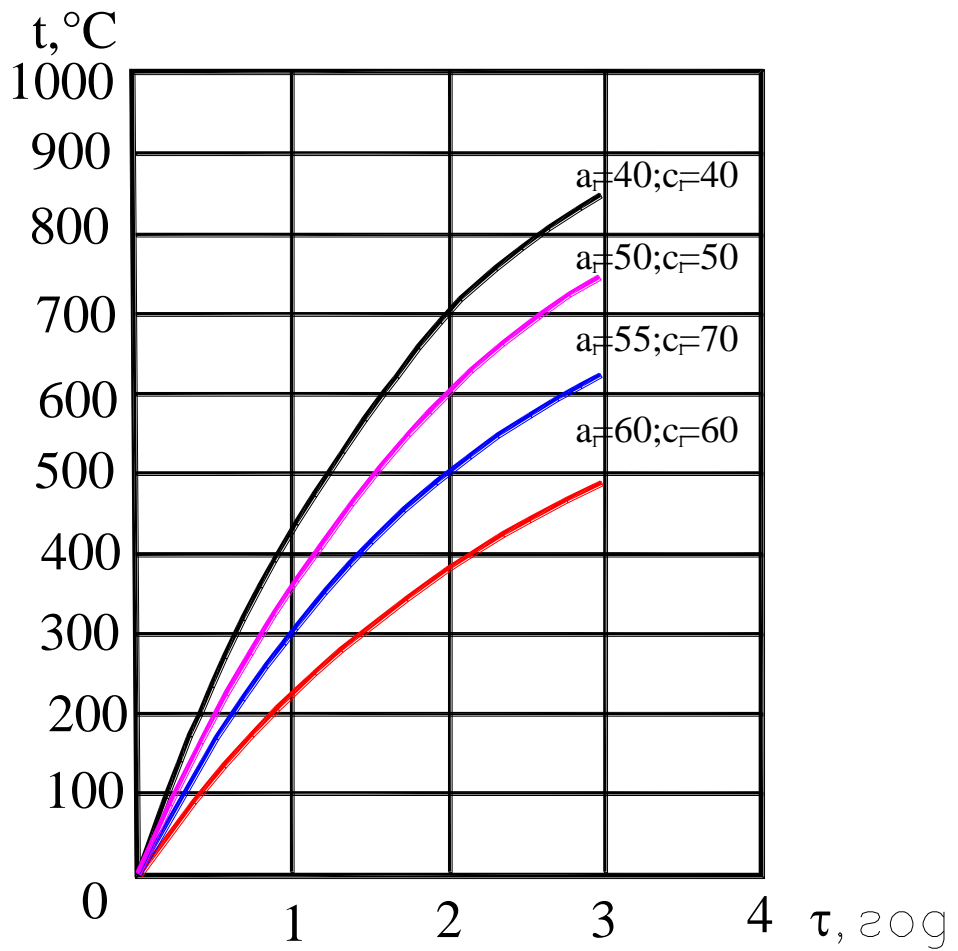
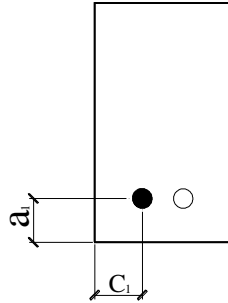
Додаток 9.

До визначення значень $\delta_{x,tem}$, $\delta_{y,tem}$

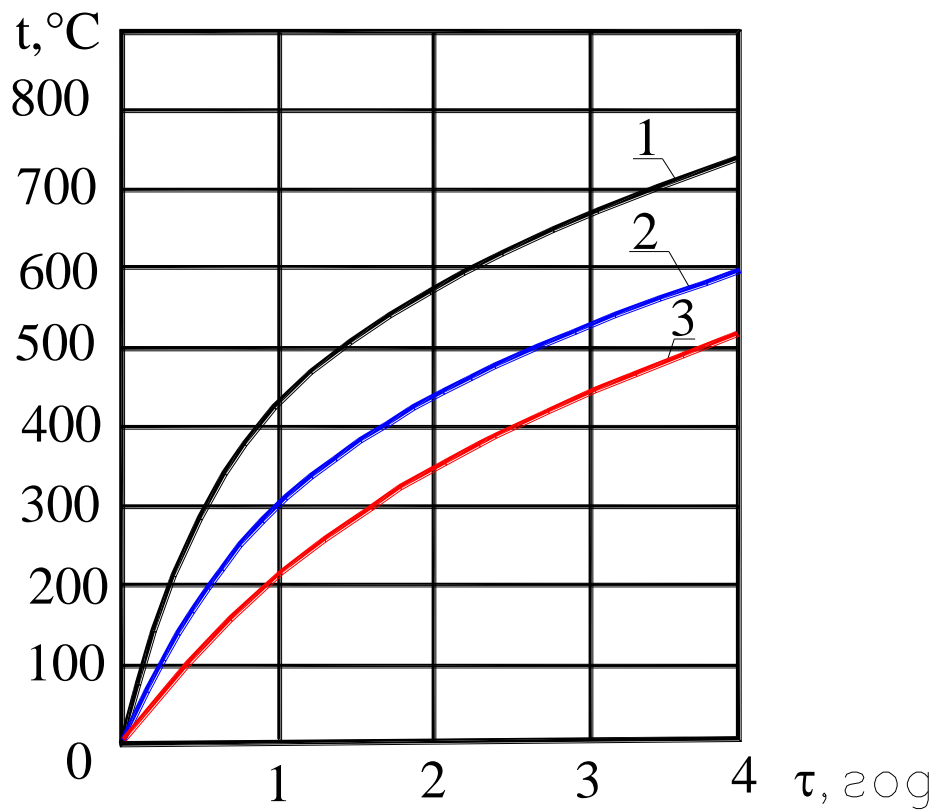
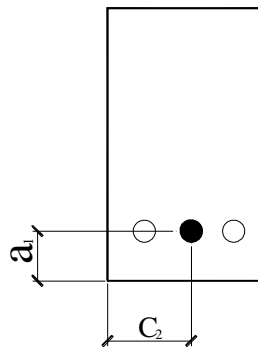


Додаток 10

Графіки для визначення температури прогріву арматурних стержнів залежно від координат їх розташування



Додаток 11

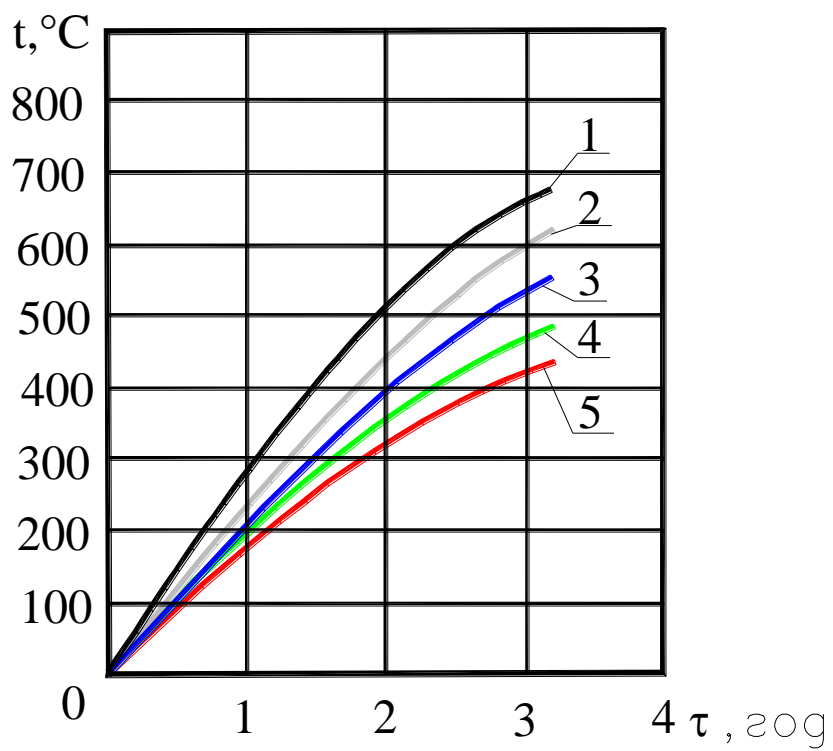
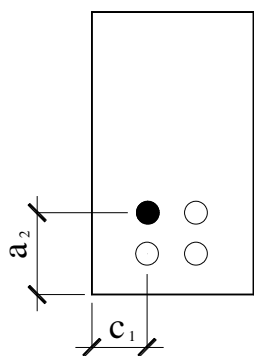


1 – $a_1=30$; $c_2=150$ і більше;

2 – $a_1=40$; $c_2=150$ і більше;

3 – $a_1=60$; $c_2=150$ і більше.

Додаток 12



1 – $a_2=120$; $c_1=50$;

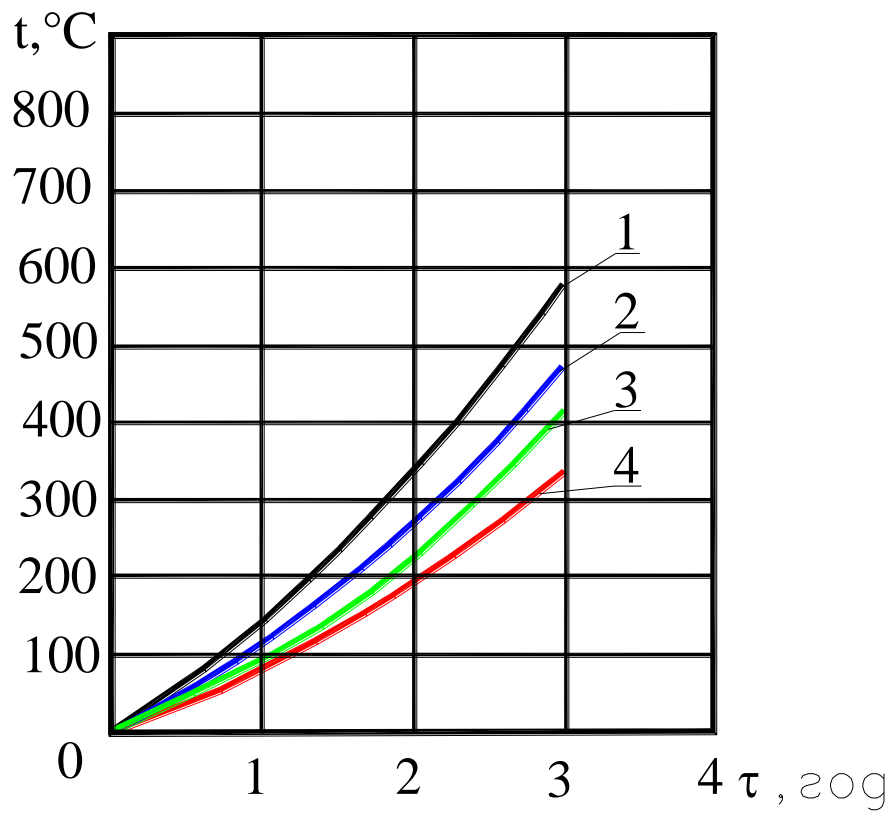
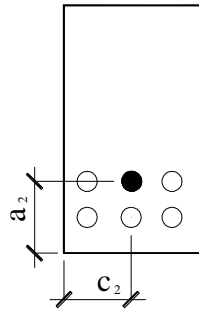
2 – $a_2=120$; $c_1=60$;

3 – $a_2=120$; $c_1=70$;

4 – $a_2=120$; $c_1=80$;

5 – $a_2=120$; $c_1=100$ і більше.

Додаток 13



1 – $a_2=45$; $c_2=150$ і більше;

2 – $a_2=50$; $c_2=150$ і більше;

3 – $a_2=60$; $c_2=150$ і більше;

4 – $a_2=100$; $c_2=150$ і більше;

Додаток 14

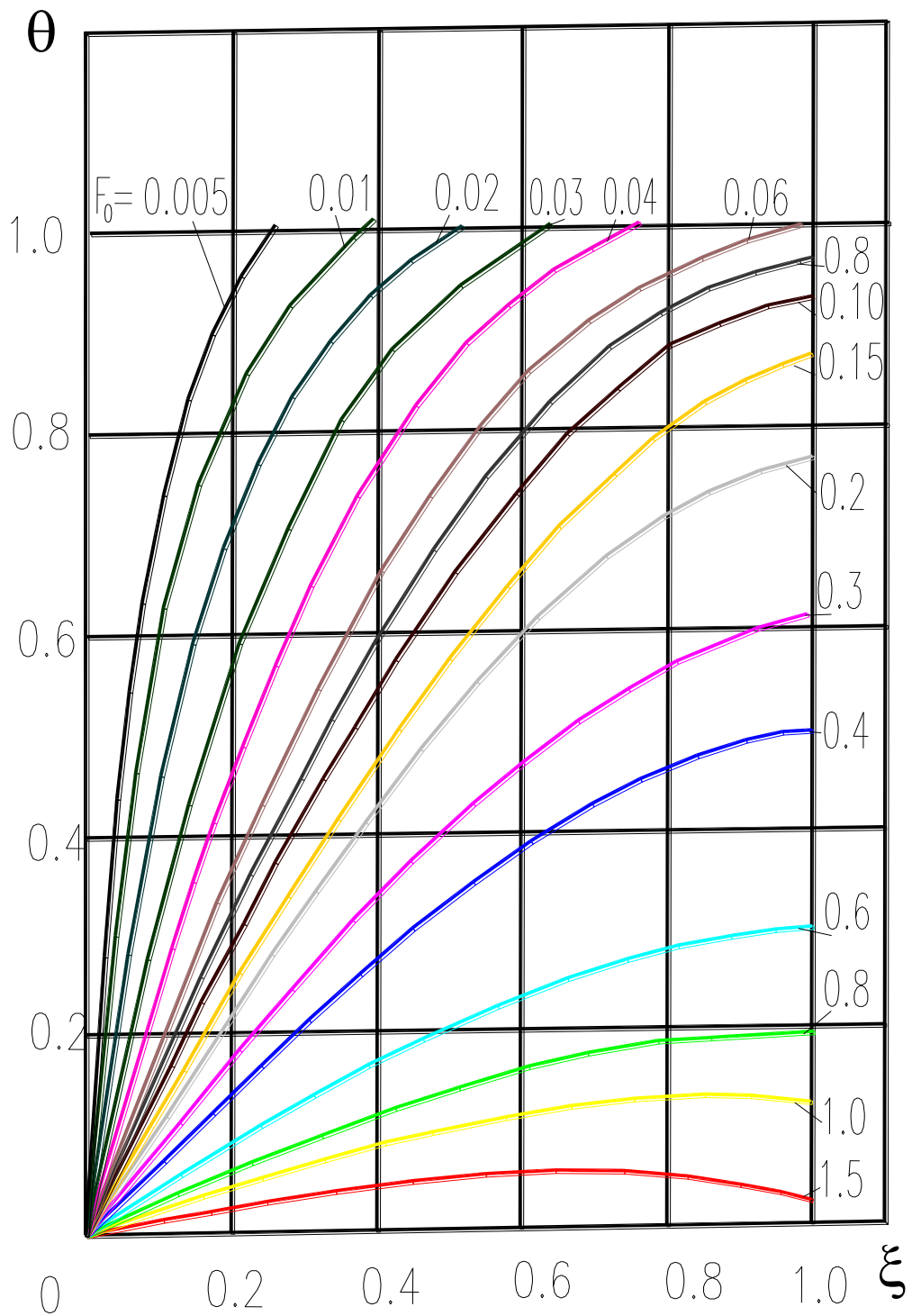
Таблиця 12 – Температура в середині необмеженої пластини

$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$	$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$	$F_0/4$	$\theta_{\text{ц}}$
0,001	1,0000	0,045	0,8088	0,088	0,5340
,002	1,0000	0,046	0,8015	0,089	0,5288
0,003	1,0000	0,047	0,7941	0,090	0,5236
0,004	1,0000	0,048	0,7868	0,091	0,5185
0,005	1,0000	0,049	0,7796	0,092	0,5134
0,006	1,0000	0,050	0,7723	0,093	0,5084
0,007	1,0000	0,051	0,7651	0,094	0,5034
0,008	0,9998	0,052	0,7579	0,095	0,4985
0,009	0,9996	0,053	0,7508	0,096	0,4936
0,010	0,9992	0,054	0,7437	0,097	0,4887
0,011	0,9985	0,055	0,7367	0,098	0,4839
0,012	0,9975	0,056	0,7297	0,099	0,4792
0,013	0,9961	0,057	0,7227	0,100	0,4745
0,014	0,9944	0,058	0,7158	0,102	0,4652
0,015	0,9922	0,059	0,7090	0,104	0,4561
0,016	0,9896	0,060	0,7022	0,106	0,4472
0,017	0,9866	0,061	0,6955	0,108	0,4385
0,018	0,9832	0,062	0,6888	0,110	0,4299
0,019	0,9794	0,063	0,6821	0,112	0,4215
0,021	0,9752	0,064	0,6756	0,114	0,4133
0,022	0,9706	0,065	0,6690	0,116	0,4052
0,023	0,9657	0,066	0,6626	0,118	0,3973
0,024	0,9605	0,067	0,6561	0,120	0,3895

0,025	0,9550	0,068	0,6498	0,122	0,3819
0,026	0,9493	0,069	0,6435	0,124	0,3745
0,027	0,9433	0,070	0,6372	0,126	0,3671
0,028	0,9372	0,071	0,6310	0,128	0,3600
0,029	0,9308	0,072	0,6249	0,130	0,3529
0,030	0,9242	0,073	0,6188	0,132	0,3460
0,031	0,9107	0,074	0,6128	0,134	0,3393
0,032	0,9038	0,075	0,6088	0,136	0,3326
0,033	0,8967	0,076	0,6009	0,138	0,3261
0,034	0,8896	0,077	0,5950	0,140	0,3198
0,035	0,8824	0,078	0,5892	0,142	0,3135
0,036	0,8752	0,079	0,5835	0,144	0,3074
0,037	0,8679	0,080	0,5778	0,146	0,3014
0,038	0,8605	0,081	0,5721	0,148	0,2955
0,039	0,8532	0,082	0,5665	0,150	0,2897
0,040	0,8458	0,083	0,5610	0,152	0,2840
0,041	0,8384	0,084	0,5555	0,154	0,2785
0,042	0,8310	0,085	0,5500	0,156	0,2731
0,043	0,8236	0,086	0,55447	0,158	0,2677
0,044	0,8162	0,087	0,5393	–	–

Додаток 15

Криві розподілення відносної надлишкової температури θ в необмеженій пластині



Додаток 16

Таблиця 13. Значення коефіцієнту умов роботи під час пожежі γ_{BT} різних бетонів залежно від температури бетону.

Бетон	Середня щільність бетону ρ	Коефіцієнт умов роботи бетону γ_{BT} при температурі бетону, $^{\circ}C$								
		20	100	200	300	400	500	600	700	800
Важкий на силікатному крупному заповнювачі	2350	1,0	0,85	0,95	0,85	0,7	0,55	0,35	0,2	0,05
Те саме, із карбонатних порід	2350	1,0	0,90	1,0	0,90	0,75	0,60	0,40	0,25	0,06
Легкий бетон на керамзитовому крупному заповнювачі	1600	1,0	0,95	1,0	0,90	0,75	0,65	0,65	0,55	0,40
Керамзито-перліто бетон	1200	1,0	0,92	0,83	0,74	0,65	0,55	0,47	0,37	0,28

Таблиця 14. Значення критичної температури нагрівання під час пожежі стиснутих бетонів

Бетон	Критична температура нагрівання стиснутого бетону $T^{cr}_b, ^{\circ}C$
Важкий бетон на крупному силікатному заповнювачі	500
Важкий бетон на крупному заповнювачі із карбонатних порід	600

