



НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**Конструкції будинків і споруд
БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО БЕТОНУ
Правила проектування**

ДСТУ Б В.2.6-156: 2010

(проект, остаточна редакція)



Видання офіційне

Київ

Міністерство регіонального розвитку та будівництва України

2010

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО: Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (ДП НДІБК)

РОЗРОБНИКИ: **А. Бамбура**, доктор техн. наук (науковий керівник); **М. Безбожна**; **О. Гурківський**, канд. техн. наук; **О. Дорогова**; **Т. Мірошник**; **П. Кривошеєв**, канд. техн. наук; **Ю. Немчинов**, доктор техн. наук; **І. Сазонова**; **Ю. Слюсаренко**, канд. техн. наук; **В. Тарасюк**, канд. техн. наук.

За участю:

КНУБА: **А. Барашиков**, доктор техн. наук.

ПДАБА: **М. Савицький**, доктор техн. наук.

ХДТУБА: **А. Шагін**, доктор техн. наук; **С. Фомін**, доктор техн. наук.

Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка **А. Павліков**, доктор техн. наук; **В. Митрофанов**, канд. техн. наук.

ОДАБА: **В. Дорофєєв**, доктор техн. наук; **В. Карпюк**, канд. техн. наук.

Національний університет водного господарства та природокористування (м. Рівне): **Є. Бабіч**, доктор техн. наук.

Національний авіаційний університет: **В. Колчунов.**, доктор техн. наук., **І. Яковенко**, канд. техн. наук.

Уманський державний педагогічний університет: **Т. Азізов**, доктор техн. наук.

ПАТ «КИЇВЗНДІЕП»: **В. Куцевич**, доктор архітектури; **Б. Губов.**

«Проектний інститут «КИЇВСЬКИЙ ПРОМБУДПРОЕКТ»: **Е. Воловик.**

3 ПОГОДЖЕНО: Держпожбезпеки МНС України, лист від _____.____.20... р. № _____
Мінпромполітики України, лист від _____ ._____.20... р. № _____
Держгірпромнагляд, лист від _____ ._____.20... р. № _____

4 ВНЕСЕНО: Управління технічного регулювання в будівництві Мінрегіонбуду України

5 ПРИЙНЯТО ТА НАДАНО ЧИННОСТІ; Наказ Мінрегіонбуду України від _____.____. 20... р. № _____

6 УВЕДЕНО ВПЕРШЕ:

Право власності на цей документ належить державі.
Цей документ не може бути повністю чи частково відтворений,
тиражований і розповсюджений як офіційне видання без дозволу
Міністерства регіонального розвитку та будівництва України.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	VI
1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ.....	1
2. НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ	3
3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	4
3.1 Бетон.....	4
3.2 Арматура.....	12
3.3 Попередньо напружені елементи і конструкції	17
4 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМ СТАНОМ ПЕРШОЇ ГРУПИ	27
4.1 Розрахунок залізобетонних елементів за несучою здатністю.....	27
4.2 Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил.....	28
4.3 Несуча здатність залізобетонних елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил	32
4.4 Несуча здатність залізобетонних елементів кругового перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил.....	35
4.5 Несуча здатність залізобетонних елементів при двовісному впливі згинальних моментів та поздовжніх сил.....	37
4.6 Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої вісі	40
4.7 Кручення.....	51
4.8 Продавлювання	55
4.9 Розрахунок із використанням «стиснуто-розтягнутих» моделей	66
4.10 Місцева дія навантаження.....	71
4.11 Втома	72
5 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ	79
5.1 Загальні положення.....	79
5.2 Обмеження рівня напружень.....	79

5.3	Обмеження розкриття тріщин.....	80
5.4	Обмеження прогинів	89
6	РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ.....	95
6.1	Геометричні неточності	95
6.2	Впливи другого порядку.....	96
6.3	Робочий прогін (l_{eff}).....	102
6.4	Врахування впливу повзучості.....	102
7	ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ.....	104
7.1	Загальні положення.....	104
7.2	Анкеровка поздовжньої арматури.....	106
7.3	Передача зусиль через напуски та механічні з'єднання	114
7.4	Заанкерення арматурних пучків	120
7.5	Анкерення попередньо напружених пучків	122
8	ОСОБЛИВІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗВИЧАЙНИХ ТА ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ	128
8.1	Загальні положення	128
8.2	Балки.....	128
8.3	Суцільні (нерозрізні) плити	135
8.4	Плоскі плити (безбалкові).....	137
8.5	Колони.....	140
8.6	Стіни.....	141
8.7	Балки-стілки.....	142
8.8	Фундаменти.....	143
8.9	Системи в'язей.....	147
9	КОНСТРУКЦІЇ З НЕАРМОВАНОГО І МАЛОАРМОВАНОГО БЕТОНУ.....	150
9.1	Загальні положення.....	150
9.2	Матеріали.....	150
9.3	Спрощений метод розрахунку стін та колон.....	151

10	ДОДАТКОВІ ПРАВИЛА ДЛЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ.....	152
10.1	Конструктивний розрахунок	152
ДОДАТОК А	Алгоритм рішення системи нелінійних рівнянь рівноваги залізобетонного розрахункового перерізу за деформаційним методом ...	162

ПРОЕКТ, ОСТАТОЧНА РЕДАКЦІЯ

ВСТУП

В даному стандарті наведені основні правила, методи розрахунку та проектування бетонних та залізобетонних конструкцій промислових, громадських будівель та споруд з важкого конструкційного бетону, які забезпечують виконання основних вимог ДБН В.2.6-98 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування» щодо забезпечення несучої здатності, придатності до експлуатації, надійності та здатності конструкцій зберігати необхідні експлуатаційні якості на протязі усього терміну служби.

Даний стандарт не поширюється на розрахунок та проектування: вогнестійкості конструкцій, та на конструкції які експлуатуються при температурі навколишнього середовища вище 50°C і нижче мінус 70°C ;

особливих питань спеціальних типів будівель (розрахунок висотних будівель (умовною висотою понад 73,5 м) на прогресуюче обвалення і тощо);

особливих питань проектування спеціальних типів цивільних споруд на які є окремі норми (таких як віадуки, мости, дамби, резервуари під тиском, прибережні платформи та водозахисні споруди);

- конструкцій із фібробетону, дрібнозернистих бетонів, та пінобетонних складових, а також конструкцій з бетону з надважкими заповнювачами;

- сталезалізобетонних та збірно-монолітних конструкцій, а також конструкцій які піддаються циклічним та динамічним впливам, впливу агресивного середовища.

Положення даного стандарту не поширюються на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій покриттів автомобільних шляхів і аеродромів, атомних станцій.

Рішення щодо використання даного стандарту для забезпечення основних вимог щодо бетонних та залізобетонних конструкцій згідно з ДБН В.2.6-98 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування» приймається Замовником або Проектувальником. У випадку, прийняття рішення щодо використання для проектування бетонних та залізобетонних конструкцій конкретних будівель та споруд даного стандарту, повинні бути виконані всі передбачені в ньому вимоги.

У цьому стандарті позначення та одиниці фізичних величин прийняті відповідно до ДБН В.2.6-98 «Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування».

НАЦІОНАЛЬНИЙ СТАНДАРТ УКРАЇНИ

**Конструкції будинків і споруд
БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ З ВАЖКОГО
БЕТОНУ**

Правила проектування

Конструкции зданий и сооружений
БЕТОННЫЕ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ИЗ ТЯЖЕЛОГО
БЕТОНА

Правила проектирования

Structures of buildings and erections
CONCRETE AND REINFORCED CONCRETE STRUCTURES WITH HEAVY
WEIGHT STRUCTURAL CONCRETE
Design rules

Чинний з ...

1 СФЕРА ЗАСТОСУВАННЯ

1.1 Рекомендації даного ДСТУ поширюються на проектування бетонних та залізобетонних конструкцій будинків та споруд різного призначення, виготовлених з важкого конструкційного бетону класів міцності на стиск від С8/10 до С50/60, які експлуатуються в кліматичних умовах України, в неагресивному середовищі.

1.2 Бетонні та залізобетонні конструкції повинні задовольняти основним вимогам безпеки, які визначені у «Технічному регламенті будівельних виробів, будівель і споруд», затвердженому постановою Кабінету Міністрів України № 1764 від 20 грудня 2006 р., ДБН В.2.6-98, ДБН В.1.2-14 та ДБН В.1.2-7-2008. Для забезпечення вимог безпеки конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності, пов'язаного із спричиненням шкоди для життя або здоров'я людини, майна або навколишнього середовища.

1.3 Бетонні та залізобетонні конструкції повинні бути забезпеченими

з необхідною надійністю від виникнення всіх видів граничних станів розрахунками, вибором показників якості матеріалів, призначенням розмірів та конструюванням згідно вказівок цих норм. При цьому повинні бути виконані вимоги щодо вогнестійкості визначені у ДБН В.1.1-7, ДБН В.1.2-7 та технології виготовлення конструкцій і витримані вимоги щодо експлуатації будинків та споруд, а також вимоги щодо екології, які регламентуються відповідними нормативними документами.

1.4 Бетонні і малоармовані конструкції використовуються:

– як правило при стиску з розміщенням поздовжньої стискаючої сили в межах поперечного перерізу елемента;

– в окремих випадках в конструкціях, які працюють на стиск при розміщенні поздовжньої стискаючої сили за межами поперечного перерізу елемента, а також в елементах, що піддаються згину, в разі руйнування яких не виникає безпосередньої загрози життю людей і збереженню обладнання і коли використання бетонних і малоармованих конструкцій має економічну доцільність.

Конструкції розглядаються як бетонні і малоармовані в разі коли їх несуча здатність забезпечується тільки характеристиками бетону.

1.5 Розрахунок бетонних та залізобетонних конструкцій необхідно виконувати за граничними станами згідно 2.2 ДБН В.2.6-98, які включають:

- граничні стани першої групи;
- граничні стани другої групи.

Розрахунки за граничними станами першої групи, включають розрахунки щодо визначення несучої здатності з урахуванням в необхідних випадках деформованого стану конструкції.

Розрахунки за граничними станами другої групи, включають розрахунки щодо виникнення та розкриття тріщин і по деформаціям.

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

1.7 Розрахунки зусиль, напружень та деформацій від зовнішніх навантажень та впливів оточуючого середовища в бетонних і залізобетонних конструкціях слід визначати за загальними правилами будівельної механіки з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності роботи конструкції у системі.

Необхідно ураховувати перерозподіл зусиль в елементах системи внаслідок нелінійних деформацій бетону і арматури та процесів тріщиноутворення за граничним станом, що розглядається.

1.8 При проектуванні елементів збірних залізобетонних конструкцій на вплив зусиль, які виникають при їх підйомі, транспортуванні і монтажі,

навантаження від всіх елементів слід приймати з коефіцієнтом динамічності, рівним: 1,60 – при транспортуванні, 1,40 – при підйомі та монтажу. В цьому випадку враховується також коефіцієнт надійності за навантаженням.

Допускається приймати більш низькі, обґрунтовані в установленому порядку, значення коефіцієнтів динамічності, але не нижче 1,25.

2. НОРМАТИВНІ ПОСИЛАННЯ

У цьому стандарті є посилання на такі нормативні документи:

Технічний регламент будівельних виробів, будівель і споруд, затверджений постановою Кабінету Міністрів України № 1764 від 20 грудня 2006 р

ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування

ДБН В.1.2.-14:2009 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ

ДБН В. 1.2-2:2006 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування

ДБН В.1.1-7-2002 Захист від пожежі. Пожежна безпека об'єктів будівництва

ДБН В.1.2-7:2008 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Основні вимоги до споруд. Пожежна безпека

ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови (ISO 6935-2:1991, NEQ)

ДСТУ Б В.2.6-2-2009 Конструкції будинків і споруд. Вироби бетонні і залізобетонні. Загальні технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-32-95 Будівельні матеріали. Пісок щільний природний для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій і робіт. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-43-96 Будівельні матеріали. Бетони важкі. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-46-96 Будівельні матеріали. Цементи загальнобудівельного призначення. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-47-96 (ГОСТ 10060.0-95) Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення морозостійкості. Загальні вимоги

ДСТУ Б В.2.7-75-98 Будівельні матеріали. Щебінь та гравій щільні природні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-96-2000 (ГОСТ 7473-94) Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Технічні умови

ДСТУ Б В.2.7-114-2002 (ГОСТ 10181-2000) Будівельні матеріали. Суміші бетонні. Методи випробувань

СНиП 2.01.01-82 Строительная климатология и геофизика (Будівельна

кліматологія і геофізика)

СНиП 3.03.01-87 Несущие и ограждающие конструкции (Несучі та огорожувальні конструкції)

ГОСТ 5781-82 Сталь горячекатаная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия (Сталь гарячекатана для армування залізобетонних конструкцій. Технічні умови).

ГОСТ 14098-91 Соединения сварные арматуры и закладных изделий железобетонных конструкций. Типы, конструкции и размеры (З'єднання зварни арматури і закладних виробів залізобетонних конструкцій. Типи, конструкція і розміри).

ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками.

ДСТУ Б В.2.7-170:2008 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення середньої густини, вологості, водопоглинання, пористості і водонепроникності

ДСТУ Б В.2.7-224:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Правила контролю міцності

ДСТУ Б В.2.7-220:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Визначення міцності механічними методами неруйнівного контролю

3 МАТЕРІАЛИ ДЛЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1 Бетон

3.1.1 Показники якості та використання їх при проектуванні

3.1.1.1 Для виготовлення бетонних та залізобетонних конструкцій, що проектуються в відповідності з даним ДСТУ, використовується важкий конструкційний бетон з середньою густиною від 2000 кг/м³ до 2500 кг/м³ включно.

3.1.1.2 Основними показниками якості бетону, які встановлюються при проектуванні згідно ДБН В.2.6-98 є:

- клас бетону за міцністю на стиск С;
- марка бетону за морозостійкістю F (призначається для конструкцій які піддаються впливу поперемінного заморожування та відтавання);
- марка бетону за водонепроникністю W (призначається для конструкцій до яких пред'являються вимоги щодо обмеження водопроникності).

Клас бетону за міцністю на стиск С відповідає гарантованій міцності бетону за стандартними кубами в МПа, з забезпеченістю 0,95.

3.1.1.3 Для бетонних та залізобетонних конструкцій приймаються, як правило, бетони наступних класів і марок:

- класів бетону за міцністю на стиск:

C8/10; C12/15; C16/20; C20/25; C25/30; C30/35; C32/40; C35/45; C40/50; C45/55; C50/60;

- марок бетону за морозостійкістю:

F50; F75; F100; F150; F200;

марок бетону за водонепроникністю:

- W2; W4; W6.

Залежно від реальних умов експлуатації і за вимогою Замовника можуть призначатись і більш високі класи за морозостійкістю та водонепроникністю F300; F400; F500; і W8; W10; W12 відповідно.

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

Значення відпускну міцності бетону в елементах збірних конструкцій необхідно назначати відповідно з «Технічним регламентом будівельних виробів, будівель і споруд» та технічною документацією на виріб.

3.1.1.5 Для залізобетонних конструкцій не рекомендується використовувати бетон класу за міцністю на стиск нижче C12/15.

3.1.1.6 Клас бетону, в якому розміщена попередньо напружена арматура без анкерів: для арматурі класів A600, A800, Bp1400, Bp1500 не нижче C16/20; для арматури класів A1000, Bp1200, Bp1300, K1400, K1500 не нижче C25/30.

3.1.1.7 Передаточну міцність бетону f_{cp} (передаточна міцність бетону на час його обтиснення, яка контролюється аналогічно класу бетону на стиск) слід призначати не менше C12/15 і не менше 50% прийнятого класу бетону.

3.1.1.8 Марку бетону за морозостійкістю призначають в залежності від вимог, яким повинні відповідати конструкції, класу умов їх експлуатації (табл. 4.1 ДБН В.2.6-98) та діапазону зміни температури навколишнього середовища в холодний період.

Для надземних конструкцій, які піддаються впливу навколишнього середовища при розрахунковій температурі зовнішнього повітря в холодний період від мінус 5°C до мінус 40°C приймають марку бетону за морозостійкістю не нижче F75, а при розрахунковій температурі зовнішнього повітря вище мінус 5°C у вказаних конструкціях марку бетон а за морозостійкістю не нормують.

3.1.1.9 Марку бетону за водонепроникністю призначають в залежності від вимог, яким повинні відповідати конструкції та класу умов їх експлуатації (табл. 4.1 ДБН В.2.6-98).

Для надземних конструкцій, які піддаються впливу навколишнього середовища при розрахунковій температурі повітря вище мінус 40°C, а також для зовнішніх стін опалюваних будівель марку бетону за водонепроникністю не нормують.

В інших випадках необхідна марка бетону за водонепроникністю призначають відповідно до спеціальних вказівок.

3.1.2 Характеристичні і розрахункові значення характеристик бетону

3.1.2.1 Базовими міцністними характеристиками бетону для розрахунку конструкцій є їх характеристичне значення:

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

В разі необхідності, для аварійних розрахункових ситуацій може використовуватись значення бетону при осьовому розтягу $f_{ctk,0,95}$.

Характеристичні значення опору бетону осьовому стиску (призмova міцність) та осьовому розтягу, приймають в залежності від класу бетону на стиск C згідно табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

3.1.2.2 Розрахункове значення міцності бетону на стиск визначається як:

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

де

γ_c – коефіцієнт надійності для бетону (див. 2.4.1 ДБН В.2.6-98);
 α_{cc} – коефіцієнт, що ураховує вплив тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження, на міцність бетону при стиску.

Величина α_{cc} може змінюватися в межах від 0,8 до 1,0. Конкретна величина коефіцієнта α_{cc} у вказаних межах, в залежності від призначення конструкції і тривалості впливу несприятливих дій призначається проектувальником з погодженням з Замовником. Рекомендованим є значення $\alpha_{cc} = 1,0$.

3.1.2.3 Коефіцієнт надійності γ_c може застосовуватись із меншим значенням, в разі якщо доказано, що система контролю якості на виробництві забезпечує в конструкції коефіцієнт варіації міцності бетону, що не перевищує 10%. В такому разі коефіцієнт надійності $\gamma_c = 1,22$.

3.1.2.4 Розрахункове значення міцності бетону на розтяг визначається як

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} f_{ctk,0,05} / \gamma_{ct} \quad (3.2)$$

де

γ_{ct} – коефіцієнт надійності для бетону (див. п. 2.4.1 ДБН В.2.6-98:2009);
 α_{ct} – коефіцієнт, що ураховує вплив на міцність бетону при розтягу

тривалості дій та несприятливих впливів, що викликані способом прикладання навантаження. Якщо немає інших вказівок то рекомендованим є значення $\alpha_{ct} = 1,0$.

3.1.2.5 Розрахункові значення опору бетону осьовому стиску та осьовому розтягу, приймають в залежності від класу бетону на стиск C згідно табл. 3.1 ДБН В.2.6-98.

В необхідних випадках розрахункові значення міцнісних характеристик бетону перемножують на наступні коефіцієнти умов роботи γ_{ci} , які враховують особливості роботи бетону в конструкції:

а) γ_{c1} – коефіцієнт, який враховує тривалість впливу статичного навантаження:

$\gamma_{c1}=1$ – при нетривалій (короткочасній) дії навантаження;

$\gamma_{c1}=0,9$ – при тривалій дії навантаження;

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

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

3.1.3 Деформаційні характеристики бетону

3.1.3.1 Основними деформаційними характеристиками бетону є:

- граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску і розтягу (при однорідному напруженому стані бетону) ε_{cu1} , ε_{ct1} ;

- початковий модуль пружності E_c ;

- коефіцієнт (характеристика) повзучості $\varphi(t, t_0)$,

- коефіцієнт поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона) ν ;

- коефіцієнт лінійної температурної деформації α_{ct} .

Граничні відносні деформації бетону при осьовому стиску, початковий модуль пружності наведені в табл. 3.1 ДБН В.2.6-98. Значення коефіцієнта поперечної деформації бетону (коефіцієнт Пуассона - коефіцієнт поперечної деформації бетону при рівні напружень в бетоні що не перевищує $0,5 f_{cd}$) та коефіцієнта лінійної температурної деформації наведені в 3.1.3 ДБН В.2.6-98.

Якщо відсутні більш точні дані, граничні відносні деформації бетону при осьовому розтягу можна приймати рівними $\varepsilon_{ct1} = -2f_{ctd}/E_{cd}$.

3.1.3.2 При тривалій дії навантаження значення модуля деформацій бетону допускається визначати за залежністю:

$$E_c(t, t_0) = \frac{E_{cd}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (3.3)$$

де

$\varphi(\infty, t_0)$ – граничний коефіцієнт повзучості, який приймається

відповідно до 3.1.3.7.

3.1.3.3 В випадку, коли вплив повзучості і усадки викликає значні напруження і деформації в залізобетонних конструкціях а також може призвести до появи надмірних тріщин, необхідно ураховувати вплив усадки та повзучості. Повзучість і усадка бетону залежить від вологості навколишнього середовища, розмірів елемента і складу бетону, тривалості та величини навантаження. На повзучість також впливає вік бетону в момент прикладання навантаження.

3.1.3.4 Коефіцієнт повзучості $\varphi(t, t_0)$ пов'язаний з E_c тангенціальним модулем, що може прийматись як $1,10 E_{cm}$.

3.1.3.5 Деформація повзучості бетону $\varepsilon_{cc}(\infty, t_0)$ для $t = \infty$ при постійних напруженнях стиску σ_c , прикладених до бетону у віці t_0 може бути представлена виразом:

$$\varepsilon_{cc}(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \times (\sigma_c / E_c), \quad (3.4)$$

3.1.3.6 Якщо напруження стиску бетону у віці t_0 перевищують величину $0,45 f_{ck}(t_0)$, то повзучість треба розглядати як нелінійну. Такі високі напруження можуть виникати у результаті попереднього напруження, наприклад, у збірних елементах на рівні прикладення напружень. У таких випадках коефіцієнт нелінійної повзучості можна визначати наступним чином:

$$\varphi_k(\infty, t_0) = \varphi(\infty, t_0) \exp [1,5 (k_\sigma - 0,45)], \quad (3.5)$$

де

$\varphi_k(\infty, t_0)$ – коефіцієнт умовної нелінійної повзучості, що заміняє $\varphi(\infty, t_0)$;

k_σ – співвідношення «напруження-міцність» $\sigma_c / f_{cm}(t_0)$,

де

σ_c – напруження стиску, а

$f_{cm}(t_0)$ – середня міцність бетону на стиск у момент навантаження.

3.1.3.7 У випадку коли немає більш точних даних величину граничного коефіцієнту повзучості можна приймати згідно таблиці 3.1.

3.1.3.8 Повна деформація усадки складається з двох компонент, деформація усадки при висиханні та деформація внутрішньої усадки. Деформація усадки при висиханні розвивається повільніше, оскільки вона залежить від міграції води у бетоні, що твердіє. Деформація внутрішньої усадки розвивається у процесі твердіння бетону: отже більша частина розвивається в самі перші дні після укладки. Внутрішня усадка лінійно залежить від міцності бетону. Окремо необхідно розглядати випадок коли новий бетон укладається поверх затверділого бетону. Таким чином, значення

загальної деформації усадки ε_{cs} визначаються як:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} \quad (3.6)$$

де

- ε_{cs} – загальна деформація усадки
- ε_{cd} - деформація усадки при висиханні
- ε_{ca} - деформація внутрішньої усадки

Таблиця 3.1- Граничний коефіцієнт повзучості

Відносна вологість навколишнього середовища, %	Значення граничного коефіцієнта повзучості $\varphi_k(\infty, t_0)$ при класі бетону на стиск									
	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
Вище 75	2,6	2,2	2,0	1,8	1,7	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1
40 - 75	3,6	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0	1,9	1,7	1,6	1,5
Нижче 40	5,0	4,2	3,8	3,4	3,2	3,0	2,7	2,5	2,3	2,0

Примітка. Відносна вологість повітря навколишнього середовища приймають згідно відповідних нормативних документів, як середню місячну відносну вологість найбільш теплого місяця для району будівництва.

Кінцеве значення деформації усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,\infty}$ дорівнює $k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}$ і може бути прийняте за таблицею 3.2 (очікуване середнє значення з коефіцієнтом варіації біля 30 %).

Таблиця 3.2 - Номінальні значення усадки при висиханні $\varepsilon_{cd,0}$ (‰) для бетону нормального твердіння на цементі згідно ДСТУ Б В.2.7-46-96

$f_{ck}/f_{ck,cube}$ (МПа)	Відносна вологість (у %)					
	20	40	60	80	90	100
16/20	0.68	0.60	0.52	0.33	0.18	0.00
32/40	0.54	0.51	0.43	0.27	0.14	0.00
50/60	0.43	0.42	0.34	0.22	0.12	0.00

Розвиток деформації усадки при висиханні впливає з:

$$\varepsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) k_n \cdot \varepsilon_{cd,0}, \quad (3.7)$$

де

k_n - коефіцієнт, що залежить від умовного розміру h_0 , згідно з таблицею

3.3.

Таблиця 3.3 – Масштабний коефіцієнт

h_0	k_n
100	1.0
200	0.85
300	0.75
≥ 500	0.70

$$\beta_{ds}(t, t_s) = \frac{(t-t_s)}{(t-t_s) + 0,04\sqrt{h_0^3}}, \quad (3.8)$$

де

t - вік бетону (діб) в момент часу, що розглядається;

t_s - вік бетону (діб) при початку усадки висихання (або набухання).

Як правило, це час завершення догляду.

h_0 - умовний розмір (мм) поперечного перерізу $= 2A_C/u$,

де:

A_C – площа перерізу бетону

u - периметр тієї частини, яка піддається висушуванню.

Деформації внутрішньої усадки визначають за:

$$\varepsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) \cdot \varepsilon_{ca}(\infty), \quad (3.9)$$

де

$$\varepsilon_{ca}(\infty) = 2,5(f_{ck} - 10) 10^{-6}, \quad (3.10)$$

а

$$\beta_{as}(t) = 1 - \exp(-0,2 t^{0,5}), \quad (3.11)$$

де

t час, у добах.

3.1.3.8 У разі необхідності врахування впливу усадки при перевірці граничного стану, необхідно застосовувати коефіцієнт надійності γ_{SH} . Якщо відсутні більш точні дані, рекомендованою величиною є $\gamma_{SH} = 1$.

3.1.4 Діаграми механічного стану бетону

3.1.4.1 В якості базових для розрахунку залізобетонних конструкцій використовуються криволінійна і дволінійна діаграми стану бетону, які визначають зв'язок між напруженнями і відносними деформаціями бетону (рис. 3.1 і 3.2 ДБН В.2.6-98:2009).

Діаграми стану бетону використовуються при розрахунку

залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю.

Як правило, для розрахунків статично невизначених конструкцій використовується криволінійна діаграма стану бетону.

3.1.4.2 При використанні криволінійної діаграми стану бетону, залежність між σ_c і ε_c яка показана на рисунку 3.1 ДБН В.2.6-98, для короткотривалого осьового навантаження, описується рівняннями типу (3. 4) або (3.5) з застосуванням даних табл. 3.1 та Додатку Д (ДБН В.2.6-98).

3.1.4.3 При використанні дволінійної діаграми (рис. 3.2 ДБН В.2.6-98), напруження стиску бетону σ_c в залежності від відносних деформацій ε_c визначають за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{c3}(cd \text{ або } ck)$,

$$\sigma_c = E_{(cd \text{ або } ck)} \times \varepsilon_c; \quad (3.12)$$

при $\varepsilon_{c3}(cd \text{ або } ck) \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu3}(cd \text{ або } ck)$

$$\sigma_c = f_{cd \text{ або } ck}$$

Значення модуля пружності $E_{(cd \text{ або } ck)}$ та деформацій $\varepsilon_{c3}(cd \text{ або } ck)$ призначаються:

- при короткочасному дії навантаження згідно табл. 3.1 ДБН В.2.6-98;
- при тривалій дії навантаження з урахуванням 3.1.3.2-3.1.3.8.

3.1.4.4 Напруження розтягу бетону σ_{ct} в залежності від відносних деформацій ε_{ct} при використанні дволінійної діаграми визначають за формулами:

при $0 \geq -\varepsilon_{ct} > -\varepsilon_{ct3}$,

$$\sigma_{ct} = E_{cd} \times -\varepsilon_{ct}; \quad (3.13)$$

при $-\varepsilon_{ct3} \geq -\varepsilon_{ct} \geq -\varepsilon_{ctu3}$

$$\sigma_{ct} = -f_{ctd}, \quad (3.14)$$

де $\varepsilon_{ct3} = -f_{ctd}/E_{cd}$, $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctd}/E_{cd}$.

3.1.4.5 При розрахунку несучої здатності залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3 з деформаційними характеристиками, які відповідають короткочасній дії навантаження.

3.1.4.6 При розрахунку на тріщиноутворення в залізобетонних елементах за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу може бути використана дволінійна діаграма стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведені в

3.1.4.3, 3.1.4.4 з деформаційними характеристиками, які відповідають короточасній дії навантаження.

3.1.4.7 При розрахунку прогинів та переміщень залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3 і 3.1.4.4 з деформаційними характеристиками, які відповідають короточасній і тривалій дії навантаження.

3.1.4.8 При розрахунку ширини розкриття тріщин залізобетонних елементів за нелінійною деформаційною моделлю для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу можуть бути використані діаграми стану стиснутого та розтягнутого бетону, наведені в 3.1.4.2, 3.1.4.3 і 3.1.4.4 з деформаційними характеристиками, які відповідають короточасній дії навантаження.

3.2 Арматура

3.2.1 Арматури для конструкцій без попереднього напруження

3.2.1.1 Для армування залізобетонних конструкцій в слід використовувати арматуру згідно вказівок 3.2 ДБН В.2.6-98 з урахуванням наведених в цьому документі рекомендацій.

3.2.1.2 Як правило, для армування залізобетонних конструкцій в якості

ненапруженої арматури слід використовувати:

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

3.2.1.3 Основною характеристикою міцності арматури є характеристичне її значення на межі фізичної або умовної текучості (f_{yk} або $f_{0,2k}$), яке, як правило, наводиться в відповідних нормативних документах на арматуру. При цьому, характеристичні значення опору арматури розтягу f_{yk} для граничних станів першої групи необхідно приймати рівним найменшим значенням що контролюються згідно відповідних нормативних документів на арматуру.

3.2.1.4 Розрахункові значення опору арматури розтягу f_{yd} визначається за формулою

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \quad (3.15)$$

де

γ_s - коефіцієнт надійності для арматури, який приймається згідно таблиці 2.1 ДБН В.2.6-98.

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

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

3.2.1.6 Основними деформаційними характеристикам звичайної арматури є значення:

- модуль пружності арматури E_s ;
- відносні деформації видовження арматури ϵ_{s0} при досягненні напружень розрахункового опору f_{yd} (f_{yk});
- граничних відносні деформації видовження арматури ϵ_{ud} .

3.2.1.7 Відносні деформації видовження арматури ϵ_{s0} визначаються наступною залежністю

$$\epsilon_{s0} = f_{yd} (f_{yk}) / E_s, \quad (3.16)$$

3.2.1.8 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик арматури наведено в таблиці 3.4.

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

Таблиця 3.4 – Міцнісні та деформаційні характеристики арматури

Характеристика арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8-22	Ø25-40	
f_{yk} (МПа)	240	400	500		500
f_{ywd} (МПа)	170	285	300		300
E_s (МПа)	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$		$1,9 \times 10^5$
ϵ_{ud}	0,025	0,025	0,02		0,012

3.2.1.10 При розрахунку залізобетонних елементів в якості розрахункової діаграм стану деформування арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ϵ_s арматури, приймають дволінійну діаграму (рисунок 3.1).

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

Діаграми стану арматури при розтягу і стиску приймають однаковими.

3.2.1.11 Напруження в арматурі σ_s визначають в залежності від відносних деформацій ε_s згідно діаграми стану арматури за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_s; \quad (3.17)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$

$$\sigma_s = f_{yd} \quad (3.18)$$

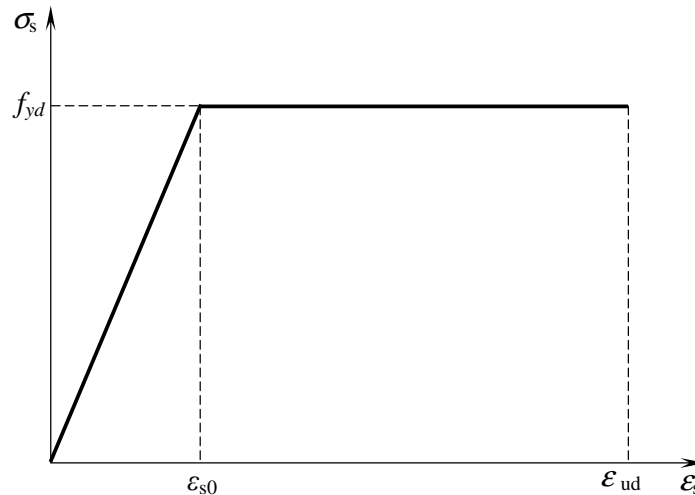


Рисунок 3.1 - Діаграма стану арматури

3.2.2 Арматури для попереднього напруження конструкцій

3.2.2.1 Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій слід застосовувати арматуру, що відповідає вимогам відповідних нормативних документів на арматуру, вказівок 3.2 ДБН В.2.6-98 з урахуванням наведених в цьому документі рекомендацій.

3.2.2.2 Як правило, для армування залізобетонних конструкцій в якості напружуваної арматури слід використовувати арматуру:

- гарячекатану і термічно зміцнену періодичного профілю класів А600, А600С, А600К, А800, 800К, А800СК, А1000;
- холоднодеформовану періодичного профілю класів від Вр1200 до Вр1500 (Вр-II);
- канати з 7- і 19- проволочок класів К1400 і К1500 (К-7, К-19).

3.2.2.3 Вказана в 2.2.2.2 арматура не має фізичної границі текучості. Опір розтягу, 0,1% умовної границі текучості, видовження при

максимальному навантаженні, визначаються характеристичними значеннями вказаних величин, які відповідно позначаються f_{pk} , $f_{p0,1k}$ і ϵ_{uk} .

3.2.2.4 Для армування попередньо напружених залізобетонних конструкцій може використовуватись змішане армування, ненапружуваною і напружуваною арматурою. Арматуру класів А600, А600С, А600К, А800, 800К, А800СК, А1000 допускається використовувати в якості не напружуваної арматури разом з напружуваною арматурою тих же класів, а також в конструкціях без попереднього напруження арматури.

3.2.2.5 Основною характеристикою міцності арматури є характеристичне значення умовної межі текучості 0,1% ($f_{p0,1k}$), яке, як правило, наводиться в відповідних нормативних документах на арматуру. При цьому, характеристичні значення опору арматури розтягу f_{pk} для граничних станів першої групи необхідно приймати рівним найменшим значенням що контролюються згідно відповідних нормативних документів на арматуру.

3.2.2.6 Основними деформаційними характеристикам попередньо напруженої арматури є значення:

- модуля пружності арматури E_p ;
- відносних деформацій видовження арматури ϵ_{p0} при досягненні напружень розрахункового опору $f_{p0,1k}$;
- граничних відносних деформацій видовження арматури ϵ_{uk} (ϵ_{ud}).

3.2.2.7 Значення модуля пружності арматури E_p приймається однаковим при розтягу і стиску.

3.2.2.8 Відносні деформації видовження арматури ϵ_{p0} визначаються за наступною залежністю

$$\epsilon_{p0} = f_{pd} (f_{p0,1k}) / E_p, \quad (3.19)$$

3.2.2.9 Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик напружуваної арматури наведено в таблиці 3.5

3.2.2.10 При розрахунку залізобетонних елементів в якості розрахункової діаграм стану деформування попередньо напружуваної арматури, яка встановлює зв'язок між напруженнями σ_s і відносними деформаціями ϵ_s арматури, приймають дволінійну діаграму (рисунок 3.2).

3.2.2.11 Розрахункові значення опору арматури розтягу f_{pd} визначається за формулою

$$f_{pd} = \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}, \quad (3.20)$$

де

γ_s - коефіцієнт надійності для арматури, який приймається згідно

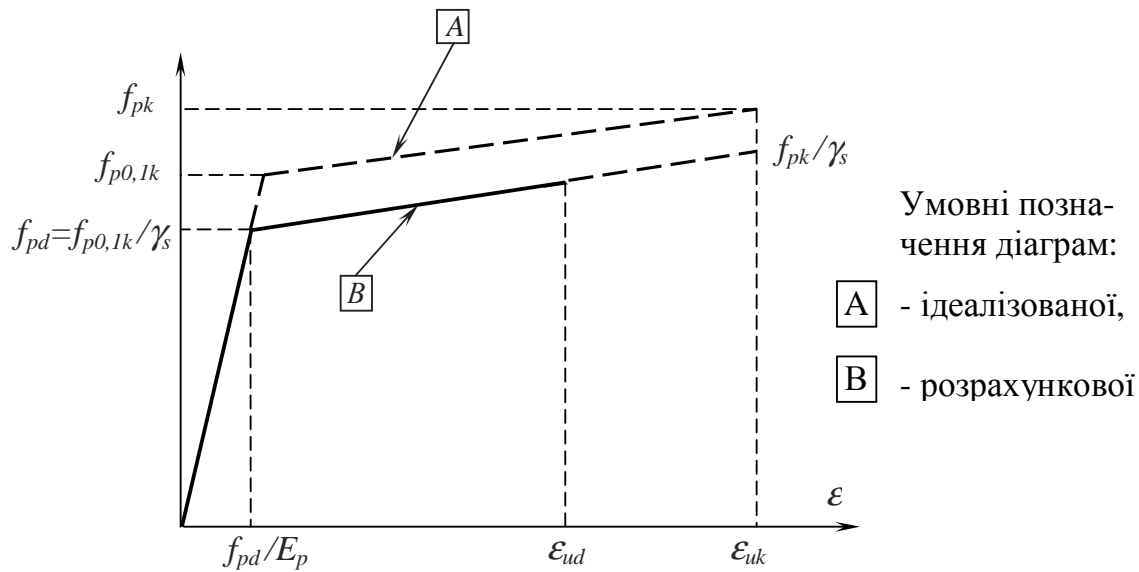


Рисунок 3.2 - Діаграма стану попередньо напруженої арматури

Розрахункові значення опору арматури на стиск приймаються рівними розрахунковому значенню опору арматури на розтяг f_{pd} , але не більше таких, що відповідають граничним значенням деформацій стиску бетону (ϵ_{cu1} , ϵ_{cu3}), в якому знаходиться арматура, при короткочасній або тривалій дії навантаження.

Таблиця 3.5 - Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури

Клас арматури	Характеристики арматури			
	f_{pk} , (МПа)	$f_{p0,1k}$, (МПа)	E_p , (МПа)	ϵ_{uk}
A600, A600С, A600К	630	575	190000	0,02
A800, 800К, A800СК	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Vp1200	1260	1145	190000	0,016
Vp1300	1365	1240	190000	0,016
Vp1400	1470	1335	190000	0,016
Vp1500	1575	1430	190000	0,016

K1400 (K-7)	1470	1335	180000	0,014
K1500 (K-7)	1575	1430	180000	0,014
K1500 (K-19)	1575	1430	180000	0,014

3.2.2.12 Напруження в арматурі σ_s визначають в залежності від відносних деформацій ε_s згідно діаграми стану арматури за формулами:

при $0 \leq \varepsilon_s < \varepsilon_{p0}$,

$$\sigma_s = \varepsilon_s \times E_p; \quad (3.21)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}$,

$$\sigma_s = f_{pd} + \left(\frac{f_{pk}}{\gamma_s} - f_{pd} \right) \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s0}}{\varepsilon_{ud} - \varepsilon_{s0}} \quad (3.22)$$

Розрахункові граничні деформації ε_{ud} рекомендується приймати рівними 0,9 ε_{uk} .

3.2.2.13 При розміщені стрижнів арматури класів Вр1200-Вр1500 попарно впритул розрахунковий опір розтягу f_{pd} множиться на коефіцієнт умов работ $\gamma_{s2} = 0,85$.

3.3 Попередньо напружені елементи і конструкції

3.3.1 Загальні положення

3.3.1.1 Впливи попереднього напруження можуть розглядатись як вплив, або як опір спричинені попередньою деформацією або попереднім створенням кривизни. Несуча здатність повинна визначатись відповідним чином.

Як правило, попереднє напруження виконується до прикладення сполучення впливів, визначених ДБН В.1.2-2, як складова певного випадку навантаження і його впливи повинні враховуватись прикладенням внутрішнього моменту і осьової сили.

Виходячи з вищенаведених припущень внесок попередньо напруженої арматури в несучу здатність перерізу повинен обмежуватись її залишковою міцністю вище попереднього напруження. Цю величину можна визначити, припустивши, що початкова точка залежності «напруження-деформації» для попередньо напруженої арматури зміщена внаслідок впливів попереднього напруження.

3.3.1.2 Можливість крихкого руйнування елемента можна уникати за допомогою одного або декілька наступних методів:

Метод А: Забезпечення мінімального армування відповідно до 8.2.1.1.

Метод В: Застосування попереднього напруження арматури шляхом її натягування на упори.

Метод С: Забезпечення легкого доступу до попередньо напружених залізобетонних елементів для перевірки і контролю стану арматури неруйнівними методами або спостереженням.

Метод D: Забезпечення об'єктивних даних, що підтверджують надійність роботи напруженої арматури.

Метод E: Гарантування того, що у разі руйнування внаслідок збільшення навантаження, або зменшення попереднього напруження при повторюваному сполученні впливів, матиме місце утворення тріщин до того, як буде перевищено граничну несучу здатність, з урахуванням перерозподілу моменту.

3.3.1.3 Попереднє напруження у більшості випадків передбачається як сприятлива дія і при перевірці граничного стану, необхідно застосовувати коефіцієнт надійності $\gamma_{P,fav}$. Розрахункова величина попереднього напруження може базуватись на середньому значенні зусиль попереднього напруження. Величина $\gamma_{P,fav}$ для довготривалих і короткотривалих розрахункових випадків є 1,0. Це значення також може використовуватись при перевірці втоми.

3.3.1.4 При перевірці стійкості залізобетонних конструкцій, при зовнішньому попередньому напруженні, коли попереднє напруження може бути несприятливою дією, необхідно застосовувати $\gamma_{P,unfav}$. Рекомендованою величиною при загальному розрахунку є $\gamma_{P,unfav} = 1,3$.

2.3.1.5 При перевірці місцевих впливів анкерування попередньо напружених пучків на упори також використовується $\gamma_{P,unfav}$. Рекомендованою величиною є $\gamma_{P,unfav} = 1,2$.

3.3.2 Сила попереднього напруження при натягуванні

3.3.2.1 Сила попереднього напруження, що прикладається до арматури, P_{max} , не повинна перевищувати наступної величини:

$$P_{max} = A_p \cdot \sigma_{p,max} \quad (3.23)$$

де

A_p - площа перерізу попередньо напружуваної арматури;

$\sigma_{p,max}$ - максимальні напруження, що прикладені до попередньо напружуваної арматури, менше з двох – $0,8 \cdot f_{pk}$ або $0,9 \cdot f_{p0,1k}$.

Максимальне значення сили напружування P_{max} може збільшуватись до $0,95 \cdot f_{p0,1k}$ (наприклад, якщо має місце непередбачено високе тертя при значній по довжині конструкції), при умові якщо домкрат дозволяє вимірювати кінцеву величину сили попереднього напруження з точністю до $\pm 5\%$.

3.3.2.2 В усіх випадках для любого класу арматури значення σ_p приймають не менше $0,3 f_{p0,1k}$.

3.3.3 Обмеження напружень у бетоні

3.3.3.1 Місцеве тріщиноутворення і розколювання бетону безпосередньо під анкерами при попередньому напруженні арматури на бетон повинно запобігатись відповідними конструктивними заходами.

3.3.3.2 Міцність бетону в момент прикладання або передачі попереднього напруження повинна бути не меншою ніж мінімальне значення, встановлене у 3.1.1.7.

3.3.3.3 Якщо напруження у окремій арматурі прикладається кроками, необхідна міцність бетону може бути знижена. Мінімальна міцність $f_{cm}(t)$ у момент часу t повинна становити 50 % від необхідної міцності для повного напруження. Значення попереднього напруження, для проміжку між мінімальною і необхідною міцністю бетону для повного напруження, можуть визначатись інтерполяцією між 30 % і 100 % величиною повного напруження.

3.3.3.4 Напруження стиску у бетоні конструкції, що виникають внаслідок дії сили попереднього напруження та інших навантажень, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватись величиною:

$$\sigma_c \leq 0,6 f_{ck}(t), \quad (3.24)$$

де

$f_{ck}(t)$ – характеристичний опір стиску бетону в момент часу t , коли до нього прикладається сила попереднього напруження.

3.3.3.5 Для елементів, натягування арматури яких виконується на упори, напруження в момент передачі попереднього напруження можуть збільшуватись до $0,7 f_{ck}(t)$, якщо підтверджено випробуваннями або практикою, що утворення поздовжніх тріщин виключається.

3.3.3.6 Якщо напруження стиску в бетоні від попереднього напруження арматури перевищують $0,45 f_{ck}(t)$ повинна враховуватись нелінійна повзучість.

3.3.4 Сила попереднього напруження

3.3.4.1 При натягуванні арматури на бетон сила натягування і відповідне видовження арматури повинні перевірятись вимірюваннями і фактичні втрати внаслідок тертя повинні контролюватись.

3.3.4.2 У даний момент часу t і на відстані (або довжині дуги) від напружуваного кінця арматури, середня сила $P_{m,t}(x)$ дорівнює максимальній силі P_{max} , прикладеній до напружуваного кінця, мінус миттєві втрати і втрати, що залежать від часу. Абсолютна величина $P_{m,t}(x)$ враховує всі втрати.

3.3.4.3 Величину початкової сили напружування арматури $P_{m0}(x)$ (в момент часу $t = t_0$), прикладеної до бетону зразу після натягу і анкерування (натягування на бетон), або передачі попереднього напруження (натягування на упори) отримуємо відніманням від сили натягу P_{max} миттєвих втрат і вона не повинна перевищувати наступної величини:

$$P_{m0}(x) = A_p \cdot \sigma_{pm0}(x), \quad (3.25)$$

де

$\sigma_{pm0}(x)$ – напруження у арматурі відразу після натягу або передачі, менше з двох – $0,75 \cdot f_{pk}$ або $0,85 \cdot f_{p0,1k}$.

3.3.4.4 При визначенні миттєвих втрат $\Delta P_i(x)$ повинні враховуватись нижченаведені впливи, відповідно для напруження на упори і на бетон (див. 3.3.5):

- втрати внаслідок пружної деформації бетону ΔP_{el} ;
- втрати внаслідок короткотривалої релаксації ΔP_r ;
- втрати внаслідок тертя $\Delta P_{\mu}(x)$;
- втрати внаслідок проковзування арматури в анкерних пристроях ΔP_{sl} .

3.3.4.5 Середнє значення сили напружування $P_{m,t}(x)$ у момент часу $t > t_0$ повинно визначатись залежно від методу попереднього напруження арматури. На додаток до миттєвих втрат, наведених у (3.3.4.4), повинні враховуватись залежні від часу втрати попереднього напруження, $\Delta P_{c+s+r}(x)$ (див. 3.3.6), як наслідок повзучості і усадки бетону та довготривала релаксація напруженої сталі, тобто $P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r}(x)$.

3.3.5 Миттєві втрати попереднього напруження.

3.3.5.1 Повинні враховуватись наступні втрати, які мають місце при напружуванні арматури:

- до передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок релаксації розтягнутої арматури протягом періоду, що проходить між натягуванням арматури і попереднім напруженням бетону. У випадку теплової обробки, втрати внаслідок усадки і релаксації видозмінюються і повинні оцінюватись відповідним чином; прямий тепловий вплив також повинен враховуватись;

- під час процесу напруження арматури: втрати внаслідок тертя в місцях перегинів (при зігнутих дротах або канатах), деформацій сталевих форм і втрати, що виникають при заклинюванні в каналах анкерних пристроїв;

- при передачі попереднього напруження на бетон: втрати внаслідок деформації бетону, як результат дії розтягнутої арматури після її вивільнення із анкерних пристроїв системи натягу.

3.3.5.2 Втрати від релаксації напружень в арматурі визначаються за

формулами:

- для арматури класів А600, А800, А1000 при способі натягнення:

механічному – $\Delta P_r = (0,1\sigma_{p,max} - 20)A_p$;

електротермічним - $\Delta P_r = 0,03 A_p \sigma_{p,max}$;

- для арматури класів Вр1200-Вр1500, К1400, К1500 при способі натягнення:

механічному - $\Delta P_r = A_p \left(0,22 \frac{\sigma_{p,max}}{f_{p0.1k}} - 0,1 \right) \sigma_{max}$;

електротермічним - $\Delta P_r = 0,05 A_p \sigma_{p,max}$.

При від'ємних значеннях ΔP_r , їх необхідно приймати рівними нулю.

3.3.5.3 У випадку теплової обробки збірних залізобетонних елементів, зменшення натягу у арматур і обмеження розширення бетону від температури, викликають особливі температурні втрати ΔP_θ . Ці втрати можна визначати за виразом (3.25):

$$\Delta P_\theta = 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{max} - T_0), \quad (3.25)$$

де

A_p - поперечний переріз напруженої арматури;

E_p - модуль пружності напруженої арматури;

α_c - коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону (див. 3.1.3 ДБН В2.6.-98);

$T_{max} - T_0$ - різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури.

При відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати $\Delta t = T_{max} - T_0 = 65^\circ\text{C}$.

Примітка: Будь-які втрати попереднього напруження від видовження арматури при тепловій обробці можна не враховувати у разі застосування попередньої термічної обробки арматури.

3.3.5.4 Втрати попереднього напруження від деформацій сталевих форм (упорів) при неодноточасному натягуванні арматури на форму визначається по формулі:

$$\Delta P_3 = \frac{(n-1)\Delta l}{2nl} E_p A_p, \quad (3.26)$$

де

n - число стрижнів (груп стрижнів), які натягуються не одночасно;

Δl - зближення упорів по лінії дії зусилля натягу, яке визначається з розрахунків деформації форми;

L - відстань між зовнішніми гранями упорів.

При відсутності даних щодо конструкції форми і технології

виготовлення допускається приймати $\Delta P_3/A_p = 30$ МПа.

При електротермічному способі натягнення арматури втрати від деформацій форми не враховуються.

3.3.5.5 Втрати зусилля в арматурі внаслідок миттєвої деформації бетону необхідно враховувати відповідно до деформації бетону, при цьому слід враховувати порядок, у якому арматура напружується.

Ці втрати, ΔP_{el} , можуть прийматись як середні втрати у кожній арматурі, наступним чином:

$$\Delta P_{el} = A_p \cdot E_p \cdot \sum \left[\frac{j \cdot \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right], \quad (3.27)$$

де

$\Delta \sigma_c(t)$ - зміна напруження у центрі ваги арматури, прикладене в момент часу t ;

J - коефіцієнт, рівний $(n-1)/2n$:

де

n - кількість успішно напружених ідентичних пучків. Для спрощення може прийматись як $1/2$;

1 – для змін, викликаних постійними діями, прикладеними після попереднього напруження.

3.3.5.6 Втрати внаслідок тертя, $\Delta P_\mu(x)$, у арматурі, напружуваній на бетон, можуть визначатись за:

$$\Delta P_\mu(x) = P_{max} (1 - e^{-\mu(\theta + kx)}), \quad (3.28)$$

де

θ - сума кутових переміщень на відстані x (незалежно від напрямку або знаку);

μ - коефіцієнт тертя між арматурою і її каналом;

k - випадкове кутове переміщення для внутрішньої арматури (на одиницю довжини);

x - відстань вдовж арматури від точки де сила попереднього напруження дорівнює P_{max} (сила на кінці фактичної передачі протягом натягу).

Величини μ і k наводяться у відповідних нормативних документах. Значення μ залежить від характеристик поверхні арматури і каналу, від наявності іржі, від видовження арматури і від профілю арматури.

Значення k для випадкового кутового переміщення залежить від якості виконання, відстані між опорами арматури, типу каналів або застосованого покриття і від ступеня вібрування бетону при укладанні.

При відсутності більш точних даних, при використанні виразу (3.28) можуть прийматись величини μ , наведені у таблиці 3.6.

При відсутності більш точних даних, значення випадкових кутових

переміщень для внутрішньої арматури, зазвичай, будуть у інтервалі $0,005 < k < 0,01$ на метр.

Для зовнішньої арматури втратами напруження внаслідок випадкових поворотів можна знехтувати.

3.3.5.7 Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв, протягом здійснення заанкерення, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів визначаються за наступною формулою:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p$$

де

- Δl – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискачах анкерів;
- l – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Таблиця 3.6 - Коефіцієнти тертя μ для зовнішньої арматури при напружуванні на бетон і зовнішньої не зчепленої арматури

	Внутрішня арматура ¹⁾	Зовнішня незчеплена арматура			
		Стальні канали/не змащені	HDPE канали/не змащені	Стальні канали/змащені	HDPE канали/змащені
Холодно тягнутий дріт	0,17	0,25	0,14	0,18	0,12
Канати	0,19	0,24	0,12	0,16	0,10
Деформовані стрижні	0,65	-	-	-	-
Гладкі круглі стрижні	0,33	-	-	-	-
¹⁾ арматура, яка займає близько половини каналу					
Примітка: HDPE – Поліетилен високої густини					

При відсутності більш точних даних допускається приймати $\Delta l = 2$ мм.

При електротермічному способі напруження арматури втрати від деформації анкерів не враховується, так як вони повинні бути враховані при визначенні значень повного видовження арматури.

3.3.6 Залежні від часу втрати попереднього напруження при натягуванні на упори і на бетон

3.3.6.1 Залежні від часу втрати можуть визначатись шляхом розгляду

двох знижень напружень:

- (а) внаслідок зменшення деформації, викликані деформацією бетону, спричиненою повзучістю і усадкою при дії постійного навантаження;
- (б) зменшення напружень у арматурі внаслідок релаксації при розтягу.

Примітка: Релаксація сталі залежить від деформації бетону, викликані повзучістю та усадкою. Зазвичай, ця залежність може приблизно враховуватись коефіцієнтом зниження = 0,8.

3.3.6.2 Спрощений метод визначення втрат, що залежать від часу, на відстані x при дії постійних навантажень представлений виразом (3.29).

$$\Delta P_{c+s+r} = A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \frac{E_p}{E_{cm}} \varphi(t, t_0) \cdot \sigma_{c,QP}}{1 + \frac{E_p}{E_{cm}} \frac{A_p}{A_c} (1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2) [1 + 0,8 \varphi(t, t_0)]}, \quad (3.29)$$

де

$\Delta \sigma_{p,c+s+r}$ – абсолютне значення зміни напружень у арматурі внаслідок повзучості і усадки та релаксації на відстані x , в момент часу t ;

ε_{cs} – обчислене значення деформації усадки, згідно з 3.1.3.8, абсолютна величина;

E_p – модуль пружності напружуваної сталі;

E_{cm} – середній модуль пружності бетону;

$\Delta \sigma_{pr}$ – абсолютна величина зміни напружень в арматурі на відстані x , у момент часу t , викликана релаксацією напруженої арматури. Вона визначається при напруженнях $\sigma_p = \sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, де: $\sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$ – початкові напруження в арматурі, викликані попереднім напружуванням, постійними та квазі-постійними впливами;

$\varphi(t, t_0)$ – коефіцієнт повзучості в момент часу t при часі прикладання навантаження t_0 ;

$\sigma_{c,QP}$ – напруження у бетоні, прилеглому до арматури, внаслідок дії власної ваги, попереднього напруження та інших відповідних квазі-постійних впливів. Величина $\sigma_{c,QP}$ може бути наслідком частково власної ваги і початкового напружування, або дії повного сполучення дії $\sigma_p(G + P_{m0} + \varphi_2 Q)$, залежно від стадії роботи конструкції, що розглядається;

A_p – площа всієї напруженої арматури на відстані x ;

A_c – площа перерізу бетону;

I_c – момент інерції перерізу бетону;

z_{cp} – відстань між центром ваги перерізу бетону і арматурою.

Напруження стиску і відповідні деформації, наведені у виразі (3.29), повинні використовуватись з додатнім знаком.

3.3.6.3 Вираз (3.29) застосовується для зчепленої арматури, при використанні величин місцевих напружень та для незчепленої арматури, при використанні середніх величин напружень. Середні величини повинні

визначатись між прямолінійними ділянками, обмеженими ідеалізованими точками відгинів для зовнішньої арматури або вдовж повної довжини при внутрішній напружуваній арматурі

3.3.7 Урахування попереднього напруження у розрахунку

3.3.7.1 Розрахунок попередньо напружених конструкцій виконується для стадії експлуатації на дії згинаючих моментів і поперечних сил від зовнішніх впливів та для стадії виготовлення на дію зусиль від попередньо напруження арматури і зусиль від зовнішніх впливів, які виникають в цій стадії. При цьому, розрахунок на стадії виготовлення (обтиску) виконується як при позacentровому стиску зусиллям попереднього обтиску в граничному стані.

3.3.7.2 При напружуванні із застосуванням зовнішньої арматури можуть виникати моменти другого порядку. Моменти, спричинені впливами другого порядку від попереднього напруження арматури можуть виникати тільки у статично невизначених конструкціях.

3.3.7.3 При лінійному розрахунку впливи першого і другого порядків від попереднього напруження арматури повинні бути прикладені при урахуванні перерозподілу сил і моментів.

3.3.7.4 При нелінійному розрахунку, впливи другого порядку від попереднього напруження арматури можуть розглядатись як додаткові повороти, які повинні враховуватись при перевірці несучої здатності за граничним поворотом.

3.3.7.5 Після заповнення розчином каналів при попередньому напруженні арматури на бетон можна припускати наявність жорсткого зчеплення між арматурою і бетоном. Але до заповнення арматуру слід розглядати, як незчеплену.

3.3.7.6 Зовнішню арматуру можна розглядати як прямолінійну між відхиляючими пристроями.

3.3.8 Вплив попереднього напруження на граничний стан за несучою здатністю і стійкістю

3.3.8.1 У загальному випадку розрахункове значення сили попередньо напруження можна визначити як $P_{dt}(x) = \gamma_P \cdot P_{mt}(x)$ (див. 3.3.4.4 для визначення $P_{mt}(x)$) і 3.3.1.3-3.3.1.4 для γ_P .

3.3.8.2 Для напружуваних елементів із постійно незчепленою арматурою, зазвичай, при обчисленні зростання напружень у попередньо напруженій арматурі необхідно враховувати деформацію всього елемента. У разі відсутності точних обчислень можна приймати що зростання напружень

від рівня фактичних при попередньому напруженні до напружень у граничному стані становить $\Delta\sigma_{p, ULS}$. Якщо немає більш точних даних допускається приймати $\Delta\sigma_{p, ULS} = 100\text{МПа}$.

3.3.8.3 У разі якщо розрахунок за деформованою схемою всього елемента показує, що виникає зростання напружень, повинні застосовуватись середні величини характеристик матеріалів. Розрахункове значення зростання напружень, $\Delta\sigma_{pd} = \Delta\sigma_p \gamma_{\Delta P}$, повинно визначатись із застосуванням відповідних коефіцієнтів надійності $\gamma_{\Delta P, sup}$ і $\gamma_{\Delta P, inf}$. Рекомендованими є величини: $\gamma_{\Delta P, sup} = 1,2$ та $\gamma_{\Delta P, inf} = 0,8$. При застосуванні лінійного розрахунку перерізу без тріщин необхідно приймати нижню границю деформацій а рекомендованою величиною для обох коефіцієнтів $\gamma_{\Delta P, sup}$ і $\gamma_{\Delta P, inf}$ є 1,0.

3.3.8.4 Для залізобетонних елементів, в яких розрахункові граничний момент за несучою здатністю менше граничного моменту тріщино утворення, площа перерізу поздовжньої розтягнутої арматури повинна бути збільшена порівняно з необхідною з розрахунку за несучою здатністю не менше ніж на 15% або повинна задовольняти вимоги за моментом тріщиноутворення.

3.3.9 Вплив попереднього напружування на граничний стан за придатністю для експлуатації і граничний стан за утомленістю.

При розрахунку залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів та утомою повинні встановлюватись обмеження можливих змін попереднього напруження. В цьому випадку визначають дві характеристичні величини сили попереднього напруження за формулами:

$$P_{k, sup} = r_{sup} P_{m, t}(x) , \quad (3.30)$$

$$P_{k, inf} = r_{inf} P_{m, t}(x) , \quad (3.31)$$

де

$P_{k, sup}$ - найбільше характеристичне значення;

$P_{k, inf}$ - найменше характеристичне значення.

Величини r_{sup} і r_{inf} в залежності способу попереднього напружування арматури мають наступні значення:

- для арматури напружуваної на упори або без зчеплення: $r_{sup} = 1,05$ і $r_{inf} = 0,95$;

- для арматури напружуваної на бетон або із зчепленням: $r_{sup} = 1,10$ і $r_{inf} = 0,90$;

- при здійсненні відповідних вимірювань (наприклад, попереднього натягу): $r_{sup} = r_{inf} = 1,0$.

4 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМ СТАНОМ ПЕРШОЇ ГРУПИ

4.1 Розрахунок залізобетонних елементів за несучою здатністю

4.1.1 Несучу здатність залізобетонних елементів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил, визначають, виходячи з наступних передумов:

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

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

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

- зв'язок між напруженнями та деформаціями стиснутого бетону приймається у вигляді діаграм, які показані на рисунках 3.1 та 3.2 ДБН В.2.6-98;

- зв'язок між напруженнями та деформаціями у арматурі приймається у вигляді діаграм, які наведені на рисунках 3.1 і 3.2. При цьому:

- а) для обох видів (звичайної та попередньо напруженої) арматури при $\varepsilon_s \geq \varepsilon_{su}$ $\sigma_s = 0$ (вважається, що стався розрив арматури);

- б) при визначенні напружень у попередньо напруженій арматурі ураховуються початкові деформації цієї арматури;

- в) роботу бетону розтягнутої зони допускається не ураховувати, приймаючи при $\varepsilon_{ci} \leq 0$ напруження $\sigma_{ci} = 0$; для конструкцій, у яких не допускається утворення тріщин, розрахунок опору виконують з урахуванням того, що деформації бетону найбільш розтягнутого волокна не повинні перевищувати $\varepsilon_{ctu} = -2f_{ctm}/E_{ck}$.

За критерій вичерпання несучої здатності перерізу приймається:

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

- руйнування стиснутого бетону при досягненні фібровими деформаціями граничних значень (ε_{cub} , ε_{cu3} , див 3.1.5 та 3.1.7 ДБН В.2.6-98) або розрив усіх розтягнутих стрижнів арматури внаслідок досягнення в них граничних деформацій ε_{ud} .

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

Приймається таке правило знаків: для стиску як бетону, так і арматури

знак додатний, для розтягу – від'ємний.

4.1.2 Розраховуючи позацентрово стиснуті і стиснуто-зігнуті елементи, слід ураховувати вплив прогину та недосконалостей у геометрії конструкції до початку їх навантаження.

4.2 Несуча здатність залізобетонних елементів прямокутного перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.2.1 Для перерізу конкретної форми достатньо виконати інтегрування і підставити границі інтегрування, після чого одержимо систему нелінійних алгебраїчних рівнянь з невідомими - $\varepsilon_{c(1)}$ і \aleph (або $\varepsilon_{c(2)}$).

4.2.2 Відповідно до прийнятих передумов при використанні формули (3.5) ДБН 2.6-98 напружено-деформований стан прямокутного перерізу при позацентровому стиску і згині наведений на рисунок 4.1. При цьому може виникнути два випадки (дві форми рівноваги перерізу):

- весь переріз стиснутий;
- в перерізі є зона розтягу.

4.2.3 Для першої форми рівняння рівноваги набувають вигляду:

$$\frac{bfcd}{\bar{N}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.1)$$

$$\frac{bfcd}{\bar{N}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (4.2)$$

4.2.4 Для другої форми рівноваги, рівняння в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bfcd}{\bar{N}} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \gamma^{k+1} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.3)$$

$$\frac{bfcd}{\bar{N}^2} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \gamma^{k+2} + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0. \quad (4.4)$$

У формулах (4.1) - (4.4):

$$\aleph = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h} \quad \text{– кривизна вигнутої осі в перерізі;}$$

$\varepsilon_{c(1)}$ – деформації бетону стиснутої фібри;

$\varepsilon_{c(2)}$ – осереднені деформації розтягнутої фібри бетону;

$$\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}};$$

$x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \aleph$ – висота стиснутої зони;

$\bar{\aleph} = \aleph / \varepsilon_{c1}$ – відносна кривизна;

z_{si} – відстань і-го стрижня або прошарку арматури від найбільш стиснутої грані перерізу;

N і M – значення зовнішньої нормальної сили і згинального моменту відповідно.

4.2.5 В формулах (4.1 - 4.4) при згині $N = 0$, а при позacentровому стиску

$$M = N(x_l - y + e), \quad (4.5)$$

де

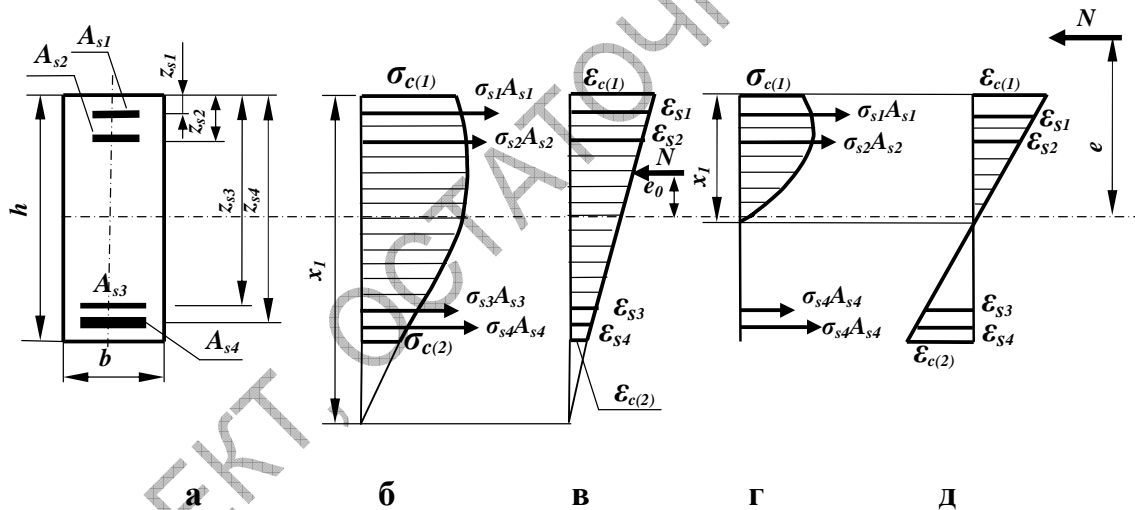
y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;
 e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначення наведені на рисунку 4.1.

4.2.6 Напруження в довільному шарі армування визначаються за діаграмами деформування звичайної або попередньо напруженої арматури згідно з рекомендаціями, які викладені в 3.2.1.11 та 3.2.2.12, виходячи з того, що деформації визначаються за формулою

$$\varepsilon_{si} = \kappa(x_l - z_{si}) + \varepsilon_{si,0}, \quad (4.6)$$

де

$\varepsilon_{si,0}$ – початкові (до прикладення зовнішніх зусиль) деформації i -го арматурного стрижня (обумовлені, наприклад, усадкою бетону чи попереднім напруженням з урахуванням відповідних втрат попереднього напруження).



- а - поперечний переріз елемента;
- б - епюра напружень при 1-й формі рівноваги;
- в - епюра деформацій при 1-й формі рівноваги;
- г - епюра напружень при 2-й формі рівноваги;
- д - епюра деформацій при 2-й формі рівноваги.

Рисунок 4.1 – Напружено - деформований стан прямокутного перерізу

4.2.7 Системи двох нелінійних алгебраїчних рівнянь (4.1 - 4.2) і (4.3 - 4.4) з двома невідомими розв'язуються підбором з контролем критеріїв вичерпання несучої здатності на кожному кроці розрахунків. При цьому

можливі кілька варіантів пошуку рішення. Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод, алгоритм розв'язання задачі згідно деформаційного методу наведений в **Додатку А**.

4.2.8 За результатами рішення систем рівнянь (4.1 - 4.2) і (4.3 - 4.4) будуються діаграми «момент – кривизна» для елементів що згинаються або «нормальна сила-деформації стиснутої грані» для позацентрово стиснутих елементів. Найбільші величини зафіксовані на цих діаграмах і приймаються за несучу здатність. В разі, якщо визначені величини несучої здатності будуть меншими за зовнішні впливи необхідно виконати зміну розмірів перерізу, армування або міцності бетону. Величини зовнішніх впливів і підрахованої несучої здатності, як правило, не повинні відрізнятись більше ніж на 5 %.

4.2.9 Відповідно до прийнятих передумов при використанні спрощеної діаграми деформування бетону рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98 може реалізуватись два випадки (дві форми рівноваги перерізу, причому друга форма рівноваги має два підвипадки 2,в та 2,г) рисунок 4.2.

4.2.10 Для першої форми рівноваги, межі існування якої є $x_l > h$ і $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{2N} \left(2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.7)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3N^2} \left(3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 - \frac{\varepsilon_{c(2)}^2 E_{cd}}{f_{cd}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.8)$$

4.2.11 Для другої форми (піввипадок 2,в) рівноваги, межі існування якої є $x_l < h$ і $0 \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{c3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

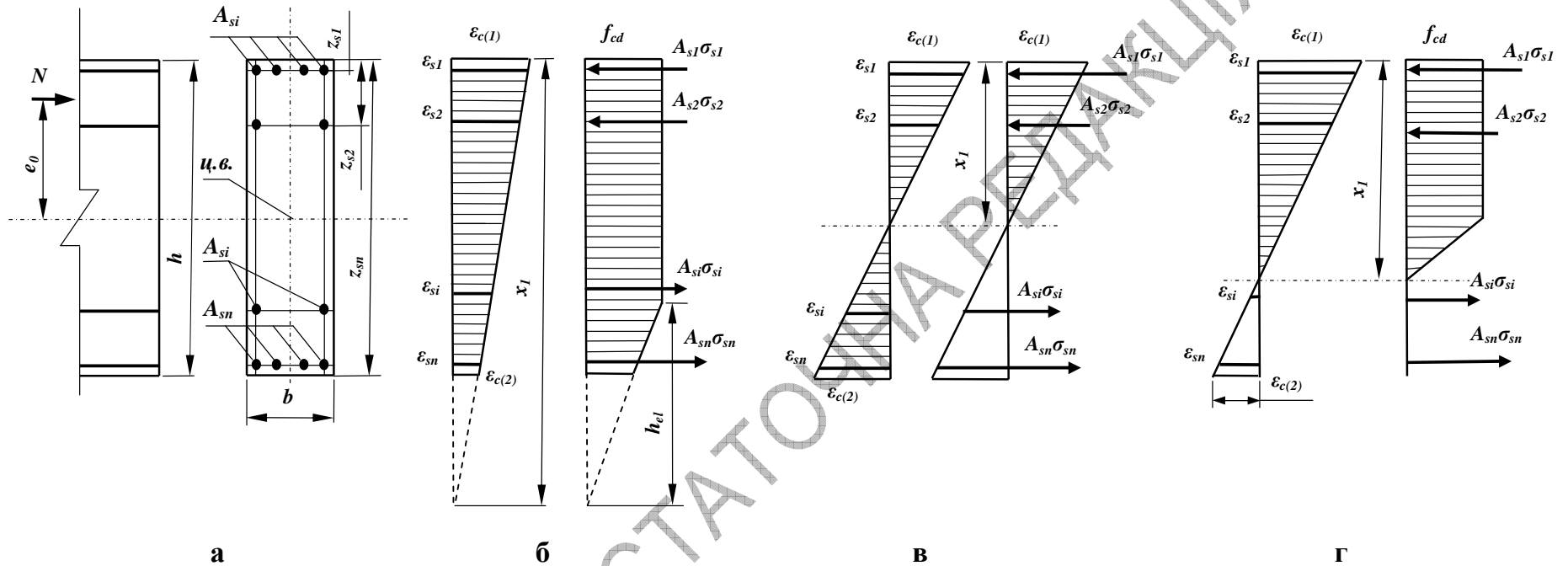
$$\frac{bE_{cd} \varepsilon_{c(1)}^2}{2N} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.9)$$

$$\frac{bE_{cd} \varepsilon_{c(1)}^3}{3N^2} + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.10)$$

4.2.12 Для другої форми (піввипадок 2,г) рівноваги, межі існування якої є $x_l \leq h$ і $\varepsilon_{c3,cd} \leq \varepsilon_{c(1)} \leq \varepsilon_{cu3,cd}$, рівняння рівноваги в розгорнутому вигляді записуються:

$$\frac{bf_{cd}}{2N} \left(2\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c3,cd} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.11)$$

$$\frac{bf_{cd}}{3N^2} \left(3\varepsilon_{c(1)} \varepsilon_{c3,cd} - 2\varepsilon_{c3,cd}^2 \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1)} - N z_{si}}{N} - M = 0. \quad (4.12)$$



- а - поперечний переріз елемента;
 б - епюра напружень і деформацій при 1-й формі рівноваги;
 в - епюра напружень і деформацій при формі рівноваги 2,а;
 г - епюра напружень і деформацій при формі рівноваги 2,б.

Рисунок 4.2 – Напружено - деформований стан прямокутного перерізу

4.2.13 Розрахунок за формулами (4.9 - 4.12) виконується аналогічним чином що і за формулами (4.1 - 4.4) з виконанням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8.

4.3 Несуча здатність залізобетонних елементів двотаврового та таврового перерізів на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.3.1 Згідно рисунка 4.3 можлива реалізація чотирьох випадків напружено-деформованого стану залізобетонного двотаврового перерізу. Тавровий переріз можна розглядати як окремий випадок двотаврового.

Перший випадок напружено-деформованого стану (перша форма рівноваги перерізу) – весь переріз стиснуто, нейтральна вісь поза межами перерізу, область існування – $x_I \geq h$. Другий випадок (друга форма рівноваги перерізу) – нейтральна вісь у межах перерізу, у нижній полиці, область існування – $h > x_I > h - h_{ef}$. Третій (третья форма рівноваги перерізу), – нейтральна вісь у межах стінки, область існування – $h - h_{ef} > x_I > h_{ef}$. Четвертий випадок (четверта форма рівноваги перерізу), – нейтральна вісь знаходиться в межах верхньої полиці, область існування – $x_I < h_{ef}$

4.3.2 З метою уніфікації формул для визначення напружено-деформованого стану двотаврового і таврового перерізів рекомендуються наступні доповнення до опису перерізу. Переріз складається з стінки на всю висоту перерізу і нижніх і верхніх звисів полиць з відповідними розмірами (див. рисунок 4.3,а).

Переріз можна розглядати як такий, що складається з прямокутного перерізу на всю його висоту і шириною, що дорівнює ширині стінки і приєднаних до нього звисів верхньої і нижньої полиць. У випадку тавра відсутні нижні або верхні звиси полиць і відповідно відсутня одна з форм рівноваги – друга чи четверта.

4.3.3 Відповідно до прийнятих передумов при використанні діаграми деформування бетону за рисунком 3.1 ДБН В.2.6-98 для двотаврового перерізу після заміни змінних інтегрування, функції $F(\mathcal{N}, \varepsilon_{c(1)})$ і $\Phi(\mathcal{N}, \varepsilon_{c(1)})$ набувають вигляду:

4.3.3.1 Для першої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{N} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+1} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff(1)}^{k+1} - \varepsilon_{c(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (3.13)$$

$$\frac{f_{cd}}{N^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}} \right)^{k+2} + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \right]$$

$$2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff(1)}^{k+2} - \varepsilon_{c(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1) - N z_{si}}}{N} - M = 0. \quad (4.14)$$

4.3.3.2 Для другої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}} \right) + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{eff(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.15)$$

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}} \right) + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) + 2b_{ef1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{eff(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1) - N z_{si}}}{N} - M = 0. \quad (4.16)$$

4.3.3.3 Для третьої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}} \right) + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}^{k+1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.17)$$

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}^2} \left[b_w \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}} \right) + 2b_{eff1} \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2} - \varepsilon_{eff(2)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}^{k+2}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1) - N z_{si}}}{N} - M = 0. \quad (4.18)$$

4.3.3.4 Для четвертої форми рівноваги:

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}} \left[(b_w + 2b_{eff1}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+1}}{\varepsilon_{c1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} - N = 0, \quad (4.19)$$

$$\frac{f_{cd}}{\bar{N}^2} \left[(b_w + b_{eff1}) \sum_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \left(\frac{\varepsilon_{c(1)}^{k+2}}{\varepsilon_{c1}} \right) \right] + \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} \frac{\varepsilon_{c(1) - N z_{si}}}{N} - M = 0. \quad (4.20)$$

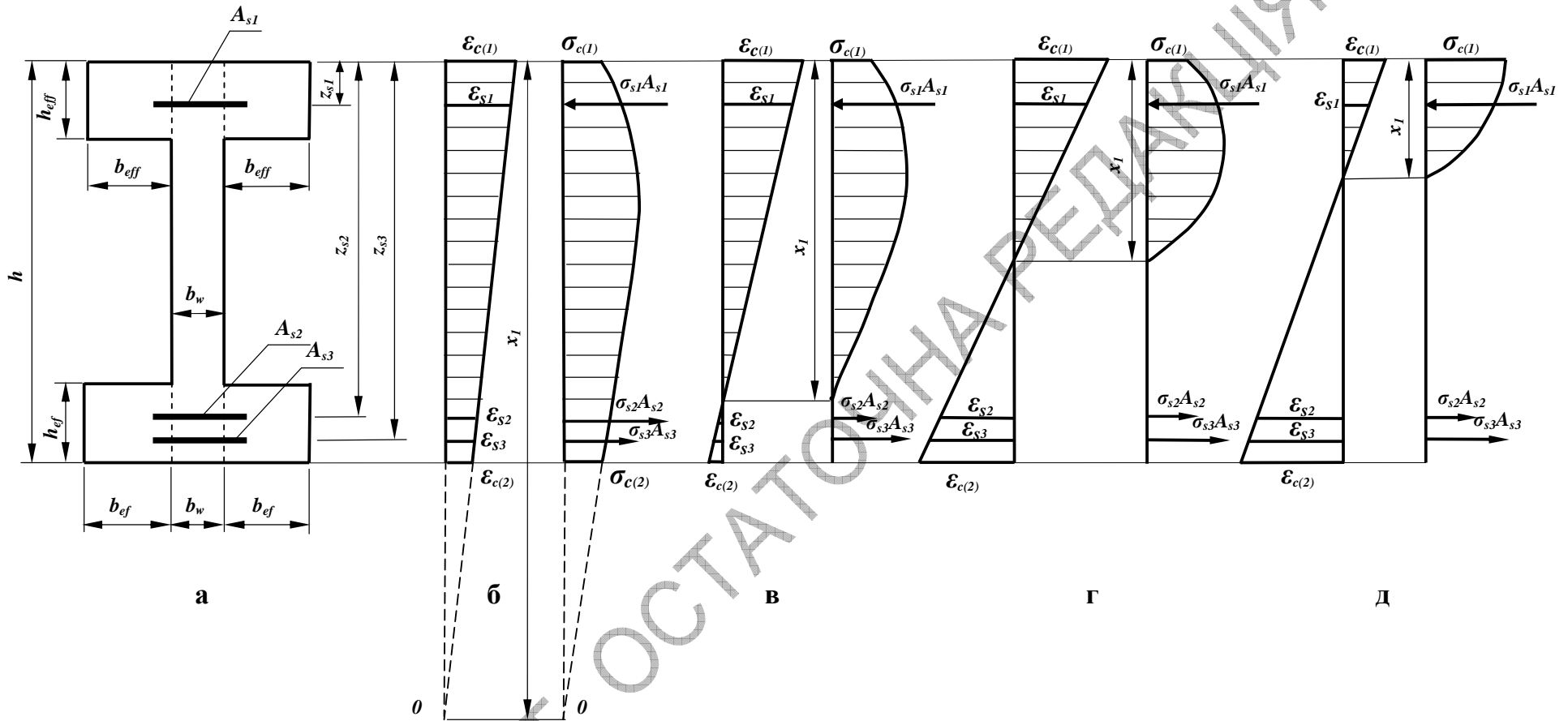
4.3.4 Аналогічно, як і у формулах для прямокутного перерізу, у формулах (4.13 - 4.20) $\bar{N} = N/\varepsilon_{c1}$, $\varepsilon_{eff(2)}$ - деформації на нижній грані перерізу верхньої полиці і які дорівнюють $\varepsilon_{eff(2)} = N(x_1 - h_{eff})$, $\varepsilon_{ef(1)}$ - деформації на верхній грані перерізу нижньої полиці: $\varepsilon_{ef(1)} = N(x_1 - h + h_{ef})$, при згині $N = 0$, а при позacentровому стиску

$$M = N(x_1 - y + e),$$

де

y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу;

e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначення зрозумілі з рис. 3.3.



- а – поперечний переріз;
- б – епюри деформацій і напружень при 1-й формі рівноваги;
- в – епюри деформацій і напружень при 2-й формі рівноваги;
- г – епюри деформацій і напружень при 3-й формі рівноваги;
- д – епюри деформацій і напружень при 4-й формі рівноваги

Рисунок 4.3 - До оцінки напружено-деформованого стану двотаврового перерізу

Величини b_{effl} та b_{efl} в формулах (4.13 - 4.20) менша розрахункова величина звису полки згідно цих норм.

Напруження в i -му шарі армування визначається аналогічно, як це показано для прямокутного перерізу з урахуванням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8.

4.3.5 Отримані формули придатні і для визначення напружено-деформованого стану таврового перетину. У випадку, коли полиця таврового перерізу розташована в більш стиснутій зоні (угорі перерізу на рисунку 4.3), то досить прийняти $b_{efl} = 0$ і виконати розрахунки за наведеними формулами. При цьому формули для форм рівноваги 2 і 3 набудуть однакового вигляду. У випадку розташування полиці у менш стиснутій (розтягнутій) зоні перерізу досить прийняти $b_{effl} = 0$ і виконати розрахунки за приведеними вище формулами. При цьому, формули для 3-ї і 4-ї форм рівноваги набудуть однакового вигляду. Таким чином, для таврового перерізу реалізується три форми рівноваги і достатньо використовувати формули для 1-ї, 2-ї і 4-ї форм рівноваги двотаврового перерізу для визначення несучої здатності таврового перерізу.

4.3.6 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку двотаврових та таврових перерізів може бути використана спрощена діаграма деформування бетону рисунок 3.2 ДБН В.2.6-98. Рівняння рівноваги виводяться аналогічно що і для прямокутника з урахуванням особливостей вказаних в 4.3.1-4.3.4. При цьому необхідно розглядати дванадцять випадків (дванадцять форм рівноваги перерізу).

4.3.7 Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод, алгоритм розв'язання задачі згідно деформаційного методу наведений в **Додатку А**.

4.4 Несуча здатність залізобетонних елементів кругового перерізу на дію згинальних моментів та поздовжніх сил

4.4.1 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку елементів кругового перерізу при згині чи стиску може бути використані як повна так і спрощена діаграма деформування бетону рисунки 3.1, 3.2 ДБН В.2.6-98. Перехід від епюр в бетоні і арматурі до узагальнених зусиль в перерізі рекомендується виконувати за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу з використанням деформаційного методу.

4.4.2 В загальному випадку положення нейтральної вісі і розподіл деформацій рисунок 4.4 елементів кільцевого перерізу визначають з рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль. При цьому може реалізуватись два випадки (дві форми рівноваги перерізу рисунок 4.4), нейтральна вісь знаходиться в межах і за межами перерізу.

4.4.3 Відповідно до прийнятих передумов при використанні діаграми деформування бетону за рисунком 3.1 ДБН В.2.6-98 для кругового перерізу при чисельному інтегруванні приймає наступний вигляд:

а) розіб'ємо стиснуту зону залізобетонного елемента кругового перерізу на m шарів (рис. 4.4), перпендикулярних вісі дії моменту.

б) відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{cn} для першої форми рівноваги (рис. 4.4,б), оскільки весь переріз є стиснутим, то на m шарів розділяється весь переріз, і тому величини z_{cn} визначаються за наступною залежністю:

$$z_{cn} = \frac{2r_1 [(n-1)+0,5]}{m}, \quad (4.21)$$

де m - кількість шарів поділу стиснутої зони;

n - порядковий номер шару який розглядається.

в) ширина будь-якого шару стиснутого бетону в межах перерізу визначається за формулою:

$$b_{cn} = 2\sqrt{2r_1 \times z_{cn} - z_{cn}^2}; \quad (4.22)$$

г) висота шару стиснутого бетону визначається за формулою:

$$h_{cn} = \frac{2r_1}{m}; \quad (4.23)$$

д) використовуючи гіпотезу плоских перерізів і залежність 3.5 ДБН В.2.6-98 неважко визначити напруження в середині кожного шару:

$$\sigma_{cn} = f_{cd} \sum_{k=1}^5 \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k, \quad (4.24)$$

де $\varepsilon_{cn} = N(x_1 - z_{cn})$ - деформації середини шару бетону;

е) з урахуванням залежностей (4.21 - 4.24) рівняння рівноваги для першої форми рівноваги, без урахування роботи бетону на розтяг, приймають вигляд:

$$\sum_{n=1}^m \frac{4f_{cd}r_1}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} = N, \quad (4.25)$$

$$\sum_{n=1}^m \frac{4f_{cd}r_1(x_1 - z_{cn})}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0; \quad (4.26)$$

ж) для другої форми рівноваги (рис. 4.4, в), оскільки стиснута зона складає частину перерізу, відстань від найбільш стиснутої точки перерізу до середини довільного шару z_{cn} визначається за формулою:

$$z_{cn} = x_1((n-1)+0,5)/m; \quad (4.27)$$

з) ширина і висоту будь-якого шару стиснутого бетону визначається за

формулами (4.22) та (4.23) напруження в середині кожного шару бетону за формулою (4.24);

к) з урахуванням залежностей (4.27 та 4.22-4.24) рівняння рівноваги для другої форми рівноваги, без урахування роботи бетону на розтяг, приймають вигляд:

$$\sum_{n=1}^m \frac{2f_{cd}x_1}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (4.28)$$

$$\sum_{n=1}^m \frac{2f_{cd}x_1(x_1 - z_{cn})}{m} \sqrt{2r_1 z_{cn} - z_{cn}^2} \sum_{k=1}^5 a_k \left(\frac{\varepsilon_{cn}}{\varepsilon_{c1}} \right)^k + \sum_{i=1}^n \sigma_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) - M = 0 \quad (4.29)$$

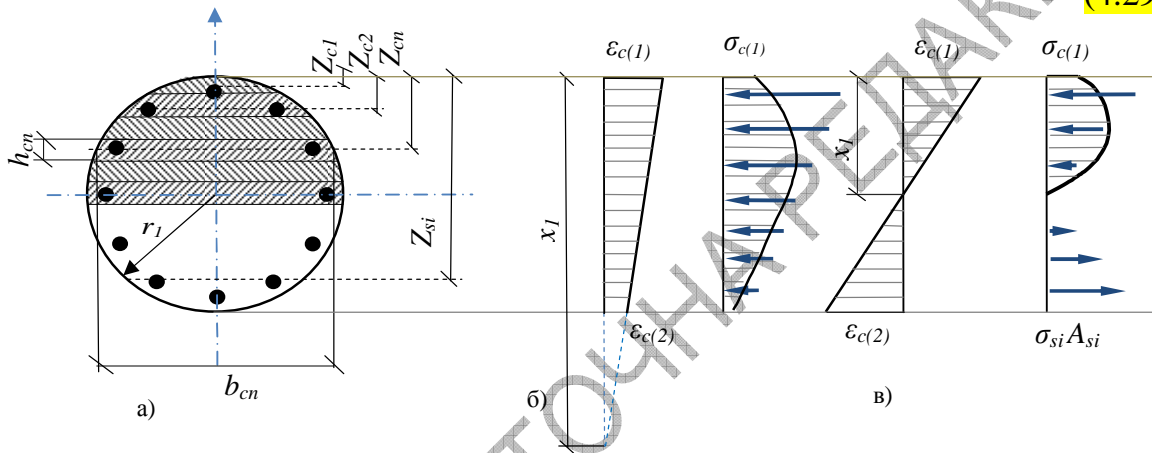


Рисунок 4.4 - До оцінки напружено-деформованого стану кругового перерізу

л) Напруження в *i*-му шарі армування визначається аналогічно, як це показано для прямокутного перерізу 4.2.6 з урахуванням рекомендацій і вимог 4.2.5 – 4.2.8.

м) аналогічно, як і у формулах для прямокутного перерізу, у формулах (4.25 - 4.29), при згині $N = 0$, а при позацентричному стиску $M = N(x_1 - r_1 + e)$, де e – ексцентриситет прикладення зовнішньої сили щодо центра ваги перерізу, інші позначення зрозумілі з рис. 4.4.

4.4.4 Для оцінки напружено-деформованого стану розрахункового перерізу використовується деформаційний метод, алгоритм розв’язання задачі згідно деформаційного методу наведений в **Додатку А**.

4.5 Несуча здатність залізобетонних елементів при двовісному впливі згинальних моментів та поздовжніх сил

4.5.1 Відповідно до прийнятих передумов для розрахунку елементів при двоосьовому згині чи стиску може бути використані як повна так і спрощена діаграма деформування бетону рисунки 3.1, 3.2 ДБН В.2.6-98. Перехід від епюр в бетоні і арматурі до узагальнених зусиль в перерізі рекомендується

виконувати за допомогою процедури числового інтегрування нормального перерізу з використанням деформаційного методу.

В загальному випадку положення нейтральної вісі і розподіл деформацій в перерізі елементів, що згинаються та зазнають дії поздовжньої сили N , визначають з рівнянь рівноваги зовнішніх і внутрішніх зусиль (рисунок 4.5).

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} + \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0, \quad (4.30)$$

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} z_{cxi} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{sxi} = M_x, \quad (4.31)$$

$$\sum \sigma_{cn} A_{cn} z_{cxi} + \sum \sigma_{si} A_{si} z_{sxi} = M_y, \quad (4.32)$$

де

M_x і M_y – згинальні моменти, які діють відносно координатних вісей x і y ;

A_{cn} , z_{cxi} , z_{cxi} , σ_{cn} – відповідно площа, координати центру ваги n -ї частки (ділянки) бетону та напруження на рівні його центру ваги;

A_{si} , z_{sxi} , z_{sxi} , σ_{si} – відповідно площа, координати центра віги i -го стрижня арматури і напруження в ньому.

Систему координатних вісей рекомендується вибирати з початком в центрі ваги перерізу.

4.5.2 На кожному кроці розрахунку перевіряють виконання критеріїв вичерпання несучої здатності згідно 4.1. При цьому перевіряються наступні граничні умови:

$$\varepsilon_{c,max} \leq \varepsilon_{cul} \text{ або } \varepsilon_{cu3,cd}, \quad (4.33)$$

$$|\varepsilon_{s,max}| \leq \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p, \quad (4.34)$$

ε_p – відносне видовження напружуваної арматури при нульових деформаціях навколишнього бетону, які дорівнюють $\varepsilon_p = \sigma_{p,max}/E_p$.

4.5.3 Розрахунки за нелінійною деформаційною моделлю рекомендується виконувати з допомогою комп'ютерних програм за наступним алгоритмом:

1. В першому наближенні задаються кутом нахилу нейтральної вісі як для пружного матеріалу. Приймається, що для вибраної системи координат (рис. 4.5) кут між нейтральною віссю та віссю y буде рівним

$$\theta = \arctg \frac{I_x M_y}{I_y M_x} \quad (4.35)$$

2. Задаючись величиною деформацій найбільш стиснутої фібри бетону (для визначення несучої здатності можна приймати $\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cul}$ або $\varepsilon_{cu3,cd}$) послідовними наближеннями знаходять таке значення деформацій найбільш розтягнутого стрижня арматури (див. рисунок 4.5), при якому виконується умова рівняння рівноваги (4.30). В випадку коли $\varepsilon_{s,max} > \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p$ приймається $\varepsilon_{s,max} = \varepsilon_{ud} - \varepsilon_p$ і відшукуються таке значення деформацій найбільш стиснутої фібри бетону при яких задовольняється умова рівняння рівноваги (4.30).

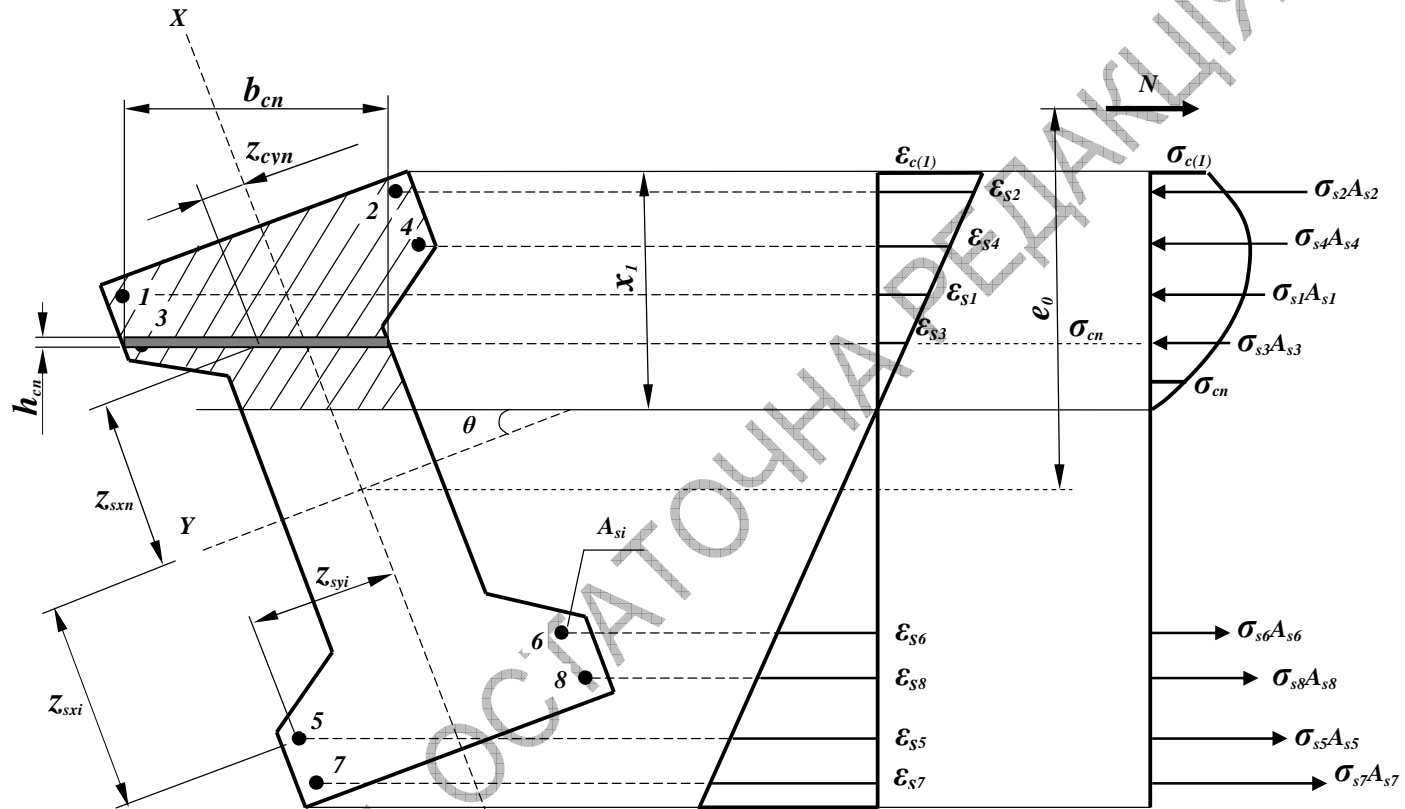


Рисунок 4.5 - Напружено-деформований стан перерізу при двоосьовому впливі згинальних моментів та поздовжніх сил

Напруження в бетоні і в i -тому стрижні арматури визначаються за допомогою гіпотези плоских перерізів і відповідних діаграм деформування бетону і арматури.

3. Використовуючи формули (4.31 і 4.32) визначають моменти внутрішніх зусиль $M_{x,alt}$ і $M_{y,alt}$. Якщо обидва моменти будуть більше або менше відповідних зовнішніх моментів M_x і M_y , то несуча здатність перерізу вважається відповідно такою що забезпечене або не забезпечена.

4. Якщо один з моментів (наприклад $M_{y,alt}$) менший відповідного зовнішнього моменту ($M_{y,alt} < M_y$), і другий більший ($M_{x,alt} > M_x$), задаються іншим кутом нахилу нейтральної вісі θ (більшим чим раніше був прийнятий раніше) і знову виконують аналогічні розрахунки по п. 3-4.

4.6 Розрахунок несучої здатності залізобетонних перерізів, похилих до поздовжньої вісі

4.6.1 Додаткові загальні положення

4.6.1.1 Загальні положення і вимоги щодо розрахунку залізобетонних елементів за несучою здатністю похилих перерізів (на зсув) наведені в розділі 6.2 ДБН В.2.6-98.

4.6.1.2 Сумарна розрахункова поперечна сила із урахуванням внеску полук, $V_{Ed} - V_{ccd} - V_{id}$, не повинна перевищувати максимально допустиме значення $V_{Rd,max}$ (див. 4.6.3), будь-якому перерізі елемента.

4.6.1.3 Поздовжня розтягнута арматура повинна бути здатна сприйняти додаткове зусилля розтягу спричинене зсувом (див. 4.6.3.8).

4.6.1.4 Для елементів, що зазнають дії переважно рівномірно розподіленого навантаження, не потрібно здійснювати перевірку за поперечною силою на відстані, меншій за d від грані опори. Будь-яка передбачена поперечна арматура повинна доводитись до опори. Окрім того, необхідно перевіряти умову, що поперечна сила на опорі не перевищує $V_{Rd,max}$ (див. 4.6.2.7 і 4.6.3.9).

4.6.1.5 Якщо навантаження прикладається близько до низу перерізу, то додатково до будь-якого необхідного армування для сприйняття зусилля зсуву, необхідно передбачати достатнє вертикальне армування для передачі навантаження на верхню частину перерізу.

4.6.2 Елементи, що не потребують розрахункового поперечного армування

4.6.2.1 Розрахункова величина опору зсуву, визначається як:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c}k(100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1\sigma_{cp}] b_w d, \quad (4.36)$$

але при значенні не менше

$$V_{Rd,c} = (V_{min} + k_1\sigma_{cp}) b_w d, \quad (4.37)$$

де

f_{ck} – в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad d - \text{в мм};$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

A_{sl} – площа розтягнутої арматури, яка продовжується на відстань $\geq (l_{bd} + d)$ за переріз, що розглядається (див. рисунок 4.6);

b_w – найменша ширина поперечного перерізу у розтягнутій зоні, [мм];

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c < 0,2 f_{cd} \text{ [МПа]}; \quad (4.38)$$

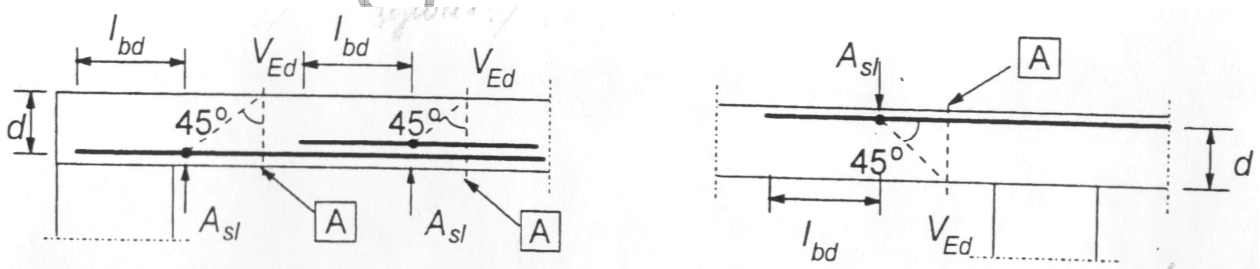
N_{Ed} – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напружуванням, в [Н] ($N_{Ed} > 0$ при стиску). Впливом прикладених деформацій на N_E можна знехтувати;

A_c – площа поперечного перерізу бетону [мм²];

$V_{Rd,c}$ [Н].

4.6.2.2 Величини $C_{Rd,c}$, V_{min} і k_1 , якщо немає більш точних даних рекомендується приймати: $C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c$; V_{min} – вираз (3.39) і $k_1 = 0,15$.

$$V_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (4.39)$$



A – переріз, що розглядається

Рисунок 4.6 - До визначення A_{sl} у виразах (4.36, 4.37)

4.6.2.3 Для попередньо напружених однопрольотних елементів без поперечної арматури, опір зсуву зон із тріщинами при згині може обчислюватись за виразом (4.39). У зонах без тріщин при згині (де напруження розтягу при згині менші ніж $f_{ctk,0,05}/\gamma_c$). опір зсуву повинен обмежуватись опором бетону на розтяг. У таких зонах опір зсуву визначається за виразом:

$$V_{Rd,c} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{(f_{ctd})^2 + \alpha_1 \sigma_{cp} f_{ctd}} \quad (3.40)$$

де

I - момент інерції перерізу;

b_w - ширина поперечного перерізу по центральній осі, допускаючи наявність каналів, відповідно до виразів (4.56) і (4.57);

S - статичний момент перерізу вище і відносно центральної осі;

$\alpha_1 = l_x/l_{pl2} < 1,0$, для арматури, напружуваної на бетон;

l_x - відстань від перерізу, що розглядається, до початкової точки довжини передачі;

l_{pl2} - величина верхньої границі довжини передачі для напружуваного елемента, згідно з виразом (7.18);

σ_{cp} - напруження стиску бетону на центральній осі від осьового навантаження і/або попереднього напруження ($\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$, в МПа, $N_{Ed} > 0$ при стиску).

Для перерізів змінної ширини вдовж висоти, максимальні головні напруження можуть діяти не по центральній осі. У таких випадках мінімальна величина опору зсуву повинна визначатись через обчислення $V_{Rd,c}$ по різних осях поперечного перерізу.

4.6.2.4 Обчислення опору зсуву згідно з виразом (4.39) не вимагається для перерізів, які ближче до опори ніж точка перетину пружної центральної осі і похилої лінії від внутрішньої грані опори під кутом 45° .

4.6.2.5 Відносно загального випадку дії на елементи згинального моменту і осьової сили, при підтвердженні, що тріщини відсутні при згині у граничному стані.

4.6.2.6 При визначенні поздовжньої арматури, для ділянок з тріщинами при згині, епюру M_{Ed} потрібно змістити на відстань $a_l = d$ у несприятливому напрямку (див. 8.2.3.2).

4.6.2.7 Для елементів з навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$ від грані опори (або центра точки обпирання при використанні рухомої опори) рисунок 4.7, внесок цього навантаження і

поперечну силу V_{Ed} , можна помножити на $\beta = a_v/2d$. Це зниження може застосовуватись при перевірці $V_{Rd,c}$ за виразом (4.36). Такий підхід правомірний тільки у разі забезпечення повного заанкерення поздовжньої арматури на опорах. При $a_v \leq 0,5d$ необхідно приймати значення $a_v=0,5d$.

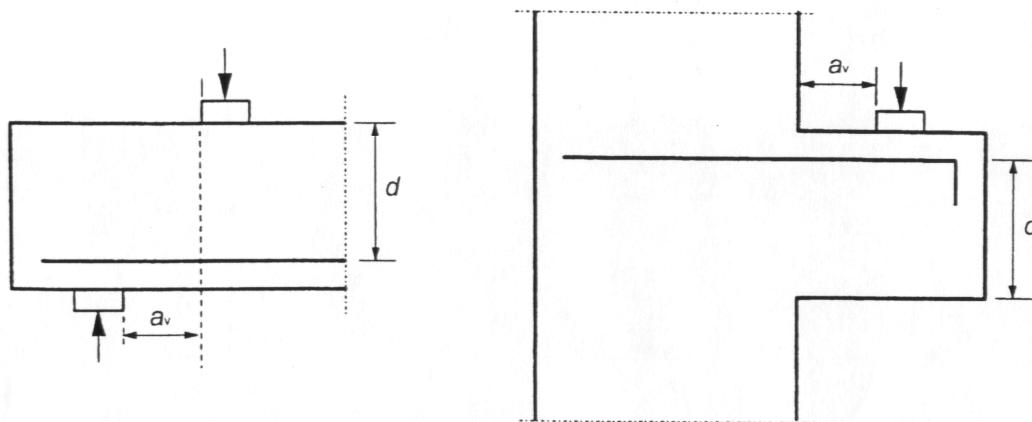
4.6.2.8 Несуча здатність за поперечною силою, обчислена без зниження через β , все одно повинна завжди задовольняти умову:

$$V_{Ed} \leq 0,5 b_w d v f_{cd}, \quad (4.41)$$

де

v - коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві, який рекомендується визначати за виразом:

$$v = 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (f_{ck} \text{ у МПа}), \quad (4.42)$$



а) Балка із безпосереднім обпиранням

б) Консоль

Рисунок 4.7 - Прикладення навантаження біля опор

4.6.3 Елементи, що потребують поперечну арматуру за розрахунком

4.6.3.1 Для розрахунку елементів з поперечною арматурою на ряду з загальною деформаційною моделлю рекомендується використовувати «фермову» модель (рисунок 4.8). Граничну величину кута похилих стиснутих умовних елементів стінки наведено у 4.6.3.2.

На рисунку 3.8 використано наступні позначення:

α - кут між поперечною арматурою і віссю балки, перпендикулярною до поперечної сили (позитивний напрям показано на рисунку 4.8);

θ - кут між стиснутим бетонним умовним елементом і віссю балки, перпендикулярною до поперечної сили;

F_{td} - розрахункова величина зусилля розтягу у поздовжній арматурі;
 F_{cd} - розрахункова величина зусилля стиску бетону в напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w - мінімальна ширина між розтягнутим і стиснутим поясами

z - плече внутрішньої пари для елемента з постійною висотою перерізу, яке відповідає згинальному моменту в елементі, що розглядається. При розрахунку на зсув залізобетонних елементів при відсутності осьової сили, зазвичай, можна приблизно приймати значення $z=0,9d$.

У елементах з похилою попередньо напруженою арматурою, необхідно забезпечувати, щоб поздовжня арматура у розтягнутому поясі сприймала поздовжнє зусилля розтягу внаслідок зсуву, визначеного у (4.6.3.3).

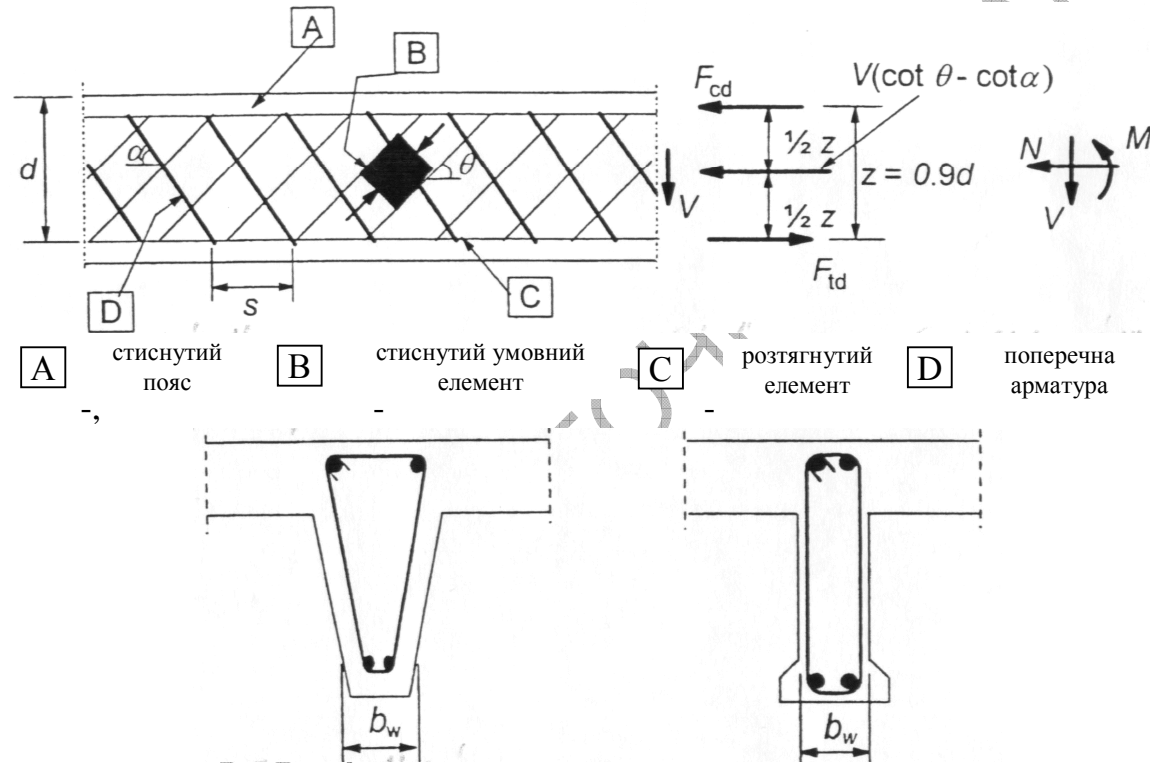


Рисунок 4.8 - «Фермова» модель і позначення для елементів з поперечним армуванням

4.6.3.2 Величина кута θ повинна обмежуватись. Граничні величини $\cot \theta$ рекомендується приймати в межах за виразом:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5, \quad (4.43)$$

4.6.3.3 Для елементів з вертикальним поперечним армуванням, за опір зсуву приймається менша із величин, підрахованої за формулами (4.44 та 4.45):

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta, \quad (4.44)$$

Якщо застосовується вираз (4.46, 4.47) то величину f_{ywd} у виразі (4.44) потрібно зменшувати до $0,8 f_{ywd}$:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta), \quad (4.45)$$

де

- A_{sw} - площа поперечного перерізу поперечної арматури;
- s - крок поперечних стрижнів;
- f_{ywd} - розрахунковий опір текучості поперечної арматури;
- v_1 - коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві, який визначається за виразом (4.42);
- α_{cw} - коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі.

Якщо розрахункові напруження у поперечній арматурі становлять менше ніж 80% від характеристичних напружень текучості f_{yk} , то v_1 можна приймати наступним чином:

$$v_1 = 0,6 \quad \text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа}, \quad (4.46)$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0,5 \quad \text{при } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа}, \quad (4.47)$$

Рекомендованою величиною α_{cw} є наступною:

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd}, \quad (4.48)$$

$$1,25 \quad \text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}, \quad (4.49)$$

$$2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \quad \text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd}, \quad (4.50)$$

де

σ_{cp} - середнє напруження стиску, прийняте позитивним, у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою. Воно повинно визначатись шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури. Величину не потрібно обчислювати на відстані меншій ніж $0,5d \cot \theta$ від грані опори.

4.6.3.4 : Максимальна приведена площа перерізу поперечної арматури $A_{sw,max}$ при $\cot \theta = 1$, може бути визначена за виразом:

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad (4.51)$$

4.6.3.5 Для елементів з похилою поперечною арматурою, за опір зсуву приймається менша із наступних величин

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (4.52)$$

і

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd} / (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (4.53)$$

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

$$\frac{A_{sw,max} f_{ywd}}{b_w s} \leq \frac{1}{2} \frac{\alpha_{cw} v_1 f_{cd}}{\sin \alpha} \alpha_{cw} v_1 f_{cd} \quad , \quad (4.54)$$

4.6.3.6 На ділянках де відсутні нерегулярності V_{Ed} (наприклад, при рівнорозподіленому навантаженні), поперечна арматура будь-якого кроку по довжині $l = z (\cot \theta + \cot \alpha)$, може визначатись із використанням найменшого значення V_{Ed} у кроці.

4.6.3.7 Якщо у стінці знаходяться заповнені металеві канали діаметром $\emptyset > b_w/8$, опір зсуву повинен визначатись на основі номінальної товщини стінки, за виразом:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma \emptyset, \quad (4.55)$$

де

\emptyset – зовнішній діаметр каналу;

$\Sigma \emptyset$ визначається на найбільш несприятливому рівні.

Для заповнених металевих каналів при $\emptyset \leq b_w/8$, $b_{w,nom} = b_w$

Для не заповнених каналів, заповнених пластичним матеріалом і незчіпленої напруженої арматури, номінальна товщина стінки визначається за виразом:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,2 \Sigma \emptyset, \quad (4.56)$$

Величина 1,2 у виразі (4.56), введена для врахування розколювання стиснутих умовних бетонних елементів внаслідок поперечного розтягу. Якщо забезпечено необхідне поперечне армування, цю величину можна зменшити до 1,0.

4.6.3.8 Додаткову силу розтягу ΔF_{td} у поздовжній арматурі внаслідок зсуву V_{Ed} можна визначити за виразом:

$$\Delta F_{td} = 0,5 V_{Ed} (\cot \theta - \cot \alpha); \quad (4.57)$$

$(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ повинна прийматись не більше ніж $M_{Ed,min}/z$, де $M_{Ed,min}$ – максимальний момент вдовж балки.

4.6.3.9 Для елементів з навантаженнями, прикладеними зверху в межах відстані $0,5d \leq a_v \leq 2d$ від грані опори, внесок цього навантаження і поперечну силу V_{Ed} , можна зменшити через $\beta = a_v/2d$.

Поперечна сила V_{Ed} , обчислена у такий спосіб повинна задовольняти умову:

$$V_{Ed} \leq A_{sw} f_{ywd} \sin \alpha, \quad (4.58)$$

де:

$A_{sw} f_{ywd}$ – опір поперечної арматури, що пересікає похилу поперечну

тріщину в зонах між навантаженнями (див. рисунок 4.9). Враховується тільки поперечна арматура в центральній зоні, рівній $0,75 a_v$. Зниження через β може застосовуватись тільки при розрахунку поперечної арматури. Такий підхід правомірний тільки у разі забезпечення повного заанкерення поздовжньої арматури на опорах.

При $a_v \leq 0,5d$ необхідно приймати значення $a_v = 0,5d$.

Величина V_{Ed} , обчислена без зниження через β , все одно повинна задовольняти умову (4.44).

4.6.4 Зсув між стінкою і полкою «Т»-подібного перерізу

4.6.4.1 Міцність полк на зсув може визначатись шляхом врахування полки, як системи стиснутих умовних елементів, сполучених з розтягнутими у вигляді розтягнутої арматури.

4.6.4.2 Мінімальна кількість поздовжньої арматури повинна визначатись відповідно до 7.3.1.

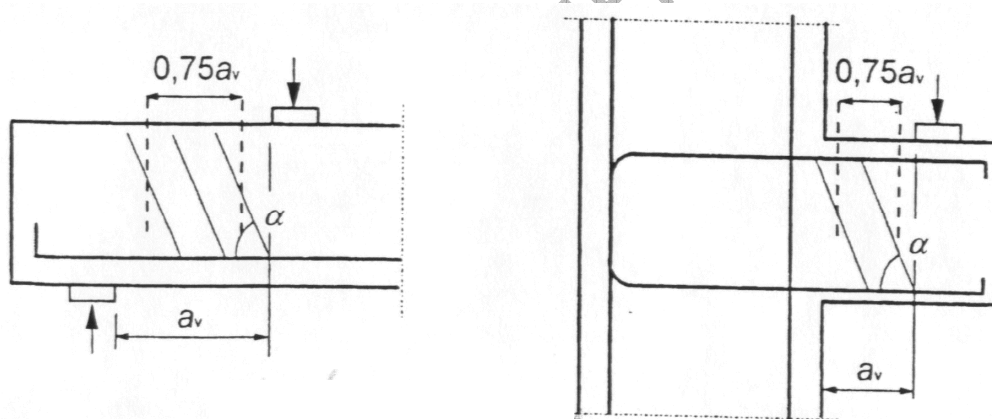


Рисунок 4.9 - Поперечна арматура у коротких прольотах зсуву при безпосередній дії на умовний стиснутий елемент

4.6.4.3 Поздовжні напруження від зсуву, V_{Ed} , у сполученні між однією стороною полки і стінкою визначаються через зміну номінальної (поздовжньої) сили у частині полки, яка розглядається, згідно з виразом:

$$V_{Ed} = \Delta F_d / (h_f - \Delta x), \quad (4.59)$$

де

h_f - товщина полки у місці з'єднання;

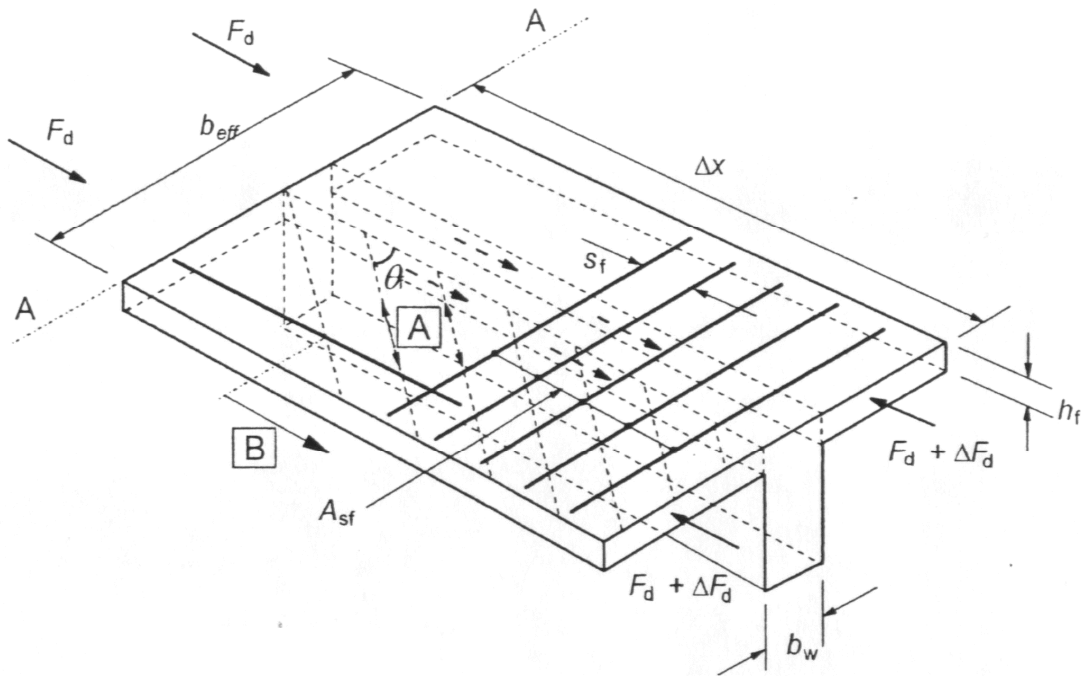
Δx - довжина, що розглядається, див. рисунок 4.10;

ΔF_d - зміна номінальної сили у полці на довжині Δx .

Максимальне значення, яке можна припустити для Δx , складає половину відстані між перерізом, де момент дорівнює нулю і перерізом з максимальним моментом. У разі прикладання зосереджених сил довжина Δx не повинна перевищувати відстані між зосередженими навантаженнями.

4.6.4.4 Поперечне армування на одиницю довжини A_{sf}/s_f можна визначити за наступним виразом:

$$(A_{sf} f_{yd} / s_f) \geq V_{Ed} h_f / \cot \theta_f, \quad (4.60)$$



A - стиснутий умовний елемент

B - поздовжній стрижень, заанкерений за межі проекції точки (див. 3.6.4.6)

Рисунок 4.10 - Позначення для сполучення між полкою і стінкою

Для запобігання роздавлювання стиснутих умовних елементів бетону у полиці повинна задовольнятися наступна умова:

$$V_{Ed} \leq v f_{cd} \sin \theta_f \cos \theta_f, \quad (4.61)$$

Допустимий діапазон зміни величин $\cot \theta_f$ для розрахунків, за відсутності більш точних даних рекомендується приймати наступні величини:

$$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 2,0 \quad \text{при стиснутих полках } (45^\circ \geq \theta_f \geq 26,5^\circ),$$

$$1,0 \leq \cot \theta_f \leq 1,25 \quad \text{при розтягнутих полках } (45^\circ \geq \theta_f \geq 38,6^\circ).$$

4.6.4.5 У випадку складного зсуву між полкою і стінкою, і поперечному згині, площа армування повинна бути більшою ніж за виразом (4.60) або половині площі за (4.61) плюс необхідна арматура для сприйняття поперечного згину.

4.6.4.6 У разі, якщо V_{Ed} менша або рівна $0,4f_{ctd}$, то додаткове армування, більше ніж для сприйняття згину, не потрібне.

4.6.4.7 Поздовжня розтягнута арматура у полиці повинна заанкерюватись за межі стиснутого умовного елемента на величину, необхідну для передачі зусилля назад на стінку у перерізі, де ця арматура необхідна (див. розріз А-А на рисунку 4.10).

4.6.5 Зсув на контакті бетону, укладеного у різний час

4.6.5.1 На додаток до вимог 6.2.1 ДБН В.2.6.-98 и 4.6.1-4.6.4, напруження зсуву на контакті між бетоном (див. рис. 4.11), укладеним у різний час, повинна задовольнятися наступна умова:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (4.62)$$

де

V_{Edi} – розрахункова величина напружень зсуву на контакті, що виражається як:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i), \quad (4.63)$$

де

β – відношення поздовжньої арматури у перерізі нового бетону і загального поздовжнього зусилля у стиснутій або розтягнутій зоні, обчислених для перерізу, що розглядається;

V_{Ed} – поперечне зусилля зсуву;

Z – плече внутрішньої пари складеного перерізу;

b_i – ширина контакту;

V_{Rdi} – розрахунковий опір зсуву на контакті, що визначається як:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}, \quad (4.64)$$

де

c і μ – коефіцієнти, що залежать від шершавості поверхні (див. 4.6.5.2);

f_{ctd} – визначається згідно з 3.1.6.2 ДБН В.2.6-98;

σ_n – напруження на одиницю площі, викликане мінімальною зовнішньою нормальною силою на контакті, яка може діяти одночасно із силою

зсуву, додатною при стиску, таким чином, що $\sigma_n < 0,6f_{cd}$, а при розтязі – негативною. Якщо σ_n - напруження розтягу, то f_{ctd} приймається рівним нулю.

$$\rho = A_s/A_i;$$

A_s - площа арматури, що пересікає контакт, включно зі звичайною поперечною арматурою (при наявності), при відповідному заанкеренні з обох сторін контакту;

A_i - площа з'єднання;

α - визначається за рисунком 4.12, і повинна обмежуватись діапазоном $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$;

ν - коефіцієнт зниження міцності (див. 4.6.2.8).

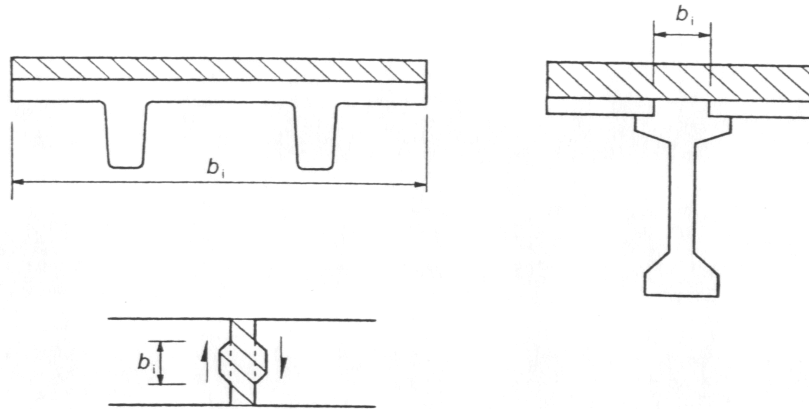
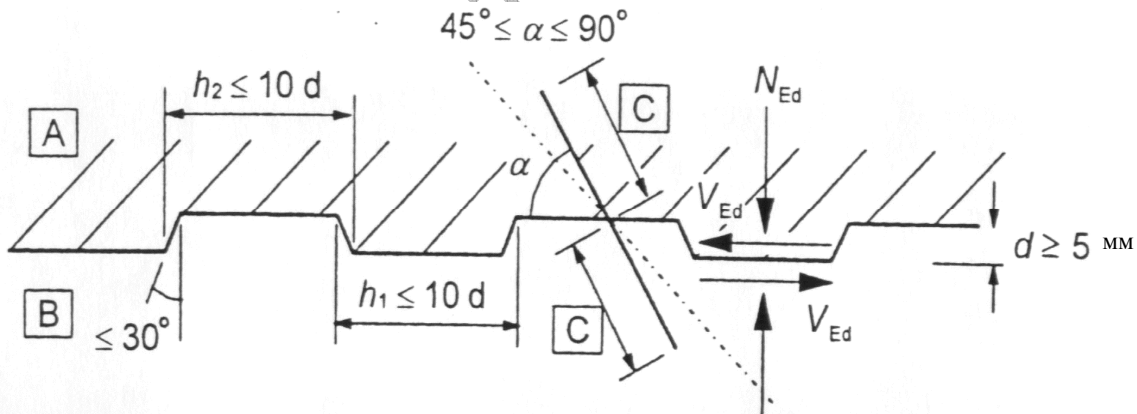


Рисунок 4.11 - Приклади контактів



A - старий бетон, **B** новий бетон, **C** - заанкерення

Рисунок 4.12 - Технологічний зазубрений шов

4.6.5.2 У разі відсутності більш детальної інформації, щодо поверхності, вона може кваліфікуватись як: дуже гладка, гладка, шершава або зазубрена, наприклад:

- Дуже гладка – це поверхня при укладанні бетону на стальну, пластикову або спеціально підготовлену дерев'яну опалубку: $c = 0,25$, $\mu = 0,5$.
- Гладка – поверхні сформовані «ковзаючою» опалубкою або

видавлюванням (екструзією), а також після вібрації, без подальшої обробки: $c = 0,35$, $\mu = 0,6$;

- Шершава – поверхня з нерівностями, щонайменшим перепадом 3мм і кроком близько 40мм, яка досягається згрібанням заповнювачів або іншими методами, які надають подібний характер поверхні: $c = 0,45$, $\mu = 0,7$;

- Зазубрена – Поверхня із зубцями, відповідно до вказаних на рисунку 6.9: $c = 0,5$, $\mu = 0,9$

4.6.5.3 Може використовуватись ступінчате розміщення поперечної арматури, як показано на рисунку 4.13. Якщо з'єднання між двома різними шарами бетону забезпечується армуванням (балки фермового типу), внесок сталі у опір контакту може прийматись як результуюча зусиль від кожної із діагоналей, при забезпеченні умови, що $45^\circ \leq \alpha \leq 135^\circ$.

4.6.5.4 Опір поздовжньому зсуву заповнених швів між плитами або елементами стін може визначатись згідно з 4.6.5.1. Однак, якщо у шві можуть утворюватись значні тріщини, то c необхідно приймати рівним нулю для гладких і шершавих швів і 0,5 – для зазубрених швів.

4.6.5.5 При дії циклічних або динамічних навантажень величину c у 4.6.5.1 необхідно зменшити у два рази.

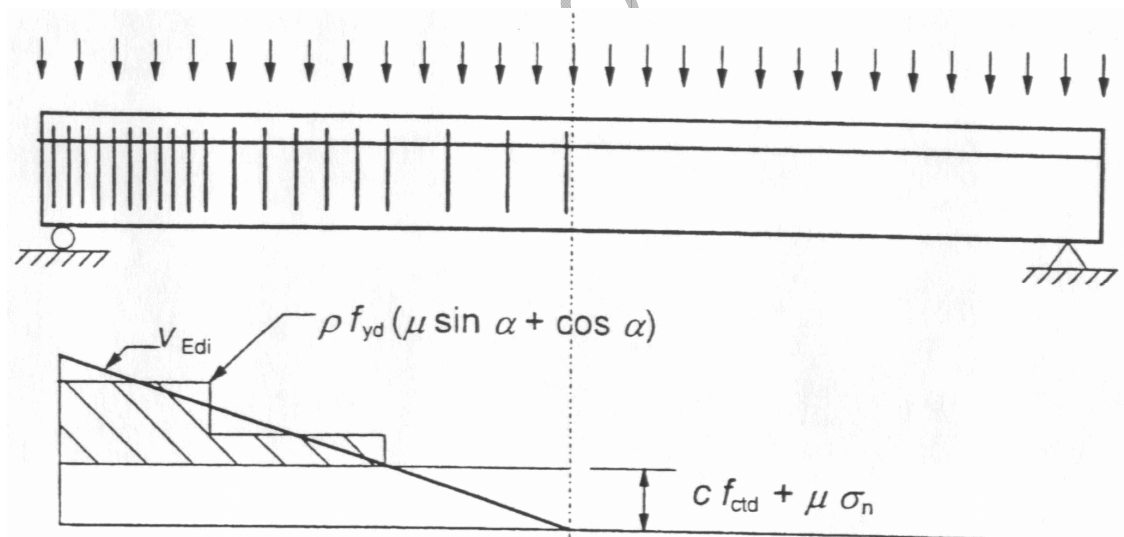


Рисунок 4.13 - Еюра зсуву, що показує необхідне армування на контакті

4.7 Кручення

4.7.1 Загальні положення

4.7.1.1 У випадках коли статична рівновага конструкції залежить від

опору крутіння елементів конструкції, то необхідно виконувати повний розрахунок на кручення, що охоплює граничні стани I-ї і II-ї груп.

4.7.1.2 Якщо у статично невизначеній конструкції крутіння виникає тільки як результат сумісності, а стійкість конструкції не залежить від опору крутінню, то, зазвичай, нема потреби враховувати крутіння при перевірці граничного стану за несучою здатністю і стійкістю. У таких випадках необхідно передбачати мінімальне армування, наведене у розділах 5.3 і 8.2 у вигляді хомутів і поздовжніх стрижнів для запобігання надмірного тріщиноутворення.

4.7.1.3 Опір перерізу крутінню можна визначити на основі замкнутого тонкостінного перерізу, у якому рівновага забезпечується замкненим розподілом зсуву. Суцільні перерізи можна моделювати еквівалентними тонкостінними перерізами. Поперечні перерізи складної форми, наприклад «Т»-подібні, можуть розділятися на декілька складових перерізів, кожен з яких може моделюватись еквівалентним тонкостінним, а загальний опір крутінню приймається як сума опорів окремих елементів.

4.7.1.4 Розподіл діючих крутних моментів у окремих складових перерізах повинен здійснюватись пропорційно їх крутним жорсткостям без тріщин. Для несучільних перерізів, еквівалентна товщина стінки не повинна перевищувати фактичної товщини.

4.7.1.5 Кожний окремий складовий переріз може розраховуватись окремо.

4.7.2 Методика розрахунку

4.7.2.1 Напруження зсуву у стінці перерізу на який діє чистий крутний момент може визначатись за виразом:

$$\tau_{t,i} t_{ef,i} = \frac{T_{Ed}}{2A_k}, \quad (4.65)$$

Зусилля зсуву $V_{Ed,i}$ у стінці i внаслідок крутіння визначається за виразом:

$$V_{Ed,i} = \tau_{t,i} t_{ef,i} z_i, \quad (4.66)$$

де

T_{Ed} - прикладене розрахункове крутіння (див. рисунок 4.14)

A_k - площа, охоплена осьюовою лінією з'єднаних стінок, включно із площею внутрішньої пустотної області;

$\tau_{t,i}$ - напруження зсуву у стінці i від крутіння;

$t_{ef,i}$ - приведена товщина стінки. Вона може прийматись як A/u , але не може прийматись меншою ніж подвоєна відстань між граню і віссю поздовжньої арматури. Для пустотілих перерізів фактичною товщиною є верхня границя;

- A - загальна площа поперечного перерізу в межах зовнішнього периметру, включно із площею внутрішньою пустотної області;
- u - зовнішній периметр поперечного перерізу;
- z_i - довжина бакової сторони i -ї стінки, яка визначається, як відстань між точками перетину прилеглих стін.

4.7.2.2 Впливи крутіння і зсуву на пустотні і суцільні елементи можуть накладатись у разі припущення однакової величини нахилу хомутів θ . Граничні значення для θ , надані у 4.6.3.2 а також, в повній мірі, застосовуються для випадку спільної дії зсуву і кручення.

Максимальна несуча здатність елемента, при дії навантаження зсуву і кручення визначається із 4.6.3.4.

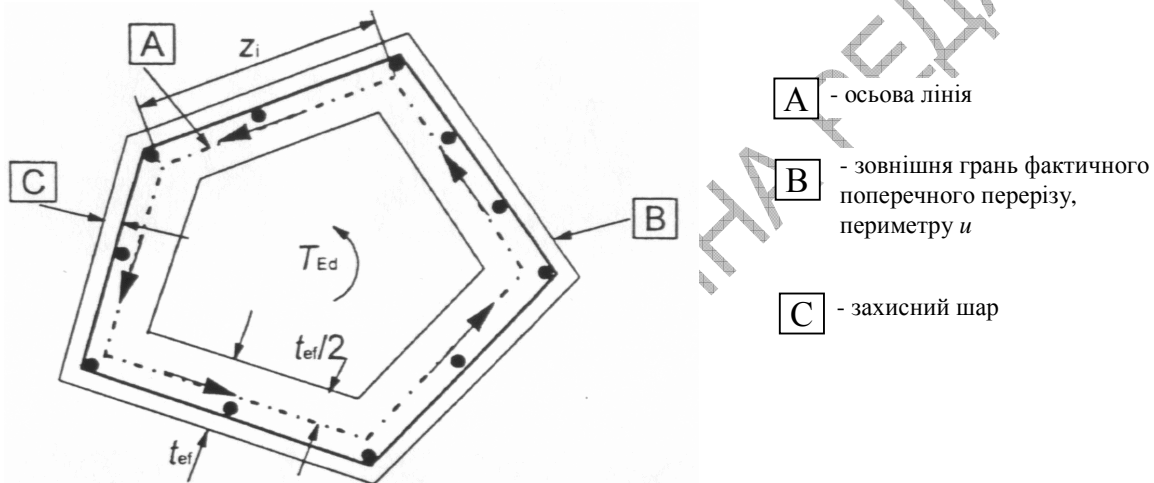


Рисунок 4.14 - Позначення і визначення, використані у розділі 3.7.2

4.7.2.3 Необхідна площа поперечного перерізу поздовжньої арматури при крученні ΣA_{sl} визначається за виразом (4.67):

$$\frac{\Sigma A_{sl} f_{yd}}{u_k} = \frac{T_{Ed}}{2A_k} \cot \theta, \quad (4.67)$$

де

- u_k - периметр площі A_k ;
- f_{yd} - розрахункова поперечна сила;
- θ - кут нахилу стиснутих умовних елементів (див. рисунок 4.8).

У стиснутих поясах кількість поздовжньої арматури можна зменшити пропорційно діючому зусиллю стиску. У розтягнутих поясах кількість поздовжньої арматури для сприйняття крутіння повинна додаватись до іншої арматури. Поздовжня арматура, як правило, повинна розподілятися на довжині сторони z_i , але для малих перерізів вона може зосереджуватись на

кінцях цієї довжини.

4.7.2.4 Максимальний розрахунковий опір елемента на дію крутіння і зсуву обмежується несучою здатністю стиснутих бетонних умовних елементів. Для того, щоб не перевищити цей опір, повинна задовольнятися наступна умова:

$$T_{Ed} / T_{Rd,max} + V_{Ed} / V_{Rd,max} \leq 1,0, \quad (4.68)$$

де

T_{Ed} - розрахунковий крутний момент;

V_{Ed} - розрахункова поперечна сила

$T_{Rd,max}$ - розрахунковий опір за крутним моментом відповідно до виразу:

$$T_{Rd,max} = 2v \alpha_{cw} f_{cd} A_k t_{ef,i} \sin \theta \cos \theta, \quad (4.69)$$

де

v – отримуємо з 4.6.2.8, а α_{cw} – із виразу (4.41)

$V_{Rd,max}$ - максимальний розрахунковий опір елемента, згідно з виразом (4.45), або (4.53). У суцільних перерізах для визначення $V_{Rd,max}$ може використовуватись повна ширина стінки.

4.7.2.5 Для суцільних перерізів, близьких до прямокутних, необхідно передбачати тільки мінімальне армування (див. 8.2.1.1), при забезпеченні виконання наступної умови:

$$T_{Ed} / T_{Rd,c} + V_{Ed} / V_{Rd,c} \leq 1,0, \quad (4.70)$$

де

$T_{Rd,c}$ - крутний момент тріщиноутворення, що може визначатись через прийняття $\tau_{t,i} = f_{ctd}$;

$V_{Rd,c}$ - визначається із виразу (4.37, 4.38).

4.7.2.6 Для замкнутих тонкостінних і суцільних поперечних перерізів, зазвичай, деформацією кручення можна знехтувати.

4.7.2.7 Для відкритих тонкостінних елементів може бути необхідним враховувати деформацію кручення. Для дуже гнучких поперечних перерізів необхідно здійснювати розрахунок на основі балочно-решіткових моделей, а для інших випадків – на основі «фермової» моделі. У всіх випадках розрахунок необхідно виконувати згідно з правилами розрахунку при дії згину і поздовжньої нормальної сили та при зсуві.

4.8 Продавлювання

4.8.1 Загальні положення

4.8.1.1 Розрахунки на зріз при продавлюванні виконуються згідно принципів, наведених в 6.4 ДБН В 2.6-98, та вказівок цього нормативного документу.

4.8.1.2 Зріз при продавлюванні може виникати від зосередженого навантаження або реакції, що діє на відносно малу площу, яка називається площею навантаження, A_{load} , плити або фундаменту. Відповідна розрахункова модель для перевірки руйнування від продавлюванні за граничним станом I-ї групи, показана на рисунку 4.15.

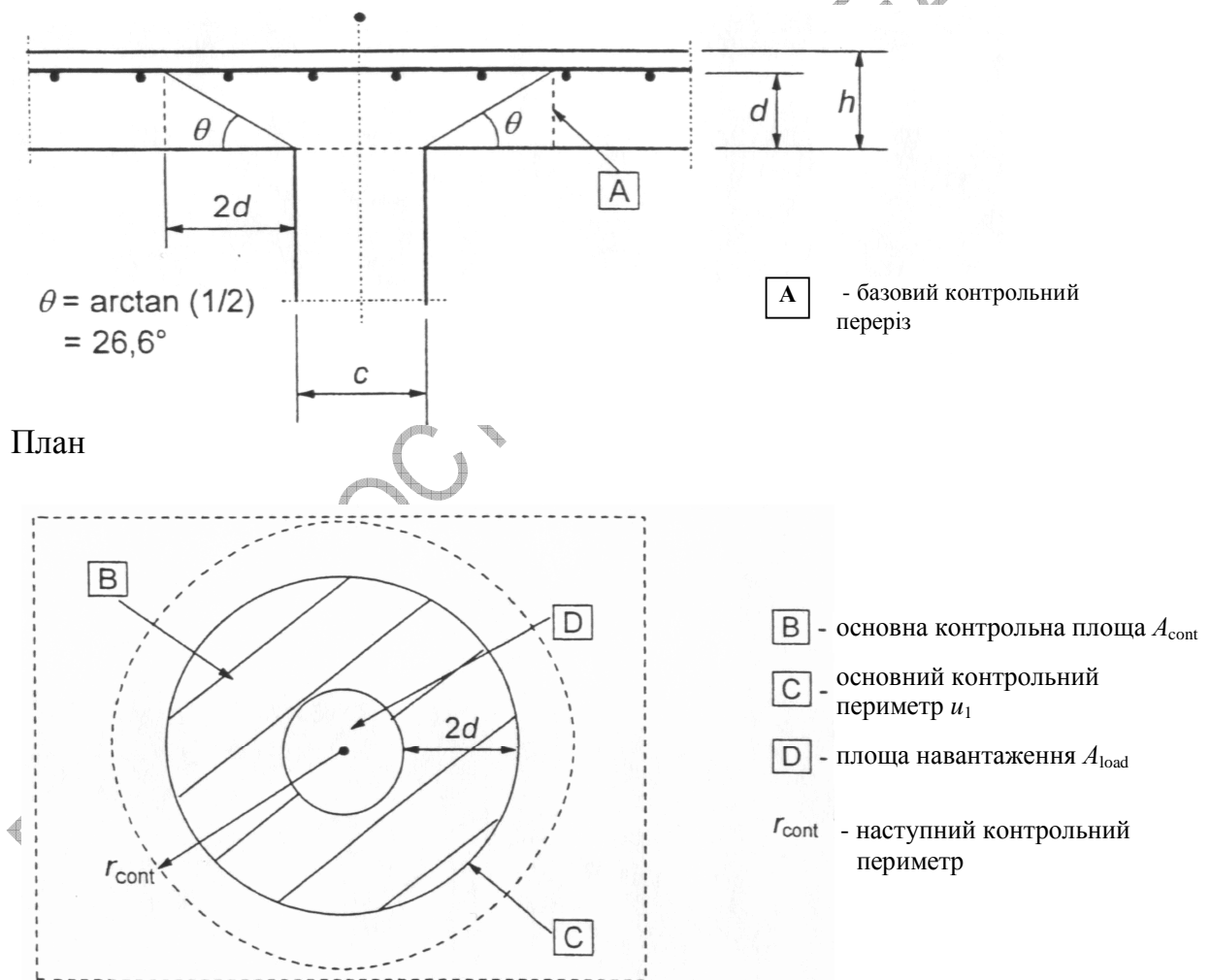


Рисунок 4.15 - Розрахункова модель для перевірки зрізу при продавлюванні

4.8.1.3 Опір зрізу необхідно перевіряти вдовж грані колони і основного

контрольного периметру u_1 . Якщо поперечна арматура необхідна, то потрібно визначити наступний периметр де поперечне армування вже не потрібне.

4.8.1.4 Правила, надані у цьому розділі в основному сформульовані для випадку рівномірно розподіленого навантаження. У окремих випадках, таких як підшва фундаменту, навантаження в межах контрольного периметру сприяє опору конструктивної системи, і може відніматись при визначенні розрахункового напруження зрізу при продавлюванні.

4.8.2 Розподіл навантаження і основний контрольний периметр

4.8.2.1 Основний контрольний периметр u_1 може, зазвичай, прийматись на відстані $2,0d$ від площі навантаження і повинен конструюватись таким чином, щоб його довжина була мінімальною (див. рисунок 4.16).

Приведена висота плити вважається постійною і, як правило, приймається рівною:

$$d_{\text{eff}} = \frac{d_y + d_z}{2} \quad (4.71)$$

де

d_x і d_y - фактичні висоти арматури у двох взаємно перпендикулярних напрямках.

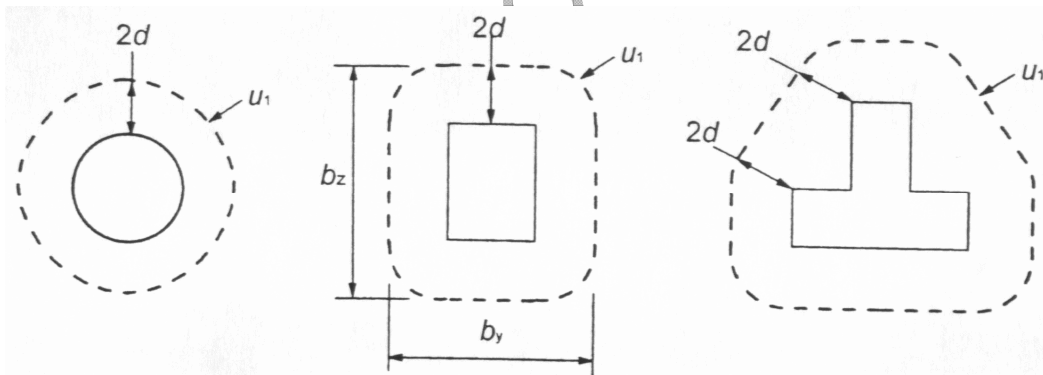


Рисунок 4.16 - До визначення контрольних периметрів навколо найбільш поширених типів площ навантаження

4.8.2.2 Контрольні периметри на відстані менш ніж $2d$ необхідно розглядати, якщо зосередженій силі протидіє високий тиск (наприклад, тиск ґрунту на підшву), або впливи навантаження або реакція в межах відстані $2d$ від краю зони прикладання сили.

4.8.2.3 Для навантажених зон поблизу прорізів, якщо найкоротша відстань між периметром площі навантаження і краєм прорізу не перевищує bd , то частина контрольного периметру, що міститься між двома дотичними, проведеними до контуру прорізу від центру площі навантаження, вважається не

працюючим (див. рисунок 4.17).

4.8.2.4 Для площі навантаження, розташованої поблизу краю або кута, контрольний периметр повинен прийматись згідно з рисунком 4.18, якщо вона має периметр (за винятком не обпертих країв) менший ніж визначений вище за 4.8.2.1 і 4.8.2.2.

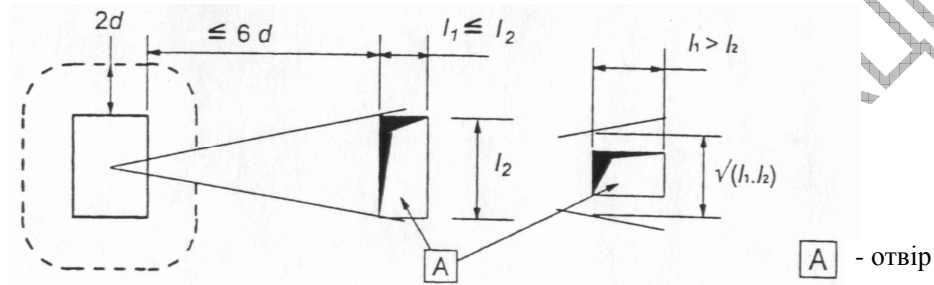


Рисунок 4.17 - Контрольний периметр біля прорізу

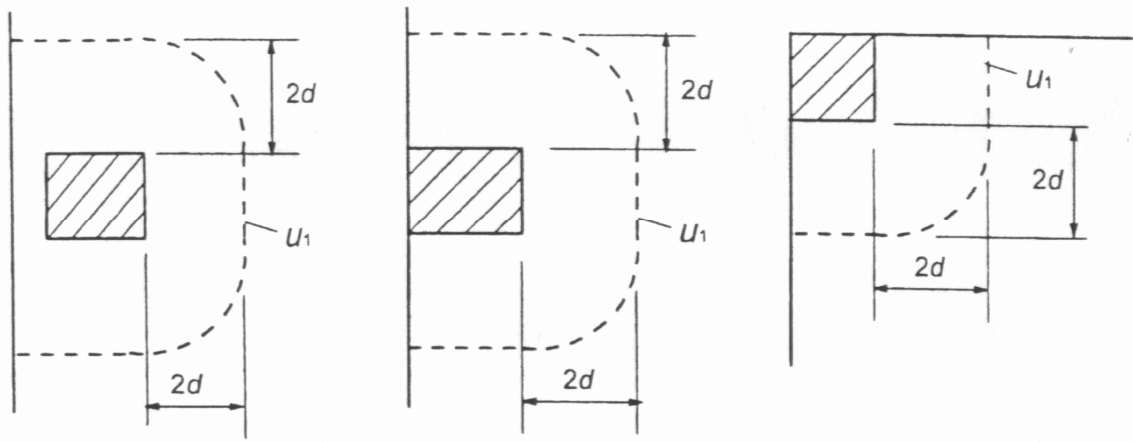


Рисунок 4.18 - Основні контрольні периметри для площ навантаження на краю, поблизу або у куті

4.8.2.5 Для площ навантаження, розташованих поблизу краю або у куті, тобто на відстані менш ніж, завжди необхідно передбачати спеціальне армування грані, див. 8.3.1.6-8.3.1. 8.

4.8.2.6 Контрольний переріз, це переріз, що розташований за контрольним периметром і продовжується через робочу товщину d . Для плит постійної товщини, контрольний переріз перпендикулярний до серединної площини плити. Для плит і фундаментів змінної товщини, не враховуючи уступи фундаменту, за робочу товщину можна приймати товщину на периметрі

площі навантаження, як показано на рисунку 4.19.

4.8.2.7 Інші периметри, u_i , в межах і поза межах основної контрольної площі, повинні мати таку саму форму, як і контрольний периметр.

4.8.2.8 Для плит з капітелями, для яких $l_H < 2h_H$ (див. рисунок 4.20) перевірка напружень зрізу при продавлюванні згідно з 4.8.3 необхідна тільки для контрольного перерізу за межами капітелі. Відстань до цього перерізу від центру ваги колони r_{cont} може визначатись як:

$$r_{cont} = 2d + l_H + 0.5c \quad (4.72)$$

де:

- l_H - відстань від грані колони до краю капітелі;
- c - діаметр круглої колони.

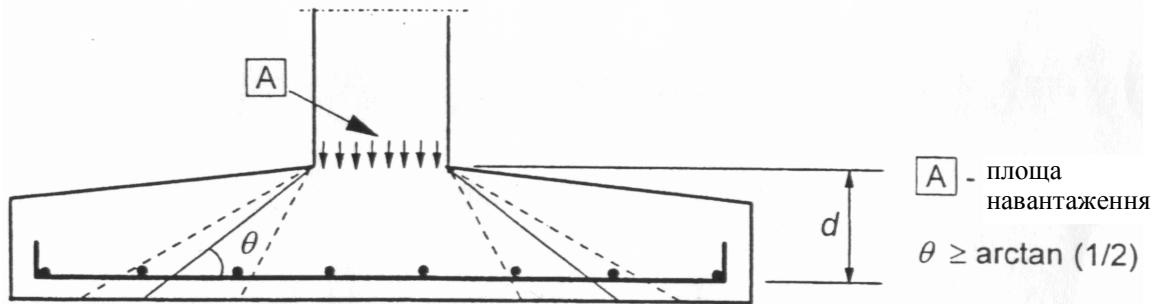


Рисунок 4.19 - Товщина контрольного перерізу фундаменту змінної товщини

4.8.2.9 Для плит при збільшених капітелях колон $l_H > 2h_H$ (див. рисунок 4.21), необхідно перевіряти обидва контрольні перерізи: в межах капітелі і у плиті.

4.8.2.10 Положення 4.8.2 і 4.8.3 також застосовуються для перевірки в межах капітелі при заміні d на d_H згідно з рисунком 4.21.

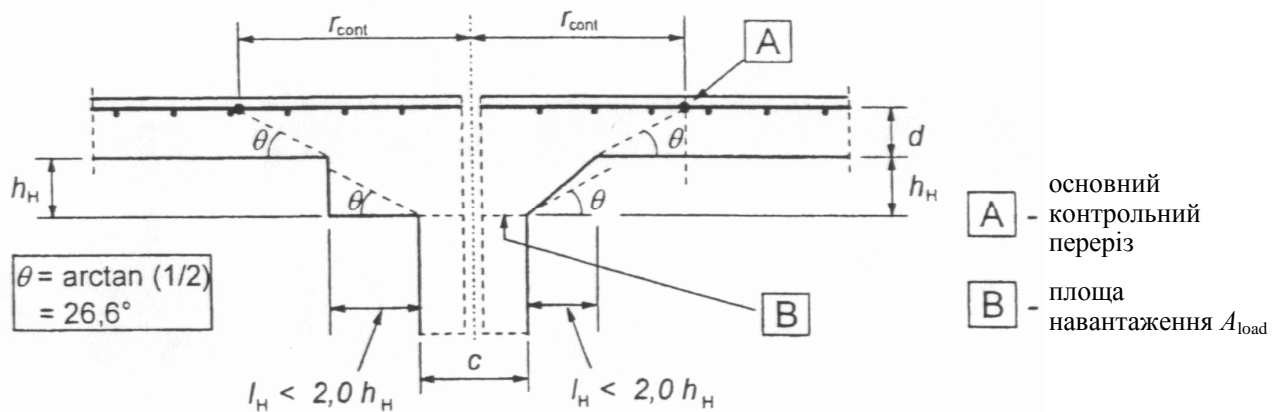


Рисунок 4.20 - Плита на колоні з капітеллю при $l_H < 2,0h_H$

4.8.2.11 Для круглих колон відстані від центра ваги до контрольних перерізів на рисунку 4.21 можуть визначатись як:

$$r_{\text{cont,ext}} = l_H + 2d + 0,5c, \quad (4.73)$$

$$r_{\text{cont,int}} = 2(d + h_H) + 0,5c, \quad (4.74)$$

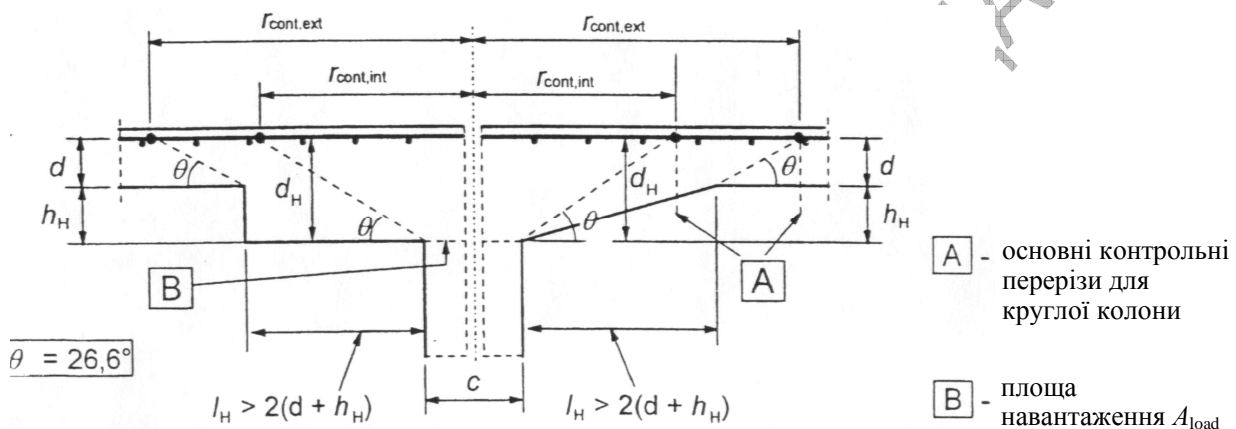


Рисунок 4.21 - Плита при збільшеній капітелі колони $l_H > 2(d + h_H)$

4.8.3 Розрахунок на зріз при продавлюванні

4.8.3.1 Згідно 6.4.2 ДБН В 2.6-98 розрахунок на зріз при продавлюванні ґрунтується на перевірках вдовж грані колони та по основному контрольному периметру u_1 . Якщо поперечне армування необхідне, то визначається наступний периметр $u_{\text{out,ef}}$ (див. рисунок 6.2 ДБН В 2.6-98) на якому подальше поперечне армування не вимагається. У контрольних перерізах визначаються наступні розрахункові напруження зрізу:

$V_{\text{Rd,c}}$ - розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит без поперечного армування на зріз у контрольному перерізі, що розглядається.

$V_{\text{Rd,cs}}$ - розрахункова величина опору на зріз при продавлюванні плит з поперечним армування на зріз у контрольному перерізі, що розглядається.

$V_{\text{Rd,max}}$ - розрахункова величина максимального опору на зріз при продавлюванні у контрольному перерізі, що розглядається.

4.8.3.2 Необхідно виконувати наступні перевірки:

- по периметру колони або периметру площі навантаження; максимальні

напруження зрізу при продавлюванні не повинні перевищуватись;

$$V_{Ed} < V_{Rd,max} \quad (4.75)$$

- поперечне армування на зріз не вимагається якщо;

$$V_{Ed} < V_{Rd,c} \quad (4.76)$$

- якщо V_{Ed} більше ніж величина $V_{Rd,c}$ у контрольному перерізі, що розглядається, то поперечне армування на зріз повинно визначатись згідно з 4.8.5.

4.8.3.3 Якщо опорна реакція з ексцентриситетом відносно контрольного периметру, максимальні напруження зрізу повинні визначатись за виразом:

$$V_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (4.77)$$

де

d - середня робоча товщина плити, яку можна приймати як $(d_y + d_z)/2$,

де:

d_y і d_z - відповідно робочі товщини контрольного перерізу за напрямками x і y ;

u_1 - довжина контрольного периметру, що розглядається;

β - визначається як:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{Ed}}{V_{Ed}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \quad (4.78)$$

де

u_k - довжина основного контрольного периметру;

k - коефіцієнт, що залежить від співвідношення сторін перерізу колони c_1 і c_2 , і є функцією відношення невірноваженого моменту, що передається нерівномірним зсувом, згином і крученням (див. таблицю 4.1).

W_1 - відповідає розподілу зсуву, як показано на рисунку 4.22, і є функцією основного контрольного периметру u_1 :

$$W_1 = \int_0^{u_1} |e| dl \quad (4.79)$$

dl - приріст довжини периметру;

e - відстань dl від осі, відносно якої діє момент M_{Ed}

Таблиця 4.1 - Величини k для прямокутної площі навантаження

c_1/c_2	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Для колони прямокутного перерізу:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1, \quad (4.80)$$

де

c_1 - розмір перерізу колони паралельно ексцентриситету навантаження;

c_2 - розмір перерізу колони перпендикулярно ексцентриситету навантаження.

Для внутрішніх круглих колон β визначається за виразом:

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d}, \quad (4.81)$$

де D - діаметр круглої колони.

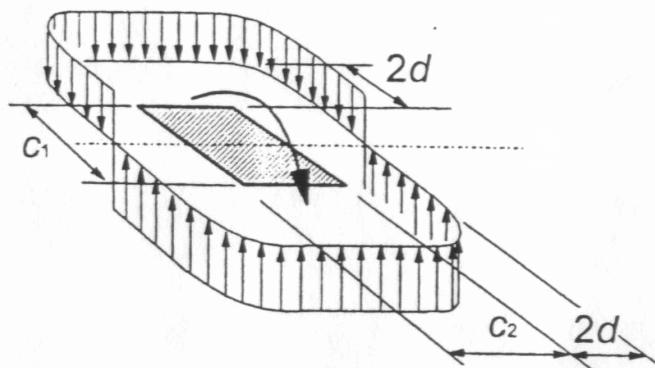


Рисунок 4.22 - Розподіл зсуву від невірноваженого моменту у з'єднанні колони з плитою

Для внутрішніх прямокутних колон, якщо навантаження ексцентричне до обох осей, β може приблизно визначатись за виразом:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}, \quad (4.82)$$

де

e_y і e_z - ексцентриситети M_{Ed}/V_{Ed} вдовж осей y і z відповідно;

b_y і b_z - розміри контрольного периметру (див. рисунок 4.17).

Примітка: e_z виникає від моменту відносно осі z , а e_y від моменту відносно осі y .

4.8.3.4 Для граней колон у місцях з'єднання, де ексцентриситет перпендикулярний до грані плити (викликаний моментом відносно осі, паралельної до грані плити), направлений у середину і ексцентриситет паралельно грані відсутній, зусилля продавлення може розглядатись, як рівномірно розподілене вдовж контрольного периметру u_1^* , як показано на рисунку 4.22(a).

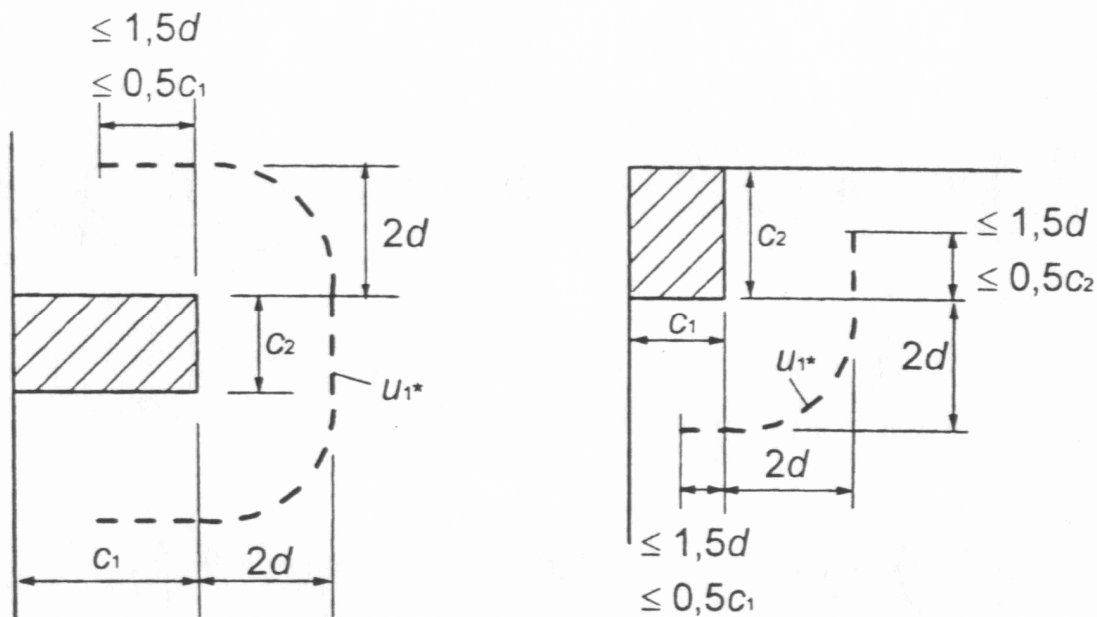
Якщо ексцентриситет наявний у обох ортогональних напрямках, β може

визначатись за допомогою наступного виразу:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad , \quad (4.83)$$

де

- u_1 - основний контрольний периметр (див. рисунок 4.16);
- u_{1*} - зменшений основний контрольний периметр (див. рисунок 4.23(a));
- e_{par} - ексцентриситет паралельно грані плити від моменту відносно осі, перпендикулярної грані плити;
- k - визначається за таблицею 3.1 із заміною відношення c_1/c_2 на $c_1/2c_2$;
- W_1 - визначається для основного контрольного периметру u_1 (див. рисунок 4.16).



а) крайня колона

б) кутова колона

Рисунок 4.23 - Зменшений основний контрольний периметр u_{1*}

Для прямокутних колон, як показано на рисунку 4.23(a):

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1c_2 + 4c_2d + 8d^2 + 2\pi dc_2 \quad , \quad (4.84)$$

Якщо ексцентриситет перпендикулярно грані плити направлений не в середину, то застосовується вираз (4.78). При визначенні W_1 ексцентриситет e повинен відраховуватись від центру ваги контрольного периметру.

4.8.3.5 Для з'єднання кутової колони, якщо ексцентриситет направлений у середину плити, приймається, що зусилля продавлювання рівномірно

розподіляється вдовж зменшеного контрольного периметру u_{1*} , як показано на рисунку 4.23(b). Таким чином значення β рівне:

$$\beta = \frac{u_1}{u_{1*}}, \quad (4.85)$$

Якщо ексцентриситет спрямований назовні, то застосовується вираз (4.78).

4.8.3.6 Для конструкцій, у яких стійкість із площини не залежить від жорсткості взаємодії між плитами і колонами, і коли прилеглі прольоти не відрізняються більш ніж на 25%, можна використовувати відповідне приблизне значення β . Рекомендованими величинами є наведені на рисунку 4.24.

4.8.3.7 Якщо зосереджене навантаження прикладене близько до обпирання плоскої плити на колону, неправомірно зменшувати зусилля зрізу відповідно з 3.6.2.7 і 3.6.3.9 відповідно.

4.8.3.8 Зусилля зрізу V_{Ed} при продавлюванні фундаментної плити можна зменшувати, зважаючи на сприятливу дію тиску ґрунту.

4.8.3.9 Вертикальна складова V_{pd} від дії похилої попередньо напруженої арматури, що перетинає контрольний переріз, у відповідних випадках може враховуватись як сприятлива дія.

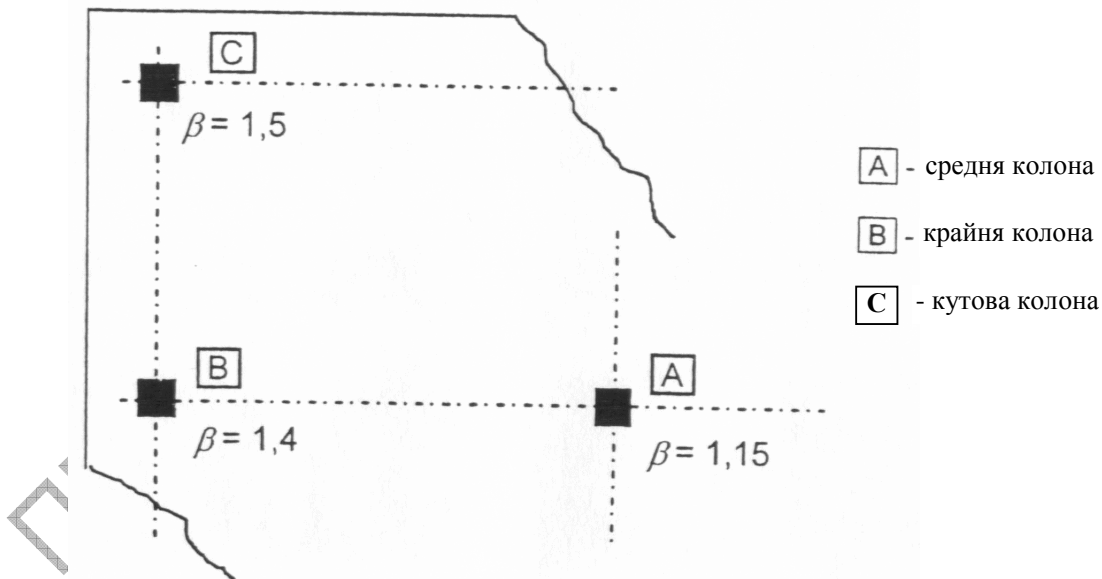


Рисунок 4.24 - Рекомендовані величини β

4.8.4 Опір зрізу при продавлюванні основ плит і колон без поперечного армування

4.8.4.1 Опір зрізу при продавлюванні плити повинен оцінюватись для основного контрольного перерізу згідно з 3.8.2. Розрахунковий опір зрізу при

продавлюванні (МПа) визначається як:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k(100\rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}), \quad (4.86)$$

де

f_{ck} у МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \quad d, \text{ в мм};$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02;$$

ρ_{ly} і ρ_{lz} відносяться до зчепленої розтягнутої сталі відповідно у напрямках x і y . Величини ρ_{ly} і ρ_{lz} повинні обчислюватись як середні величини з урахуванням ширини плити, рівної ширині колони плюс $3d$ з кожної сторони.

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cy} + \sigma_{cz})/2, \quad (4.87)$$

де

σ_{cy} і σ_{cz} – нормальні напруження у бетоні контрольного перерізу в напрямках x і y (МПа, додатні при стиску):

$$\sigma_{c,y} = \frac{N_{Ed,y}}{A_{cy}}, \text{ а } \sigma_{c,z} = \frac{N_{Ed,z}}{A_{cz}};$$

$N_{Ed,y}$, $N_{Ed,x}$ – поздовжні зусилля у повному прольоті внутрішніх колон та поздовжня сила через контрольний переріз для крайніх колон. Зусилля можуть бути від дії навантаження або попереднього напруження.

A_c – площа бетону відповідно до визначення N_{Ed} .

Якщо немає більш точних даних рекомендованими є величини: $C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c$, V_{min} – визначається за 4.6.2.1, а $k_1 = 0,1$.

4.8.4.2 Опір продавлюванню основи колони повинен перевірятись на контрольному периметрі в межах $2d$ від контуру колони.

Для зосередженого навантаження результуюча прикладена сила становить:

$$V_{Ed,red} = V_{Ed} - \Delta V_{Ed}, \quad (4.88)$$

де

V_{Ed} – прикладена поперечна сила:

ΔV_{Ed} – результуюча, направлена ввєрх, сила, в межах контрольного периметру, що розглядається, тобто тиск від ґрунту мінус власна вага основи.

$$V_{Ed} = V_{Ed,red}/ud \quad (4.89)$$

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} k(100\rho f_{ck})^{1/3} \cdot 2d/a \geq V_{min} \cdot 2d/a, \quad (4.90)$$

де

a – відстань від контуру колони до контрольного периметру, що

розглядається;

$C_{Rd,c}$ - визначається у (4.8.4.1);

V_{min} - визначається у (4.8.4.1);

k - визначається у (4.8.4.1).

При навантаженні з ексцентриситетом:

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{ud} \left[1 + k \frac{M_{Ed}u}{V_{Ed,red}W} \right], \quad (4.91)$$

де k – визначається у 3.8.3.3 або 3.8.3.4 відповідно, а W – те ж, що і W_1 , але для периметру u .

4.8.5 Опір зрізу при продавлюванні плит і основ колон з поперечною арматурою

4.8.5.1 Якщо поперечна арматура необхідна, її розраховують згідно з виразом (4.92):

$$V_{Rd,cs} = 0,75V_{Rd,c} + 1,5(d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha, \quad (4.92)$$

де

A_{sw} - площа одного периметру поперечної арматури навколо колони [мм];

s_r - радіальний крок периметрів поперечної арматури [мм];

$f_{ywd,ef}$ - фактичний розрахунковий опір поперечної арматури на продавлювання, відповідно до $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25d \leq f_{ywd}$ [МПа];

d - середина робочих товщин у ортогональних напрямках [мм];

α - кут між поперечною арматурою і площиною плити.

Якщо встановлюється один ряд відігнутих вниз стрижнів, то відношення d/s_r у виразі (4.92) може встановлюватись рівним 0,67.

4.8.5.2 Вимоги до конструювання поперечної арматури на продавлювання наведено у 7.4.3.

4.8.5.3 Поряд з колоною опір зрізу при продавлюванні обмежуються максимальним значенням:

$$V_{Ed} = \frac{\beta V_{Ed}}{u_0 d} \leq V_{Rd,max}, \quad (4.93)$$

де

u_0 - для середньої колони
для крайньої колони
для кутової колони

u_0 = довжина контуру колони [мм];
 $u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$ [мм];
 $u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$ [мм];

c_1, c_2 - розміри колони, див. рисунок 4.23;

v - див. вираз (3.39);

β - див. 4.8.3.3, 4.8.3.4 і 4.8.3.5.

Величину $V_{Rd,max}$ рекомендується приймати рівною $V_{Rd,max} = 0,5 v f_{cd}$.

4.8.5.4 Контрольний периметр u_{out} (або $u_{out,ef}$, див рисунок 4.25), при якому поперечна арматура не вимагається, необхідно визначати за виразом (4.90):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / V_{Rd,c} d \quad (4.94)$$

Самий віддалений периметр поперечної арматури повинен розміщуватись на відстані, не більшій ніж kd в межах u_{out} (або $u_{out,ef}$, див рисунок 4.25).

4.8.5.5 Якщо застосовуються запатентовані вироби у якості поперечної арматури, $V_{Rd,cs}$ необхідно визначати випробуваннями, згідно з відповідними нормативними документами.

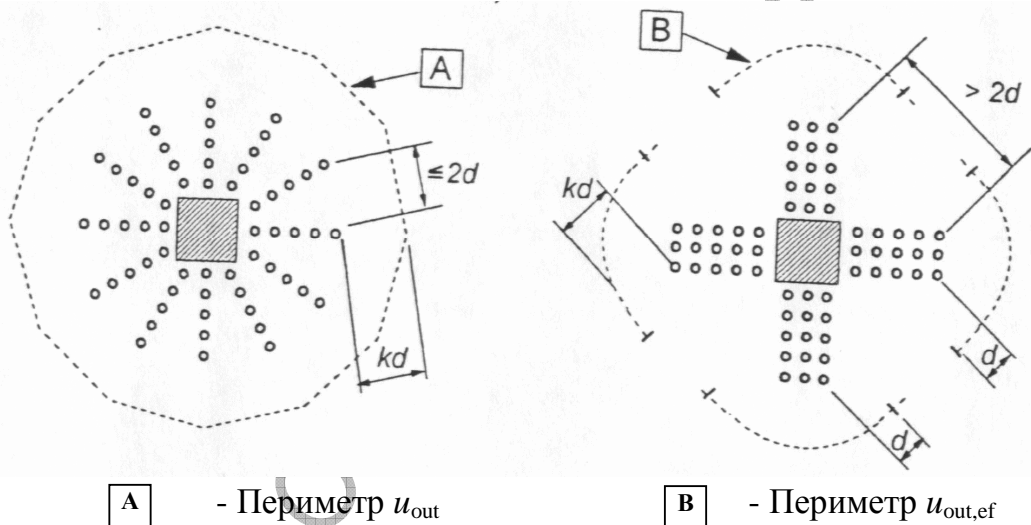


Рисунок 4.25 - Контрольні периметри навколо середніх колон
Рекомендованим значенням параметра k є величина: $= 1,5$.

4.9 Розрахунок із використанням «стиснуто-розтягнутих» моделей

4.9.1 «Стиснуті» умовні елементи

4.9.1.1 Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента у зоні з поперечними напруженнями стиску, або без них може визначатись за виразом (4.95) (див. рисунок 4.26).

$$\sigma_{Rd,max} = f_{cd} , \quad (4.95)$$

У випадках наявності значного осьового стиску в окремих зонах можна припускати вищий розрахунковий опір.

4.9.1.2 Розрахунковий опір бетонних стиснутих умовних елементів необхідно зменшувати при наявності тріщин у стиснутих зонах і, якщо не застосовуються більш точні підходи, можна визначати за виразом (4.97) (див. рисунок 4.27).

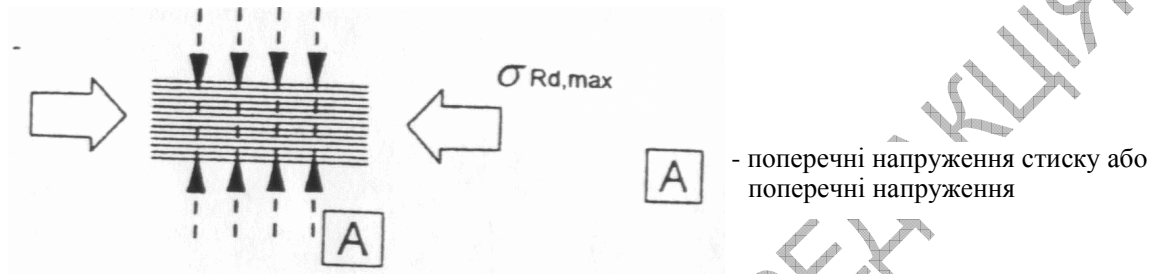


Рисунок 4.26 - Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента без поперечного розтягу

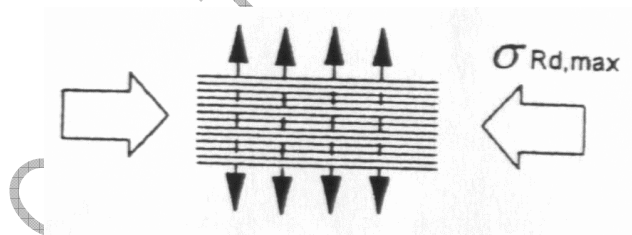


Рисунок 4.27 - Розрахунковий опір бетонного стиснутого умовного елемента при наявності поперечного розтягу

$$\sigma_{Rd,max} = 0,6 \nu f_{cd}, \quad (4.97)$$

де

$$\nu = 1 - f_{ck} / 250, \quad (4.98)$$

4.9.1.3 Для стиснутих умовних елементів між прямо навантаженими зонами, такими як консолі або короткі балки-стілки, у 4.6.2 і 4.6.3 наводяться альтернативні методи розрахунку.

зосередженим навантаженням можуть виникати, наприклад, при зосереджених навантаженнях, на опорах, у зонах заанкерення з концентрацією звичайної і напруженої арматури, при відгинах арматурних стрижнів та у з'єднаннях і кутах елементів.

4.9.3 Вузли

4.9.3.1 Розрахункові величини напружень стиску у вузлах визначається наступним чином:

а) у стиснутих вузлах, де не заанкерені розтягнуті умовні елементи (див. рисунок 4.29)

$$\sigma_{Rd,max} = k_1 v f_{cd}, \quad (4.101)$$

де $\sigma_{Rd,max}$ – максимальні напруження, які можуть прикладатись на краях вузла.

Коефіцієнт V визначається за виразом (4.98).

Примітка: При відсутності більш точних даних величину k_1 рекомендується приймати: = 1,0.

б) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерення розтягнутих умовних елементів у одному напрямі. (див. рисунок 4.30)

$$\sigma_{Rd,max} = k_2 V f_{cd}, \quad (4.102)$$

де $\sigma_{Rd,max}$ – максимум $\sigma_{Rd,1}$ і $\sigma_{Rd,2}$. Коефіцієнт V визначається за виразом (4.98).

Примітка: При відсутності більш точних даних величину k_2 рекомендується приймати: = 0,85.

в) у стиснуто-розтягнутих вузлах із забезпеченням заанкерення розтягнутих умовних елементів більш ніж у одному напрямі. (див. рисунок 4.31)

$$\sigma_{Rd,max} = k_3 v f_{cd} \quad (4.103)$$

Примітка: При відсутності більш точних даних величину k_3 рекомендована приймати: = 0,75.

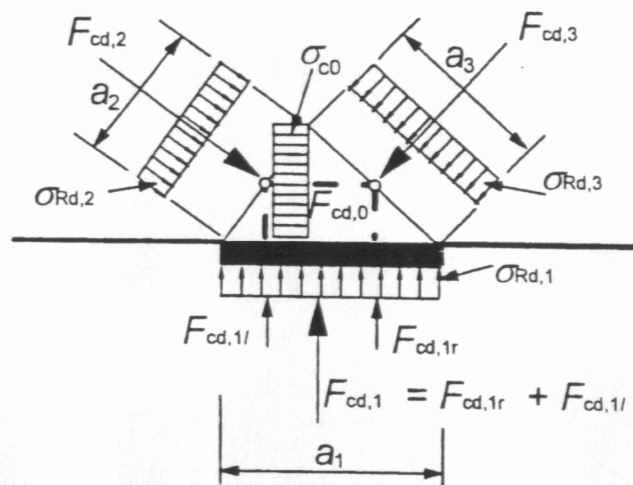


Рисунок 4.29 - Стиснутий вузол без розтягнутих умовних елементів

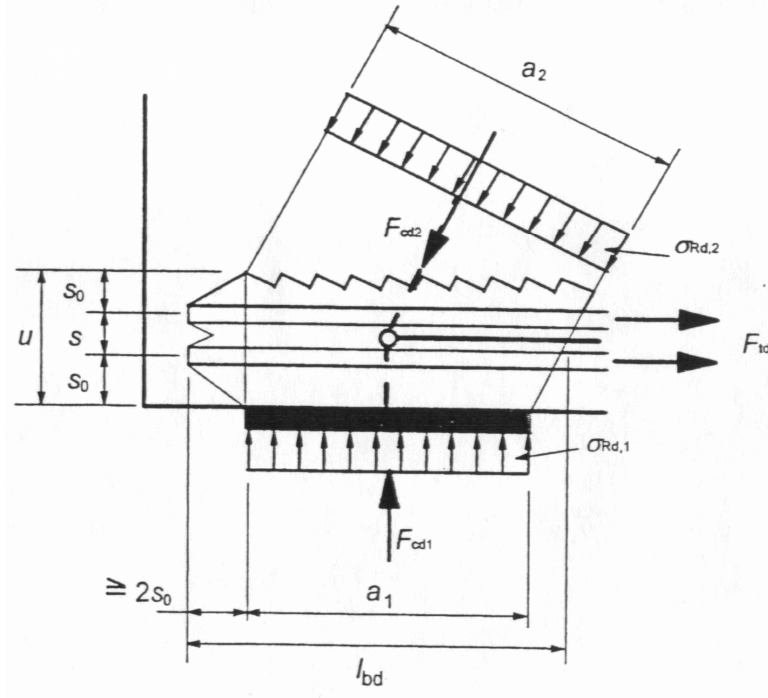


Рисунок 4.30 - Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою у одному напрямі

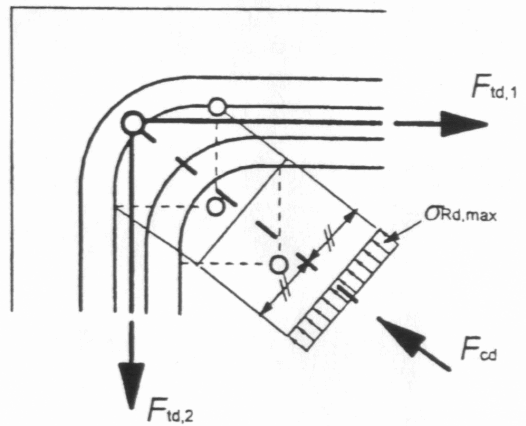


Рисунок 4.31 - Стиснуто-розтягнутий вузол із арматурою у двох напрямках

4.9.3.2 При нижченаведених умовах, величини розрахункових напружень стиску у 4.9.3.1 можуть збільшуватись до 10%, якщо виконується хоча б одне положення:

- припускається трьохосний стиск;
- всі кути між умовними стиснуто-розтягнутими елементами $\geq 55^\circ$;
- напруження на опорах або в місцях зосередженого навантаження є рівномірними і у вузлах наявні хомути;
- арматура розміщена багатьма шарами;
- вузли надійно утримуються улаштуванням опор або тертям.

4.9.3.3 Вузли, що зазнають трьохосного стиску можуть перевірятись згідно з 3.1.8 ДБН В 2.6-98 при $\sigma_{Rd,max} = k_4 \cdot v \cdot f_{cd}$, якщо розподіл навантаження відомий для всіх трьох напрямків стиснутих умовних елементів.

Примітка: Величину k_4 рекомендується приймати: = 3,0.

4.9.3.4 Анкерення арматури у стиснуто-розтягнутих вузлах починається з початку вузла, наприклад, для опори анкерення починається від внутрішньої грані (див. рисунок 4.30). Довжина анкерення повинна простягатись за повну довжину вузла. У деяких випадках арматура, до того ж, може заанкерюватись поза вузлом. Стосовно анкерення і загиначення арматури, див. 7.2.

4.9.3.5 Стиснуті у площині вузли при сполученні трьох розтягнутих умовних елементів можуть перевірятись відповідно до рисунка 4.29. Максимальні середні головні напруження у вузлі (σ_{c0} , σ_{c1} , σ_{c2} , σ_{c3}) повинні перевірятись згідно з 4.9.3.3 а). Зазвичай, можна припустити наступне:

$$F_{cd,1}/a_1 = F_{cd,2}/a_2 = F_{cd,3}/a_3 \text{ дає у результаті } \sigma_{cd,1} = \sigma_{cd,2} = \sigma_{cd,3} = \sigma_{cd,0}.$$

4.9.3.6 Вузли на згинах арматури можуть розраховуватись згідно з рисунком 4.32. Середні напруження у розтягнутих умовних елементах повинні перевірятись відповідно до 4.9.3.2. Діаметр каналів необхідно перевіряти згідно з 7.2.

4.10 Місцева дія навантаження

4.10.1 При розрахунку на місцеву дію навантаження (обмеженої частини конструкції) повинно враховуватись місцеве тріщиноутворення та поперечні зусилля розтягу (див. 4.9.3).

4.10.2 При рівномірно розподіленому навантаженні на певну площу A_{c0} (див. рисунок 4.32), зосереджене зусилля опору можна визначити наступним чином:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,0 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0}, \quad (4.104)$$

де

A_{c0} - площа навантаження;

A_{c1} - максимальна розрахункова площа розподілу, подібної до A_{c0} форми.

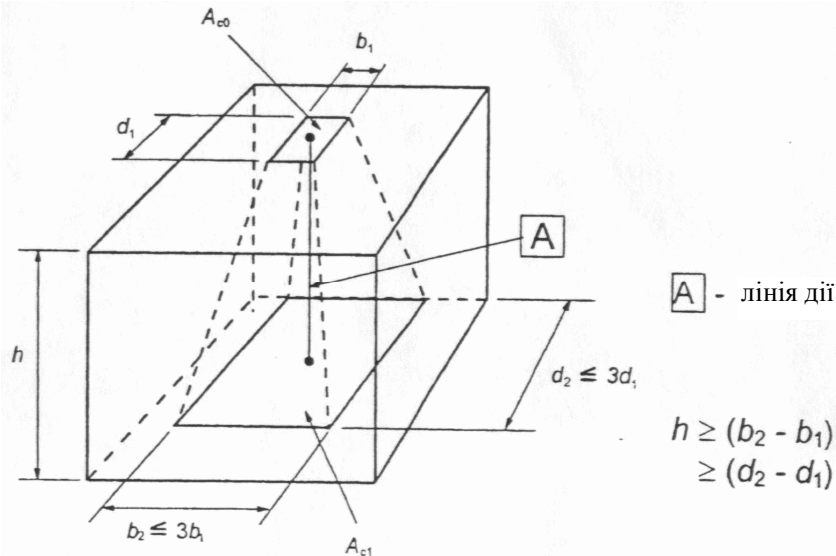


Рисунок 4.32 - Розрахунковий розподіл для частково навантажених зон

4.10.3 Розрахункова площа розподілу A_{c1} , яка необхідна для зусиль опору F_{Rdu} , повинна задовольняти наступні умови:

- висота для розподілу навантажень у напрямі прикладання навантаження повинна задовольняти умови, показані на рисунку 4.32;
- центр розрахункової площі розподілу A_{c1} повинен знаходитись на осі дії, яка проходить через центр площі навантаження A_{c0} ;
- якщо у поперечному перерізі бетону діє більш ніж одна сила стиску, розрахункові площі розподілу не повинні накладатись.

Величина F_{Rdu} повинна зменшуватись якщо навантаження нерівномірно розподілене на площі A_{c0} , або при наявності високої інтенсивності зусиль зсуву.

4.10.4 Для сприйняття зусиль розтягу необхідно передбачати армування яке залежить від впливу розвантаження.

4.11 Втома

4.11.1 Загальні положення

4.11.1.1 Вимоги щодо перевірки опору конструкцій циклічним навантаженням наведено в 6.7 ДБН В.2.6-98.

4.11.1.2 При визначенні рівня напружень від впливів необхідно розділяти на нециклічні і циклічні впливи, що викликають втому (певна кількість

повторюваних впливів якогось навантаження).

4.11.1.3 Циклічні впливи повинні сполучатись із несприятливим основним сполученням.

4.11.1.4 Основне сполучення нециклічних впливів теж саме, що і при визначенні частного сполучення для II-ї групи граничних станів.

4.11.2 Методика перевірки звичайної і попередньо напруженої арматури

4.11.2.1 Ушкодження від окремої амплітуди напруження $\Delta\sigma$ може визначатись із застосуванням відповідних графіків S-N (рисунок 4.33) для звичайної і попередньо напруженої арматури. Прикладене навантаження необхідно множити на коефіцієнт $\gamma_{F,fat}$. Рівень напружень опору $\Delta\sigma_{Rsk}$, отриманий при N^* циклах (див. табл.4.2 і 4.3), необхідно розділити на коефіцієнт безпеки $\gamma_{S,fat}$.

Примітка 1: Якщо відсутні більш точні дані величини $\gamma_{F,fat}$ рекомендується приймати: = 1,0.

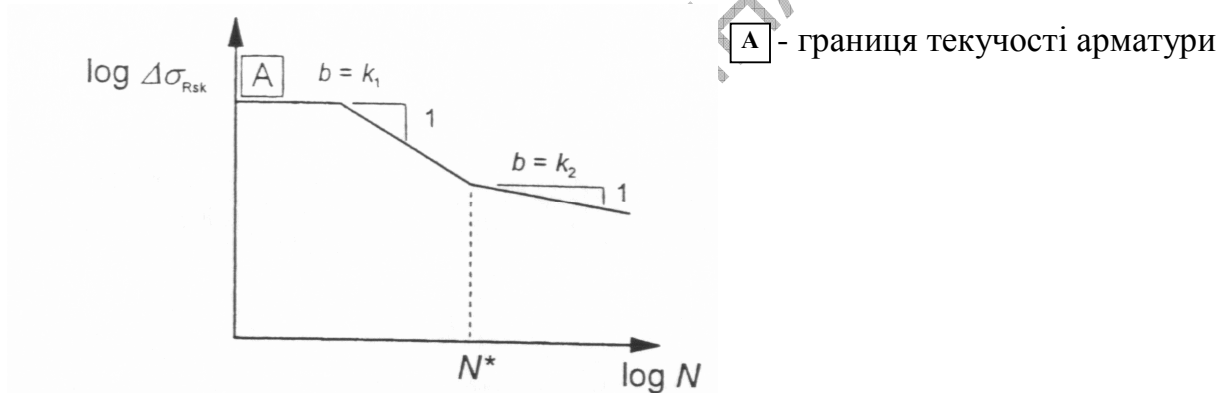


Рисунок 4.33 - Форма графіку характеристичного опору втомі (S-N-залежність для звичайної і попередньо напруженої сталі).

Примітка 2: Величини характеристик S-N-залежностей для звичайної і попередньо напруженої арматури, при відсутності більш точних даних, рекомендується приймати згідно даних наведених в таблицях 4.2 і 4.3.

Таблиця 4.2 - Характеристики S-N-залежностей для звичайної арматурної сталі

Тип армування	N^*	Експоненти напружень		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [МПа] при N^* циклах
		k_1	k_2	
Прямі та зігнуті стрижні ¹⁾	10^6	5	9	162,5
Зварені стрижні та сітки із дроту	10^7	3	5	58,5

З'єднувальні пристрої	10^7	3	5	35
¹⁾ Величини $\Delta\sigma_{Rsk}$ вказані для прямих стрижнів. Для зігнутих стрижнів величини отримують множенням на коефіцієнт зниження $\zeta = 0,35 + 0,026 D / \emptyset$. де: D – діаметр отвору \emptyset - діаметр стрижня				

4.11.2.2 При багатьох циклах із змінною амплітудою ушкодження можуть додаватись за правилом Палгрена-Майнера. Однак, коефіцієнт ушкоджень D_{Ed} арматури від втоми, спричинених відповідними циклічними навантаженнями повинен задовольняти наступну умову:

$$D_{Ed} = \sum_i \frac{n(\Delta\sigma_i)}{N(\Delta\sigma_i)} < 1, \quad (4.105)$$

де

$n(\Delta\sigma_i)$ - кількість прикладених циклів при діапазоні напружень ($\Delta\sigma_i$);
 $N(\Delta\sigma_i)$ - сумарна кількість прикладених циклів при діапазоні напружень ($\Delta\sigma_i$).

Таблиця 4.3 - Характеристики S-N-залежностей для попередньо напруженої арматурної сталі

S-N-залежності для напруженої сталі, що застосовується для	N^*	Експоненти напружень		$\Delta\sigma_{Rsk}$ [МПа] при N^* -циклах
		k_1	k_2	
напружування на упори	10^6	5	9	185
напружування на бетон				
- одиночні канати у пластикових каналах	10^6	5	9	185
- пряма або криволінійна арматура у пластикових каналах	10^6	5	10	150
- криволінійна арматура у сталевих каналах	10^6	5	7	120
- з'єднувальні пристрої	10^6	5	5	80

4.11.2.3 Якщо попередньо напружена або звичайна арматура зазнає дії навантажень втоми, то визначені напруження не повинні перевищувати розрахункового опру текучості сталі.

4.11.2.4 Опір текучості повинен підтверджуватись випробуваннями на розтяг застосованої сталі.

4.11.2.5 Якщо правила 4.11 застосовуються для оцінки залишкового строку служби існуючої конструкції, або для оцінки необхідності підсилення, і якщо почався процес корозії, то діапазон напружень можна визначати шляхом зменшення експоненти напружень k_2 для прямих і зігнутих стрижнів. При цьому рекомендованою величиною є $k_2=5$.

4.11.2.6 Рівень напружень зварених стрижнів ніколи не може перевищувати рівень напружень для прямих і зігнутих стрижнів.

4.11.3 Перевірка з використанням діапазону еквівалентних напружень ушкодження

4.11.3.1 Замість детальної перевірки опору до ушкоджень згідно з 4.11.2, у стандартних випадках при відомому навантаженні (залізничні і дорожні мости) перевірку на втому можна виконувати наступним чином:

- через діапазони еквівалентних напружень ушкодження для арматури згідно з 4.11.3.3;
- еквівалентних напружень ушкодження для бетону згідно з 4.11.3.7.

4.11.3.2 Суть методу еквівалентних напружень ушкодження полягає у представленні фактичних експлуатаційних навантажень через кількість циклів N^* окремого діапазону напружень. У відповідних нормативних документах надаються моделі навантажень втомі і методики визначення діапазону еквівалентних напружень $\Delta\sigma_{S,eq}$ для верхніх конструкцій дорожніх і залізничних мостів.

4.11.3.3 Для звичайної і напружуваної арматури та з'єднувальних пристроїв можна вважати, що необхідний опір втомі забезпечується якщо задовольняється умова виразу (4.106):

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{S,eq}(N^*) \leq \frac{\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{S,fat}}, \quad (4.106)$$

де

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ - діапазон напружень при N^* циклах і відповідних S-N-кривих, показаних на рисунку 4.33.

Примітка: Див. також таблиці 4.2 та 4.3.

$\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ - діапазон еквівалентних напружень ушкодження для різних типів армування і врахуванні кількості циклів навантаження N^* . Для будівельних конструкцій $\Delta\sigma_{S,eq}(N^*)$ може спрощено прийматись як $\Delta\sigma_{S,max}$.

$\Delta\sigma_{S,max}$ - діапазон максимальних напружень при відповідному сполученні навантажень.

4.11.4 Інші перевірки

4.11.4.1 Для не зварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідний опір втомі забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному циклічному навантаженні, сполученому з основою комбінацією становить $\Delta\sigma_s \leq k_1=70\text{МПа}$.

Для зварюваних арматурних стрижнів при розтягу допускається приймати, що необхідний опір утомленості забезпечується, якщо діапазон напружень при повторюваному навантаженні, сполученому з основою комбінацією становить $\Delta\sigma_s \leq k_2 = 35\text{МПа}$.

4.11.4.2 Як спрощення вищенаведеного 4.11.4.1, перевірка може виконуватись із використанням часто повторюваного сполучення навантажень. Якщо така перевірка задовольняється, то у подальших перевірках немає необхідності.

4.11.4.3 Якщо застосовується з'єднання зварюванням або з'єднувальними пристроями у попередньо напруженому бетоні, то у бетонному перерізі не допускається розтяг в межах 200мм від попередньо напруженої або звичайної сталі при дії повторюваного сполучення навантажень, з урахуванням коефіцієнта зниження k_3 для середнього значення сили напружування P_m .

Величину k_3 рекомендується приймати рівною 0,9.

4.11.5 Перевірка бетону при стиску або зсуві

4.11.5.1 Опір бетону втомі може вважатись достатнім, якщо виконується наступна умова:

$$E_{cd,max,equ} + 0,43 \sqrt{1-R_{equ}} \leq 1, \quad (4.107)$$

де

$$R_{equ} = \frac{E_{cd,min,equ}}{E_{cd,max,equ}}, \quad (4.108)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,min,equ}}{f_{cd,fat}}, \quad (4.109)$$

$$E_{cd,max,equ} = \frac{\sigma_{cd,max,equ}}{f_{cd,fat}}, \quad (4.110)$$

де

R_{equ} - показник напруження;

$E_{cd,min,equ}$ - мінімальний рівень напружень стиску в циклі;

$E_{cd,max,equ}$ - максимальний рівень напружень стиску в циклі;

$f_{cd,fat}$ - розрахункова міцність бетону при втомі;

$\sigma_{cd,max,equ}$ - найвищі напруження граничної амплітуди при N циклах;

$\sigma_{cd,min, equ}$ - найнижчі напруження граничної амплітуди при N циклах.
Величина N приймається: $N = 10^6$ циклів.

$$f_{cd, fat} = k_1 \beta_{cc}(t_0) f_{cd} \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad , \quad (4.111)$$

де

t_0 - час початку циклічного навантаження бетону у днях;

$\beta_{cc}(t_0)$ - коефіцієнт міцності бетону при першому прикладанні навантаження і визначається з виразу:

$$\beta_{cc}(t) = \left\{ 0,25 \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{1/2} \right] \right\} \quad , \quad (4.112)$$

де

t - вік бетону, діб.

Величину k_1 при $N = 10^6$ циклів рекомендується приймати рівною 0,85.

4.11.5.2 Перевірка на втому для бетону при стиску вважається достатньою, якщо задовольняється наступна умова:

$$\frac{\sigma_{c, max}}{f_{cd, fat}} \leq 0,5 + 0,45 \frac{\sigma_{c, min}}{f_{cd, fat}} \quad , \quad (4.113)$$

$\leq 0,9$ при $f_{ck} \leq 50$ МПа

де

$\sigma_{c, max}$ - максимальні напруження стиску у фібрі при повторюваній комбінації навантаження (стиск вважається додатнім)

$\sigma_{c, min}$ - мінімальні напруження стиску у тій же фібрі, де має місце $\sigma_{c, max}$.
Якщо $\sigma_{c, min}$ - зусилля розтягу, то $\sigma_{c, min}$ належить приймати = 0.

3.11.5.3 Вираз (4.113) також застосовується до стиснутих умовних елементів для конструкцій, що піддаються зсуву. У цьому випадку міцність бетону $f_{cd, fat}$, повинна зменшуватись коефіцієнтом зниження міцності (див. 4.6.2.7).

4.11.5.4 Для елементів, що за розрахунком не потребують поперечної арматури у граничному стані, можна вважати, що бетон опирається втомі, спричиненій впливом зсуву, якщо виконується наступне:

- для $\frac{V_{Ed, min}}{V_{Ed, max}} \geq 0$;

$$\frac{|V_{Ed, max}|}{|V_{Rd, c}|} \leq 0,5 + 0,45 \frac{|V_{Ed, min}|}{|V_{Rd, c}|} \quad \left\{ \begin{array}{l} \leq 0,9 \text{ до C50/60} \\ \leq 0,8 \text{ більше ніж C55/67} \end{array} \right. \quad (4.114)$$

- для $\frac{V_{Ed,min}}{V_{Ed,max}} < 0$

$$\frac{|V_{Ed,max}|}{|V_{Rd,c}|} \leq 0,5 - \frac{|V_{Ed,min}|}{|V_{Rd,c}|}, \quad (4.115)$$

де

$V_{Ed,max}$ - розрахункова величина максимальної прикладеної сили при повторюваному сполученні навантажень;

$V_{Ed,min}$ - розрахункова величина мінімальної прикладеної сили при повторюваному сполученні навантажень у перерізі, де має місце $V_{Ed,max}$;

$V_{Rd,c}$ - розрахункова величина опору зсуву згідно з виразом (4.33).

5 РОЗРАХУНОК ЕЛЕМЕНТІВ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

5.1 Загальні положення

5.1.1 Проектування залізобетонних конструкцій за другою групою граничних станів виконується згідно вимог, наведених в 7 ДБН В.2.6.-98.

5.1.2 При розрахунках напружень і прогинів вважається, що поперечні перерізи працюють без тріщин при забезпеченні умови, що напруження розтягу в бетоні не повинні перевищувати f_{ctm} при умові, що розрахунок мінімального армування на розтяг також ґрунтується на тому ж значенні. Для розрахунку ширини розкриття тріщин і жорсткості при розтягу необхідно використовувати f_{ctm} .

5.2 Обмеження рівня напружень

5.2.1 Напруження стиску у бетоні повинні обмежуватись для запобігання виникненню поздовжніх тріщин або високих рівнів повзучості. Поздовжні тріщини можуть виникати, якщо рівень напружень при нормативному сполученні навантажень перевищує критичну величину. Такі тріщини можуть призводити до зменшення довговічності. За відсутності інших заходів, таких як збільшення захисного шару для арматури у стиснутій зоні або встановлення поперечної арматури, можливо обмежити напруження стиску до величини $k_1 f_{ck}$ у зонах із середовищем класів впливу XD, XF і XS (див. таблицю 4.1 ДБН В.2.6.-98).

При відсутності більш точних даних величину k_1 рекомендується приймати рівною: $k_1 = 0,6$.

5.2.2 Якщо напруження у бетоні при квазіпостійних навантаженнях меші ніж $0,45f_{ck}$, можна приймати лінійний характер повзучості. При перевищенні напруженнями у бетону $0,45f_{ck}$, необхідно враховувати нелінійний характер повзучості.

5.2.3 Можна вважати, що неприйнятне утворення тріщин або деформування запобігається, якщо при основній комбінації навантажень для другої групи граничних станів напруження розтягу у арматурі не перевищують $0,8f_{ck}$. Якщо напруження спричинені прикладеною деформацією, то напруження розтягу не повинні перевищувати f_{ck} . Середня величина напружень у попередньо напруженій арматурі не повинна перевищувати $0,75f_{ck}$.

5.3 Обмеження розкриття тріщин

5.3.1 Загальні припущення

5.3.1.1 Утворення тріщин є нормальним для залізобетонних конструкцій, на які діє згин, зріз, кручення або розтяг, викликані безпосереднім навантаженням або обмеженням прикладених деформацій. Утворення тріщин повинно обмежуватись до рівня, при якому вони не впливають на належне функціонування конструкції або вони є прийнятними.

5.3.1.2 Тріщини можуть також виникати з інших причин, таких як усадка або значні хімічні реакції у тужавіючому бетоні. Такі тріщини можуть бути неприйнятно значними, але їх запобігання не є предметом розгляду у цьому нормативному документі.

5.3.1.3 Утворення вказаних в 5.3.1.2 тріщин може бути прийнятним якщо їх ширина не перевищує ширину тріщин для відповідних умов експлуатації і при забезпеченні умови, що вони не впливають на функціонування конструкції.

5.3.1.4 Повинні встановлюватись обмеження визначеної ширини розкриття тріщин, w_{\max} , з урахуванням передбаченого функціонування і характеру конструкції, а також витрати на обмеження тріщиноутворення.

Рекомендовані величина w_{\max} для відповідних класів впливу наведені у таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 - Рекомендовані величини w_{\max} [мм]

Клас впливу	Армовані елементи і попередньо напружені елементи без зчеплення арматури	Попередньо напружені елементи із зчепленням арматури
	Основне сполучення навантажень	Повторюване сполучення навантажень
X0, XC1	0,4 ¹	0,2
XC2, XC3, XC4	0,3	0,2 ²
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3		Зменшення навантаження стиску
<p>Примітка 1: Для класів впливу X0, XC1, ширина тріщин не впливає на довговічність, а їх обмеження встановлюється для гарантування прийняттого вигляду. Якщо умови зовнішнього вигляду відсутні, то це обмеження може послаблюватись.</p> <p>Примітка 2: Для цих класів впливу, додатково, повинно перевірятись зменшення навантаження стиску при основному сполученні навантажень</p>		

При відсутності особливих вимог (наприклад, жорсткості води) можна вважати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{\max} , наведені в таблиці 5.1, при основному сполученні навантажень, буде, зазвичай, достатнім для залізобетонних елементів у будівлях, стосовно зовнішнього вигляду і довговічності.

5.3.1.5 На довговічність поперечно напружених елементів може більш критично впливати тріщиноутворення. При відсутності більш точних вимог, можна припускати, що обмеження визначеної ширини розкриття тріщин w_{\max} , наведені в таблиці 5.1, при повторюваному сполученні навантажень, буде, зазвичай, достатнім для залізобетонних попередньо напружених елементів. Обмеження декомпресії вимагає, щоб всі частини напружуваної арматури або каналів розміщалися щонайменше на 25 мм всередину стиснутого бетону.

5.3.1.6 Для елементів, з напруженою арматурою, без зчеплення з бетоном, застосовуються ті ж вимоги що і для залізобетонних елементів без попереднього напруження арматур. Для елементів з комбінованою зчепленою і незчепленою напруженою арматурою застосовуються вимоги для попередньо напружених елементів із зчепленням напруженої арматури.

5.3.1.7 Для елементів, що знаходяться у середовищі з класом впливу XD3 можуть знадобитись спеціальні заходи. Вибір заходів залежить від природи наявних агресивних речовин.

5.3.1.8 При використанні «стиснуто-розтягнутих» моделей з орієнтацією стиснутих умовних елементів відповідно до траєкторій напружень стиску у стані без тріщин, можливо використовувати зусилля у розтягнутих умовних елементах для визначення відповідних напружень арматури з метою оцінки ширини розкриття тріщин.

5.3.1.9 Ширину розкриття тріщин можна обчислювати згідно з 5.3.4. Альтернативою є обмеження розміру стрижня або кроку згідно з 5.3.3.

5.3.2 Мінімальна площа армування

5.3.2.1 Якщо за більш точними розрахунками не показано, що менша площа достатня, то мінімальну площу арматури обчислюють за нижченаведеним виразом. У профільованих перерізах, таких як «Т» - подібні і коробчасті балки, мінімальне армування необхідно визначати для окремих частин перерізу (стінки, полки).

$$A_{s,\min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}, \quad (5.1)$$

де

$A_{s,\min}$ - мінімальна площа армування у розтягнутій зоні;

A_{ct} - площа бетону у розтягнутій зоні. Розтягнута зона – це частина

перерізу, яка за розрахунком повинна зазнавати розтягу безпосередньо перед утворенням першої тріщини;

σ_s - абсолютне значення максимально допустимих напружень у арматурі зразу після утворення тріщини. Вони можуть прийматись рівними опору текучості арматури f_{yk} . Однак, може знадобитись нижче значення для задоволення вимог стосовно обмежень ширини розкриття тріщин відповідно до максимального розміру стрижня або кроку (див. 5.7.3.2);

$f_{ct,eff}$ - середня величина міцності бетону на розтяг, що має місце в момент часу, коли очікується поява тріщин:

$f_{ct,eff} = f_{ctm}$ або нижче, ($f_{ctm}(t)$), якщо поява тріщин очікується раніше ніж через 28 діб;

k - коефіцієнт, що враховує вплив нерівномірних само-врівноважених напружень, що спричиняють зменшення зусилля у з'єднаннях:

= 1,0 для стінок при $h \leq 300$ мм або полук при ширині менше ніж 300 мм;

= 0,65 для стінок при $h \geq 800$ мм або полук при ширині більше ніж 800 мм;

проміжні значення можуть визначатись інтерполяцією;

k_c - коефіцієнт, що враховує розподіл напружень у межах перерізу безпосередньо перед утворенням тріщин і зміною плеча пари:

для чистого розтягу $k_c = 1,0$;

для згину або сполучення згину і осьових сил;

- для прямокутних перерізів і стінок коробчатих перерізів та «Г»-подібних перерізів:

$$k_c = 0,4 \cdot \left[1 - \frac{\sigma_c}{k_1 (h/h^*) f_{ct,eff}} \right] \leq 1 \quad , \quad (5.2)$$

- для полук коробчатих перерізів та «Г»-подібних перерізів:

$$k_c = 0,9 \cdot \frac{F_{cr}}{A_{cr} f_{ct,eff}} \geq 0,5 \quad , \quad (5.3)$$

де

σ_c - середні напруження у бетоні, що діють на частину перерізу, який розглядається:

$$\sigma_c = \frac{N_{Ed}}{bh} \quad , \quad (5.4)$$

N_{Ed} - осьова сила, що діє у граничному стані за придатністю до нормальної експлуатації на частину поперечного перерізу, який розглядається (сила стиску додатна). N_{Ed} повинна визначатись з урахуванням характеристичних величин сил поперечного напруження і осьових зусиль при відповідному сполученні дій;

$$h^* = h \quad \text{при } h < 1,0\text{м};$$

$$h^* = 1,0\text{м} \quad \text{при } h \leq 1,0\text{м}.$$

k_1 - коефіцієнт, що враховує впливи осьових сил на розподіл напружень:

$$k_1 = 1,5 \quad \text{якщо } N_{Ed} - \text{сила стиску};$$

$$k_1 = \frac{2h^*}{3h}, \quad \text{якщо } N_{Ed} - \text{сила розтягу};$$

F_{cr} - абсолютна величина зусилля розтягу у полці безпосередньо перед утворенням тріщин, обумовлене моментом тріщиноутворення, обчисленим при $f_{ct,eff}$.

5.3.2.2 Можна припускати, що зчеплена напружена арматура у розтягнутій зоні запобігає утворенню тріщин на відстані $\leq 150\text{мм}$ від центру напруженої арматури. Це може враховуватись додаванням члена $\xi_1 A_p \Delta \sigma_p$ у ліву частину виразу (5.1).

де:

A_p - площа напруженої на упори або на бетон арматури в межах $A_{c,eff}$;

$A_{c,eff}$ - фактична площа розтягнутого бетону, що оточує звичайну або напружену арматуру, на висоті $h_{c,eff}$, де $h_{c,eff}$ - менше із значень $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$ або $h/2$ (див рисунок 5.1)

ξ_1 - поправочний коефіцієнт міцності зчеплення, який враховує різницю в діаметрах попередньо напруженої і звичайної арматури:

$$\xi_1 = \sqrt{\xi \frac{\phi_s}{\phi_p}} \quad (5.5)$$

де

ξ - коефіцієнт міцності зчеплення попередньо напруженої і звичайної арматури, згідно з таблицею 6.7.2. ДБН В.2.6-98.

$\Delta \sigma_p$ - зміна напруження у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж самому рівні.

ϕ_s - найбільший діаметр стрижня звичайної арматури;

ϕ_p - еквівалентний діаметр попередньо напруженої арматури згідно з 6.7.2. ДБН В.2.6-98.

Якщо для запобігання тріщиноутворення застосовується тільки напружена арматура, то $\xi_1 = \sqrt{\xi}$;

5.3.2.3 Попередньо напружені елементи не потребують мінімального армування у випадках, коли при основному сполученні навантажень і характеристичній величині попереднього напруження бетон стиснутий, або абсолютна величина напружень розтягу у бетоні менша ніж $\sigma_{ct,p} = f_{c,eff}$, згідно з 5.3.2.1.

5.3.3 Обмеження тріщиноутворення без прямих розрахунків

5.3.3.1 Якщо на армовані звичайною або напруженою арматурою залізобетонні плити у будівлях діє згин без значного осьового розтягу, то можна не передбачати спеціальні заходи для обмеження тріщиноутворення при умові, що загальна товщина плити не перевищує 200 мм і застосовано положення щодо конструювання 7.3.

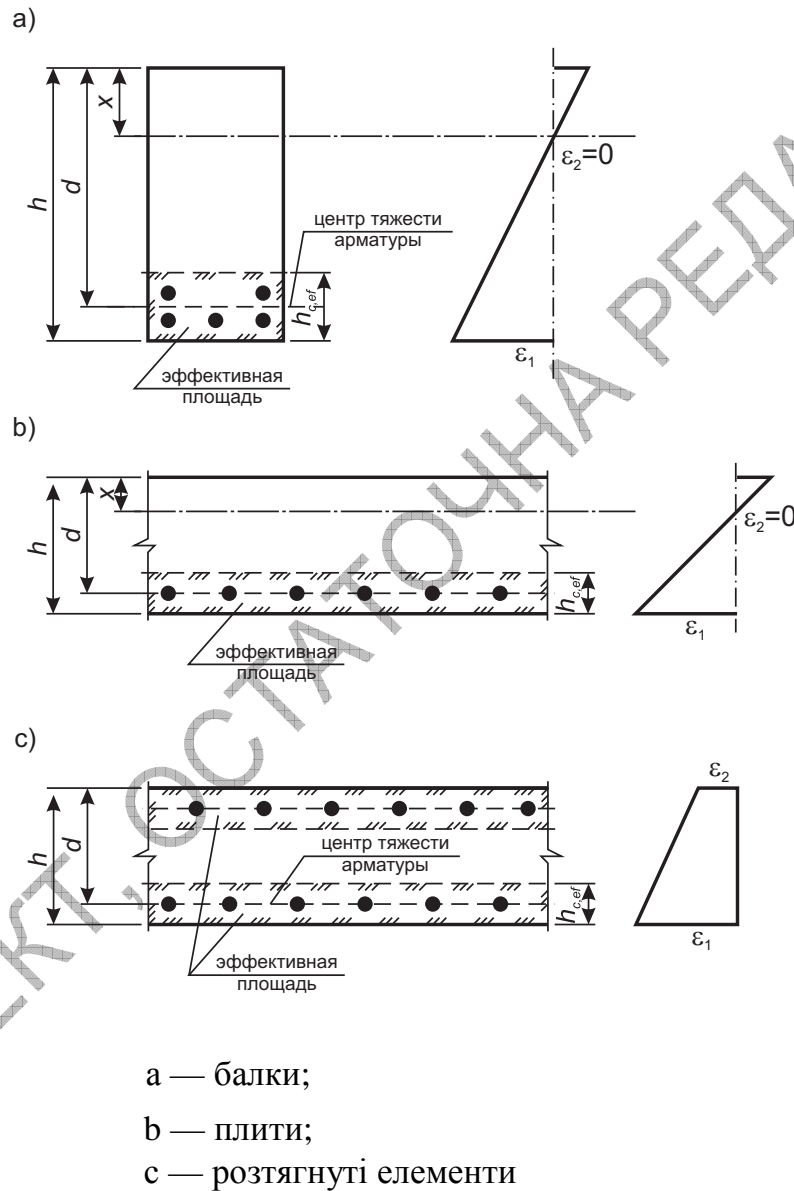


Рисунок 5.1 - Ефективна розтягнута зона (типові випадки):

5.3.3.2 Правила, наведені у 5.3.4 можна, для спрощення, представити у формі таблиці при обмеженні діаметра стрижня або кроку.

Примітка: Якщо забезпечено мінімальне армування, наведене у 5.3.2, то малоімовірно, що ширина тріщин перевищить допустимі у разі, коли:

- для тріщин, спричинених, переважно, обмеженням деформацій, розміри стрижнів, наведені у таблиці 5.2 не перевищуються, якщо напруження в арматурі є величиною, отриманою від зразу після утворення тріщин (тобто, σ_s у виразі (5.1));

- для тріщин, спричинених, переважно, навантаженням, застосовуються положення таблиці 5.2, або 5.3. Напруження у сталі повинні визначатись на основі перерізу з тріщинами при відповідному сполученні навантажень.

В попередньо напружуваних елементах, коли обмеження ширини розкриття тріщин забезпечуються переважно напруженою арматурою яка має зчеплення з бетоном, можуть бути використані таблиці 5.2 і 5.3, при напруженнях які визначаються як різниця між повними і попереднього напруження. Для елементів, що напружуються на бетон, коли запобігання тріщин забезпечується переважно звичайною арматурою, таблиці можуть застосовуватись з напруженнями у цій арматурі, визначеними з урахуванням ефекту попереднього напруження.

Таблиця 5.2 - Максимальний діаметр стрижня ϕ_s^* для обмеження тріщиноутворення ¹

Напруження у арматурі ² [МПа]	Максимальний розмір стрижня [мм], (при ширині тріщин)		
	$w_k = 0,4\text{мм}$	$w_k = 0,3\text{мм}$	$w_k = 0,2\text{мм}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Примітки: 1. Значення у таблиці ґрунтуються на наступних припущеннях:

$c = 25\text{мм}$; $f_{ct,eff} = 2,9\text{МПа}$; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$;
 $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; $k = 1,0$.

2. При визначальному сполученні навантажень.

Максимальний діаметр стрижня необхідно коригувати у наступних випадках:

При згині (хоча б частина перерізу стиснута):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) \frac{k_c h_{cr}}{2(h-d)} \quad , \quad (5.6)$$

Розтяг (рівномірний осьовий розтяг):

$$\phi_s = \phi_s^* (f_{ct,eff}/2,9) h_{cr}/(8(h-d)) \quad , \quad (5.7)$$

де

- ϕ_s - заданий діаметр стрижня;
- ϕ_s^* - максимальний діаметр стрижня за таблицею 5.2;
- h - загальна висота перерізу;
- h_{cr} - висота розтягнутої зони зразу після утворення тріщин з урахуванням величин сил попереднього напруження і осьових зусиль при основному сполученні дій;
- d - фактична висота до центру ваги зовнішнього шару арматури.

Таблиця 5.3 - Максимальний крок стрижнів для обмеження тріщиноутворення

Напруження у арматурі ² [МПа]	Максимальний крок стрижня [мм] (при ширині тріщин)		
	$w_k = 0,4\text{мм}$	$w_k = 0,3\text{мм}$	$w_k = 0,2\text{мм}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Примітки: 1. Значення у таблиці ґрунтуються на наступних припущеннях:
 $c = 25\text{мм}$; $f_{ct,eff} = 2,9\text{МПа}$; $h_{cr} = 0,5$; $(h-d) = 0,1h$; $k_1 = 0,8$; $k_2 = 0,5$;
 $k_c = 0,4$; $k = 1,0$; $k_t = 0,4$; k
 2. При визначальному сполученні навантажень.

Якщо весь переріз розтягнутий, то $h-d$ є мінімальною відстанню від центру ваги шару арматури до грані бетону (враховується кожна грань при несиметричній арматурі).

5.3.3.3 Балки із загальною висотою 1000 мм і більше, коли основна арматура сконцентрована тільки на невеликій частині по висоті, повинні забезпечуватись додатковим поверхневим армуванням для запобігання тріщин на лицьовій поверхні балки. Це армування повинно рівномірно розподілятися між рівнем розтягнутої арматури і нейтральною віссю та розташовуватись між з'єднаннями. Площа перерізу поверхневої арматури повинна бути не меншою ніж визначена за 5.3.2.1, приймаючи $k = 0,5$, а $\sigma_s = f_{yk}$. Крок і діаметр необхідних стрижнів можна визначити за 5.3.4 або при відповідному спрощенні (див. 4.3.3.2), припускаючи чистий розтяг та напруження у сталі рівним половині значення, визначеного для основної арматури.

5.3.3.4 Необхідно зважати, що існує певна небезпека виникнення великих тріщин у перерізі де має місце різка зміна напружень, наприклад:

- при змінах перерізу;
- поблизу зосереджених навантажень;
- в місцях, де стрижні обриваються;

- в зонах високих напружень зчеплення, особливо на кінцях з'єднань внапуск.

На такі місця слід звернути особливу увагу, щоб мінімізувати зміну напружень, наскільки це можливо. Однак, вищенаведені правила запобігання утворенню тріщин, зазвичай, будуть достатніми для забезпечення контролю вказаних місць, при умові застосування правил конструювання армування, наведених у розділах 7 і 8.

5.3.3.5 Можна вважати, що тріщиноутворення внаслідок впливу дотичних дій достатньо обмежується, якщо враховані правила конструювання, надані у 8.2.6, 8.2.7, 8.3.2 і 8.4.3.

5.3.4 Визначення ширини розкриття тріщин

5.3.4.1 Ширина тріщин w_k може визначатись за виразом (5.8):

$$w_k = s_{r,max} (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}), \quad (5.8)$$

де:

$s_{r,max}$ - максимальний крок тріщин;

ε_{sm} - середні деформації в арматурі при відповідному сполученні навантажень, включно з впливом прикладених деформацій та при врахуванні впливу жорсткості при розтягу. Враховуються тільки додаткові деформації розтягу, що мають місце при деформації бетону на тому ж рівні вище нуля;

ε_{cm} - середня деформація бетону між тріщинами.

5.3.4.2 $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ може визначатись за наступним виразом:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ct,eff}}{\rho_{p,eff}} (1 + \alpha_e \rho_{p,eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s} \neq \quad (5.9)$$

де

σ_s - напруження у розтягнутій арматурі в перерізі з тріщинами. Для елементів напружуваних на упори, σ_s можна замінити на зміну напружень $\Delta\sigma_p$ у попередньо напруженій арматурі від стану нульової деформації бетону на тому ж рівні.

α_e - відношення E_s/E_{cm} ;

$\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1^2 A_p) / A_{c,eff}$, (5.10)

A_p і $A_{c,eff}$ визначаються за 5.3.2.3;

ξ_1 - згідно з виразом (5.5);

k_t - коефіцієнт, що залежить від тривалості навантаження

$k_t = 0,6$ для короткотривалого навантаження,

$k_t = 0,4$ для довготривалого навантаження.

5.3.4.3 У випадках, коли зчеплена арматура розміщена достатньо близько в центрах в межах розтягнутої зони (крок $\leq 5(c + \phi/2)$), максимальний кінцевий крок тріщин можна визначити за виразом (5.11) (див. рисунок 5.2).

$$s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \phi / \rho_{p,eff}, \quad (5.11)$$

де

ϕ - діаметр стрижня. Якщо у перерізі використовуються стрижні різних діаметрів, то необхідно визначити еквівалентний діаметр ϕ_{eq} . Для перерізу зі стрижнями n_1 діаметром ϕ_1 і n_2 діаметром ϕ_2 можна застосовувати наступний вираз:

$$\phi_{eq} = \frac{n_1 \phi_1^2 + n_2 \phi_2^2}{n_1 \phi_1 + n_2 \phi_2} ; \quad (5.12)$$

c - захисний шар бетону для поздовжньої арматури;

k_1 - коефіцієнт, що враховує характеристики зчеплення арматури:

= 0.8 для стрижнів із високим зчепленням;

= 1,6 для стрижнів із фактично гладкою поверхнею (наприклад напружані пучки);

k_2 - коефіцієнт, що враховує розподіл деформацій:

= 0.5 для згину

= 1,05 для чистого розтягу.

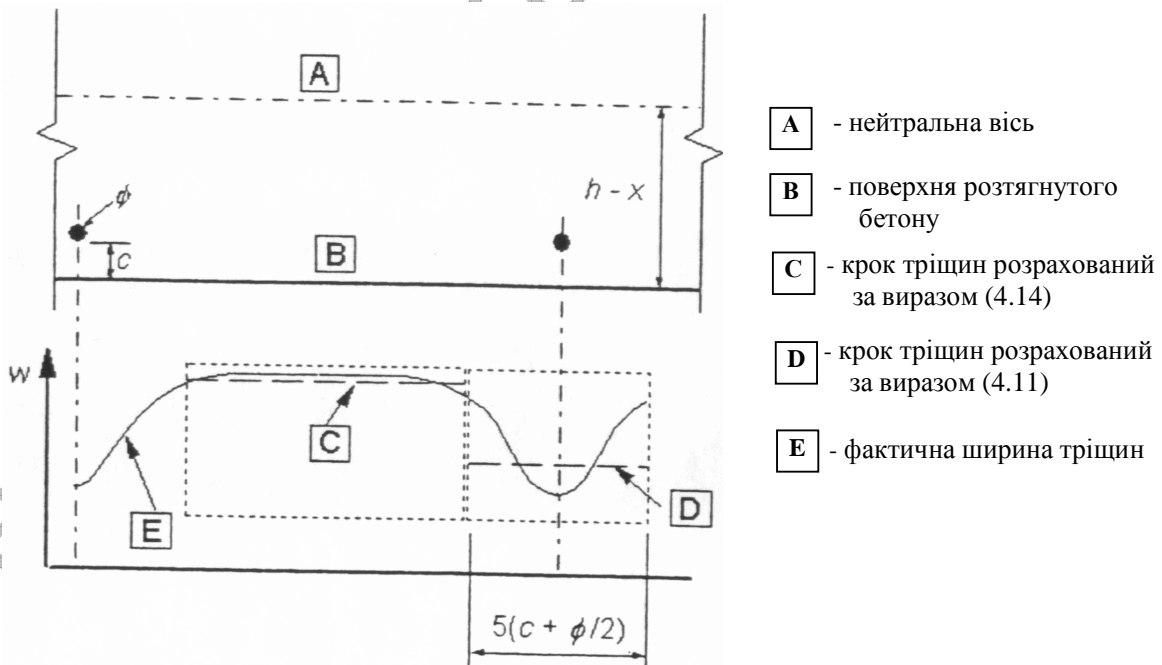


Рисунок 5.2 - Ширина тріщин, w_k , на поверхні бетону в залежності від відстані між стрижнями

У випадку розтягу з ексцентриситетом, або для локальних зон, необхідно застосовувати проміжні значення k_2 , які можна визначити із відношення:

$$k_2 = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2) / 2 \varepsilon_1, \quad (5.13)$$

де

ε_1 – найбільша;
 ε_2 – найменша деформація на границях перерізу, який розглядається, визначені для перерізу з тріщинами.

Примітка: Рекомендованими величинами k_3 і k_4 є 3,4 та 0,425, відповідно.

Якщо крок зчепленої арматури перевищує $5(c + \phi/2)$ (див. рисунок 5.2) або якщо зчеплена арматура у розтягнутій зоні відсутня, то можна знайти верхню границю ширини тріщини за припущення максимального кроку тріщин:

$$s_{r,\max} = 1,3(h - x), \quad (5.14)$$

5.3.4.4 Якщо кут між віссю головних напружень і напрямком арматури, для елементів армованих у двох ортогональних напрямках, є суттєвим ($>15^\circ$), то крок тріщин може визначатись за наступним виразом:

$$s_{r,\max} = \frac{1}{\frac{\cos \theta}{s_{r,\max,y}} + \frac{\sin \theta}{s_{r,\max,z}}}, \quad (5.15)$$

де

θ - кут між арматурою в напрямку осі y і напрямком головних напружень розтягу;

$s_{r,\max,y}$, $s_{r,\max,z}$ - крок тріщин, визначений згідно 5.3.4.3 у напрямках y і z , відповідно.

4.3.4.5 Для стін, що зазнають ранньої термічної усадки, а площа перерізу горизонтальної арматури не відповідає вимогам 5.3.2, і якщо низ стіни обмежений попередньо виконаною основою, то можна припускати, що $s_{r,\max}$ дорівнює 1,3 висоти стіни.

5.4 Обмеження прогинів

5.4.1 Загальні припущення

5.4.1.1 Вимоги щодо обмеження прогинів наведено в 7.4 ДБН В.2.6-98. Для запобігання несприятливого впливу деформацій елемента або конструкції на їх належне функціонування і зовнішній вигляд, необхідно встановлювати відповідні граничні величини прогинів з урахуванням характеру конструкції, оздоблення, перегородок і закріплень, а також функціонального призначення.

5.4.1.2 Деформації не повинні перевищувати тих, які можуть сприйняти інші закріплені елементи, такі як перегородки, скління, лицювання, комунікації або оздоблення. В окремих випадках обмеження необхідні для забезпечення належного функціонування обладнання або апаратури, що опираються на конструкцію, або для запобігання деформацій від затоплення плоских покрівель.

Примітка: Граничні прогини, нижченаведені у 5.4.1.3 і 5.4.1.4, взяті з ISO 4356 і, зазвичай, повинні забезпечувати прийнятні характеристики будівель, таких як житлові будинки, офіси, громадські будівлі або підприємства. Слід звернути увагу, що допустимі прогини відповідають конкретним конструкціям, які розглядаються, і що немає спеціальних вимог. Подальшу інформацію стосовно прогинів і граничних величин можна отримати з ISO 4356.

5.4.1.3 Зовнішній вид та загальне використання конструкції може погіршуватись якщо визначений прогин балки, плити або консолі при основному сполученні навантажень перевищує $1/250$ прольоту. Прогин обчислюється відносно опор. Для компенсації певної частини або всього прогину може застосовуватись «будівельний підйом», зворотній вигин, сформований опалубкою, зазвичай не повинен перевищувати $1/250$ прольоту.

5.4.1.4 Необхідно обмежувати прогини, які можуть спричинити пошкодження прилеглих частин конструкції. Зазвичай, після завершення будівництва прийнятним є граничний прогин $1/500$ прольоту при основному сполученні навантажень. У залежності від чутливості прилеглих частин, можуть розглядатись інші допустимі значення.

5.4.1.5 Граничний стан за деформацією може перевірятись наступним чином:

- шляхом обмеження співвідношення прольот/виста, гідно з 5.4.2, або
- порівнянням прогину, визначеного згідно з 5.4.3, з гранично допустимим.

Примітка: Фактичні деформації можуть відрізнятись від обчислених, особливо коли прикладені моменти близькі до моментів тріщиноутворення. Відхилення залежать від дисперсії характеристик матеріалів, умов навколишнього середовища, послідовності навантаження, закріплення на опорах, ґрунтових умов тощо.

5.4.2 Випадки, коли обчислення можна не виконувати

5.4.2.1 При забезпеченні розмірів залізобетонних балок і плит у будівлях таким чином, що відношення прольотів до висот менше граничних, вказаних у цій статті, то можна вважати, що їх прогини не перевищують допустимих, вказаних у 5.4.1.3 і 5.4.1.4. Граничне співвідношення прольот/висота можна визначити за виразами (5.16.a) і (5.16.b) з наступним множенням на поправочні коефіцієнти для врахування типу арматури та інших змінних. При виведенні нижченаведених виразів «будівельний підйом» ніяким чином не враховувався.

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2\sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{3/2} \right] \quad \text{якщо } \rho \leq \rho_0, \quad (5.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[11 + 1,5\sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho_0'} + \frac{1}{12}\sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{якщо } \rho > \rho_0, \quad (5.16.b)$$

де

- l/d - граничне відношення прольоту/висота;
- K - коефіцієнт, що враховує різні конструктивні системи;
- ρ_0 - необхідний процент армування для розтягнутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);
- ρ' - необхідний процент армування для стиснутої арматури у середині прольоту для сприйняття моменту від розрахункових навантажень (на опорі для консолей);
- f_{ck} - в МПа.

Залежності (5.16.a) і (5.16.b) були одержані за припущення, що напруження у сталі, при відповідному розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів, у середині прольоту балки або на опорі консолі, становить 310 МПа (що наближено відповідає $f_{yk} = 500$ МПа).

Якщо застосовуються інші рівні напружень, то значення, отримані за залежністю (5.16) необхідно помножити на $310/\sigma_s$. Зазвичай, консервативно приймають, що:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}), \quad (5.17)$$

де

- σ_s - напруження розтягу сталі в середині прольоту (на опорі консолі) при розрахунковому навантаженні за другою групою граничних станів;
- $A_{s,prov}$ - фактична (встановлена) площа арматурної сталі;
- $A_{s,req}$ - необхідна площа арматурної сталі за першою групою граничних станів.

Для перерізів з полками, якщо відношення ширини полки до ширини ребра перевищує 3, то величини l/d , визначені за виразами (4.16) необхідно помножити на 0,8.

Для балок і плит, окрім плоских плит, прольотом більш ніж 7 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразами (5.16) необхідно помножити на $7/l_{eff}$ (l_{eff} , у [м], див. 6.3).

Для плоских плит, якщо більший прольот перевищує 8,5 м, і у яких при надмірних прогинах можуть пошкоджуватись обперті перегородки, величини l/d , визначені за виразами (5.16) необхідно помножити на $8,5/l_{eff}$ (l_{eff} , у [м]).

Примітка: Величини коефіцієнта K , якщо відсутні більш точні дані, рекомендується приймати згідно таблиці 5.4. Ці величини одержано за виразами (5.16) для звичайних випадків ($C30/35$, $\sigma_s = 310$ МПа, різних конструктивних системах і проценті армування $\rho = 0,5\%$ і $\rho = 1,5\%$).

Таблиця - 5.4 Основні показники прольот/фактична висота для залізобетонних елементів без осьового стиску

Конструктивна система	K	Бетон при високому рівні напружень $\rho = 1,5\%$	Бетон при незначному рівні напружень $\rho = 0,5\%$
Шарнірно обперта балка; шарнірно обперта, в одному або двох напрямках, плита	1,0	14	20
Крайній прольот нерозрізної балки, або нерозрізної в одному напрямку плити, або обпертої в двох напрямках і нерозрізної вдовж довшої сторони	1,3	18	26
Внутрішній прольот балки або плити обпертої в одному чи двох напрямках	1,5	20	30
Плити, обперті на колони, без балок, (плоскі перекриття) (на основі довшого прольоту)	1,2	17	24
Консолі	0,4	6	8
<p>Примітка 1: Наведені величини визначені, зазвичай, як консервативні і обчислення можуть часто показувати, що можливо вибирати тонші елементи.</p> <p>Примітка 2: Для плит, обпертих у двох напрямках, перевірка повинна виконуватись на основі коротшого прольоту. Для плоских плит необхідно враховувати довший прольот.</p> <p>Примітка 3: Граничні значення, наведені для плоских плит, відповідають менш жорстким обмеженням, порівняно з прогином $1/250$ прольоту відносно колон. Практика показала, що цього достатньо.</p>			

Величини, визначені за виразами (5.16) і таблицею 5.4 були одержані за результатами параметричних досліджень виконаних для серій шарнірно обпертих балок або плит прямокутного перерізу при використанні загального підходу, наведеного у 5.4.3. Розглядалися різні класи міцності бетону при характеристичному опорі текучості арматури 500 МПа. Для заданої площі розтягнутої арматури визначався граничний момент за припущення, що основне сполучення навантажень становить приблизно 50% від загального розрахункового навантаження. Одержані граничні значення прольот/висота задовольняли допустимий граничний прогин вказаний у 5.4.1.3.

5.4.3 Перевірка прогинів розрахунком

5.4.3.1 Елементи, навантаження на які не очікується вище рівня, при якому можливе перевищення міцності бетону на розтяг будь-де в елементі, можуть розглядатись, як без тріщин. Для елементів, які переважно зазнають дію згину, передбачення відповідного характеру роботи виконується за виразом (5.18):

$$\alpha = \zeta \alpha_{II} + (1 - \zeta) \alpha_I, \quad (5.18)$$

де

α - деформаційна характеристика, що розглядається, наприклад, деформація, кривизна або поворот. (Для спрощення, α також можна приймати як прогин – дивись нижче);

α_{II} , α_I – параметри, обчислені для стану «без тріщин» та «з тріщинами» відповідно;

ζ - коефіцієнт розподілу (враховує зниження жорсткості у перерізі при розтягу), що визначається за виразом (5.19):

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s} \right)^2, \quad (5.19)$$

$\zeta = 0$ для перерізу «без тріщин»:

де

β - коефіцієнт, що враховує вплив тривалості навантаження або повторюваного навантаження на середню деформацію;

= 1,0 – для окремого короткотривалого навантаження;

= 0,5 – для постійних навантажень або багатьох циклів повторення навантаження;

σ_s - напруження у розтягнутій арматурі;

σ_{sr} - напруження у розтягнутій арматурі при умовах навантаження, що викликає появу першої тріщини.

Примітка: σ_{sr}/σ_s можна замінити на M_{cr}/M для згину, або N_{cr}/N для чистого розтягу, де M_{cr} – момент тріщиноутворення, а N_{cr} – зусилля тріщино утворення.

5.4.3.2 Деформації, що спричинені навантаженням, можуть визначатись із застосуванням міцності на розтяг і фактичного модуля пружності бетону.

У таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98 показано діапазон можливих значень міцності бетону на розтяг. У загальному випадку, найкращий результат при оцінці прогину дає використання f_{cm} .

5.4.3.3 Для навантажень з тривалістю, що викликає повзучість, загальна деформація, включно з повзучістю, може визначатись із застосуванням фактичного модуля пружності бетону згідно з виразом (5.20):

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi(\infty, t_0)}, \quad (5.20)$$

де

$\varphi(\infty, t_0)$ - коефіцієнт повзучості, що відповідає навантаженню і інтервалу часу (див. 3.1.3)

5.4.3.4 Кривизну від усадки можна оцінити з використанням виразу (5.21):

$$\frac{1}{r_{cs}} = \varepsilon_{cs} \alpha_e \frac{S}{I}, \quad (5.21)$$

де

$1/r_{cs}$ - кривизна, спричинена усадкою;

ε_{cs} - деформація вільної усадки (див. 3.1.3)

S - статичний момент площі арматури відносно центра ваги перерізу;

I - момент інерції площі перерізу;

α_e - відношення фактичних модулів

$$\alpha_e = E_s / E_{c,\text{eff}}$$

S і I повинні визначатись для умов «без тріщин» і «повністю з тріщинами», повна кривизна визначається за виразом (5.18).

5.4.3.5 Найбільш точний метод визначення прогинів дає застосування підходу, наведеного вище у 5.4.3.1, який базується на комп'ютерному розрахунку кривизни з використанням даних розділів 4.2-4.5 в залежності від типу та напружено-деформованого стану перерізу елемента, частоти розбивки перерізів вдовж елемента і подальшому обчисленні прогину із застосуванням чисельного інтегрування.

Примітка: При використанні спрощених методів обчислення прогинів, вони повинні базуватись на характеристиках, наведених у цьому стандарті та обґрунтовуватись випробуваннями.

6 РОЗРАХУНОК КОНСТРУКЦІЙ

6.1 Геометричні неточності

6.1.1 Вимоги щодо врахування впливу геометричних недосконалостей наведені в 5.2 ДБН В.6.2-98.

6.1.2 Нижченаведені положення застосовуються для позацентрово стиснутих елементів і конструкцій при вертикальному навантаженні, переважно у будівлях. Числові значення відносяться до звичайних відхилень при зведенні. При використанні інших відхилень, значення повинні уточнюватись відповідним чином.

6.1.3 Неточності можуть виражатись через нахил θ_1 , виражений як:

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m, \quad (6.1)$$

де

θ_0 - базове значення і рівне - 1/200;

α_h - понижуючий коефіцієнт для довжини або висоти:

$$\alpha_h = 2/\sqrt{2l}; \quad 2/3 \leq \alpha_h \leq 1;$$

α_m - понижуючий коефіцієнт для кількості елементів: $\alpha_m = \sqrt{0.5(1+1/m)}$;

l - довжина або висота [м], (див. 6.1.4)

m - кількість вертикальних елементів, що формують сумарне значення.

6.1.4 У виразі (5.1), значення l і m залежать від впливу, що розглядається, і для якого вирізняють три основні класи (див. також рисунок 6.1):

- вплив на окремий елемент: l = фактичній довжині елемента, $m = 1$;

- вплив на систему в'язей: l = висоті будівлі, m = кількості вертикальних елементів, що передають горизонтальні зусилля на систему в'язей;

- вплив на диски перекриттів та покриттів, які розподіляють горизонтальні навантаження: l = висоті поверху, m = кількості вертикальних елементів у поверсі (поверхах), що формують сумарне значення горизонтальної сили на перекриття.

6.1.5 Для окремих елементів (див. 6.2) вплив неточностей може враховуватись двома альтернативними способами, а) або б):

а) – як певний ексцентриситет e_i , виражений через:

$$e_i = \theta_1 l_0 / 2, \quad (6.2)$$

де l_0 – фактична довжина, див. 5.2.2.2.

Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей, з метою спрощення завжди може використовуватись $e_i = l_0 / 400$, що відповідає $\alpha_h = 1$.

б) – як певна перерізуюча сила, H_i , розташована так, щоб викликати максимальний момент:

- для не розкріпленого в'язями елемента (див. рисунок 6.1 а1):

$$H_i = \theta_i N, \quad (6.3a);$$

- для розкріпленого в'язями елемента (див. рисунок 6.1 а2):

$$H_i = 2 \theta_i N \quad (6.3b),$$

де N – осьове навантаження

Примітка: Ексцентриситет підходить для статично визначених елементів, тоді як поперечне навантаження може використовуватись як для статично визначених, так і невизначених елементів. Сила H_i може розділятися на декілька еквівалентних поперечних впливів.

6.1.6 Для споруд, дія нахилу θ_i може виражатись через поперечні сили, які враховуються у розрахунку, наряду з іншими діями.

Дія на в'язеву систему, (див. рисунок 5.1.b):

$$H_i = \theta_i (N_b - N_a), \quad (6.4)$$

Дія на диск перекриття, (див. рисунок 5.1.c1):

$$H_i = \theta_i (N_b + N_a) / 2, \quad (6.5)$$

Дія на диск покриття, (див. рисунок 5.1.c2):

$$H_i = \theta_i N_a, \quad (6.6)$$

де N_a і N_b – складові сили H_i вдовж осі.

6.1.7 Для стін і окремих колон, розкріплених системою в'язей, у якості альтернативного спрощення може використовуватись ексцентриситет $e_i = l_0 / 400$, який охоплює неточності, пов'язані із відхиленнями, що виникають при нормальному зведенні (див. 6.1.2).

6.2 Впливи другого порядку

Вимоги щодо врахування впливів другого порядку наведені в 5.7 ДБН В.2.6-98.

6.2.1 Визначення

Двоосний згин: одночасний згин відносно двох головних осей.

Розв'язані елементи або системи: конструктивні елементи і підсистеми,

які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що *не* підвищують загальну горизонтальну стійкість конструкції.

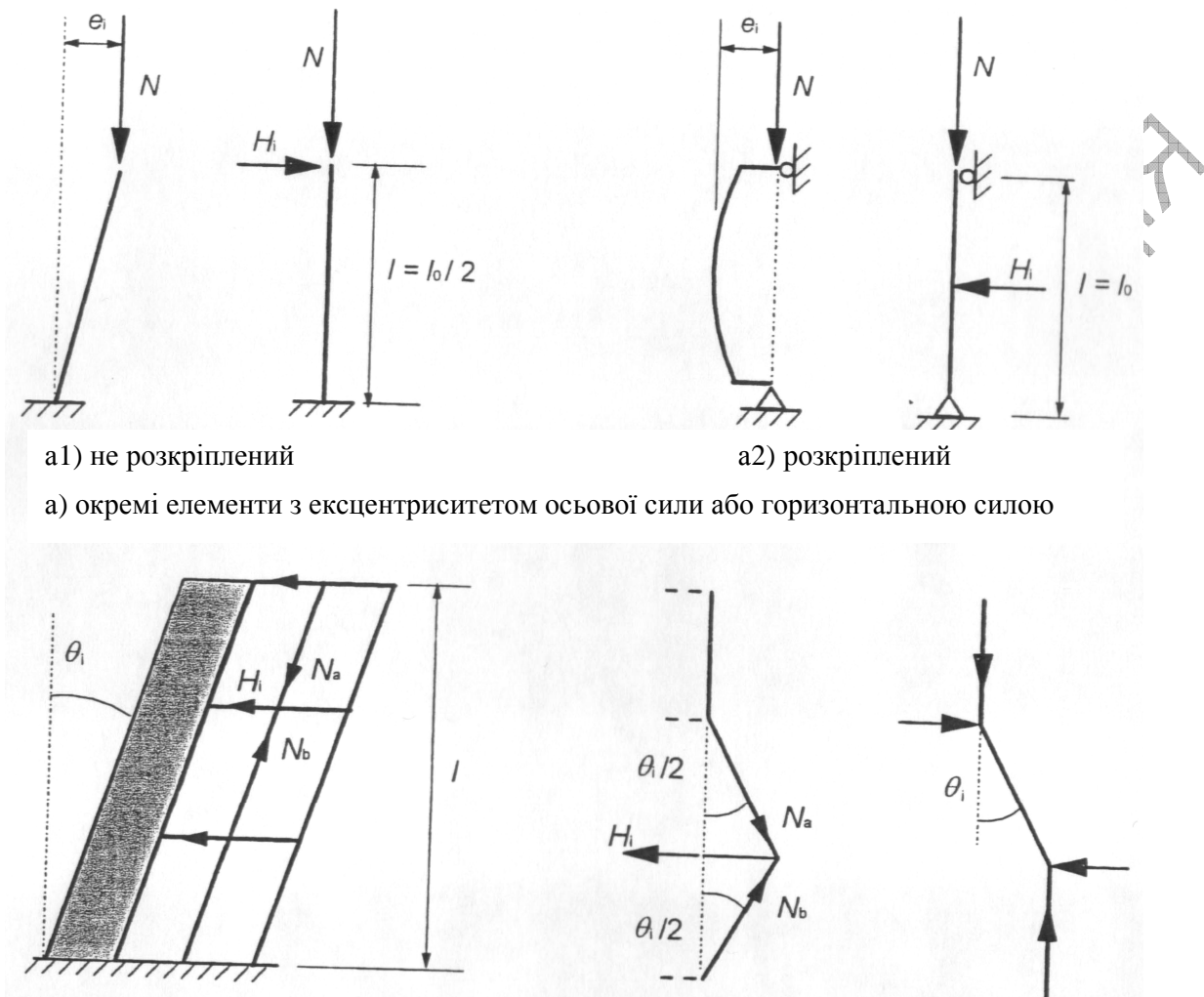


Рисунок 6.1 - Приклади впливу геометричних неточностей

В'язеві елементи або системи: конструктивні елементи і підсистеми, які при розрахунку і проектуванні вважаються такими, що підвищують загальну горизонтальну стійкість конструкції.

Втрата стійкості: порушення рівноваги між внутрішніми зусиллями та зовнішніми впливами, спричинене нестабільністю якого-небудь елемента конструкції при дії тільки стиску і при відсутності поперечного навантаження.

Примітка: «Чиста втрата стійкості», як визначено вище, не є відповідним граничним станом у реальній конструкції внаслідок наявності неточностей і поперечних навантажень, але номінальне навантаження при втраті стійкості може використовуватись у якості певної

характеристики у деяких методах розрахунку другого порядку (за деформованою схемою).

Критична сила: навантаження, при якому відбувається втрата стійкості; для окремих елементів вона є синонімом Ейлєревої сили.

Розрахункова довжина: довжина, що використовується для оцінки форми втрати стійкості; вона також може визначатись як приведена довжина, тобто довжина шарнірно обпертої колони з вертикально прикладеною силою, буде мати переріз і критичну силу як і реальний елемент.

Впливи першого порядку: наслідки дій обчислені без врахування впливу деформацій конструкції, але з включенням геометричних неточностей.

Самостійні (окремі) елементи: елементи, які є ізольованими, або елементи у конструкції, які для цілей розрахунку можуть розглядатись, як ізольовані. Приклади окремих елементів з різними умовами обпирання показані на рисунку 6.2.

Номінальний момент другого порядку: момент другого порядку використовується у певних методах розрахунку, що дають загальний момент, співставний з граничним опором поперечного перерізу.

Впливи другого порядку: додаткові наслідки впливів, які спричинені деформаціями конструкції.

6.2.2 Спрощені критерії для впливів другого порядку

6.2.2.1 Критерії гнучкості для окремих елементів

6.2.2.1.1 Як альтернатива 5.7.1.6 ДБН В.6.2-98, впливами другого порядку можна знехтувати, якщо гнучкість λ (визначена у 6.2.2.2) є меншою певної величини (граничної) λ_{lim} .

Величина λ_{lim} рекомендується визначати за залежністю:

$$\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot C / v_n, \quad (6.7)$$

де

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

$B = \sqrt{1+2\omega}$ (якщо коефіцієнт ω невідомий, може використовуватись $B = 1,1$);

$C = 1,7 - r_m$ (якщо коефіцієнт r_m невідомий, може використовуватись $C = 0,7$);

$$\varphi_{ef} = \frac{\varphi(\infty, t_0) - M_{0Eqr}}{M_{0Ed}} - \text{приведений коефіцієнт повзучості,}$$

$\Omega = A_s f_{yd} / A_c f_{cd}$, коефіцієнт армування;

A_s - загальна площа перерізу арматури;

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

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

M_{01}, M_{02} - моменти першого порядку на кінцях, $|M_{01}| \geq |M_{02}|$;

M_{0Eqr} - момент з урахування ефекта першого порядку при практично постійному сполученні навантажень (граничний стан другої групи);

M_{0Ed} - момент з урахування ефекта першого порядку при розрахунковому сполученні навантажень (граничний за несучою здатністю).

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

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

- у розкріплених елементах, у яких моменти першого порядку виникають тільки або переважно від неточностей або поперечного навантаження;

- для взагалі не розкріплених елементів

6.2.2.1.2 Для випадків двоосного згину, критерій гнучкості може перевірятись окремо для кожного напрямку. У залежності від результату цієї перевірки, впливи другого порядку (а) – можуть не враховуватись для обох напрямків; (б) – повинні враховуватись у одному напрямку, або (с) - повинні враховуватись у обох напрямках.

6.2.2.2 Гнучкість і приведена довжина окремих елементів

6.2.2.2.1 Гнучкість при поздовжньому згині визначається як:

$$\lambda = l_0 / i, \quad (6.8)$$

де

l_0 - приведена довжина;

i - радіус інерції бетонного перерізу без тріщин.

6.2.2.2.2 Для загального визначення приведеної довжини, див. 6.2.1. Приклади приведеної довжини для окремих елементів постійного поперечного перерізу наведено на рисунку 6.2.

6.2.2.2.3 Для стиснутих елементів симетричних рам гнучкість (див. 6.2.2.1) повинна перевірятись для розрахункової довжини l_0 , визначеної наступним чином:

Розкріплені елементи (див. рисунок 6.2 (f)):

$$l_0 = 0,5 l \sqrt{\left(1 + \frac{k_1}{0,45 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{0,45 + k_2}\right)}, \quad (6.9)$$

Нерозкріплені елементи (див. рисунок 6.2 (g)):

$$l_0 = l \max \sqrt{\left(1 + 10 \cdot \frac{k_1 \cdot k_2}{k_1 + k_2}\right); \left(1 + \frac{k_1}{1 + k_1}\right) \cdot \left(1 + \frac{k_2}{1 + k_2}\right)}, \quad (6.10)$$

де

k_1 і k_2 - відповідно, відносна кутова жорсткість опорних в'язей 1 і 2;

$k = (\theta / M) \cdot (EI / l)$;

θ - поворот закріплених елементів від згинального моменту M ;

EI - згинальна жорсткість стиснутих елементів, див. також 6.2.2.2.4 і 6.2.2.2.5;

l - висота стиснутого елемента у чистоті між закріпленнями кінців

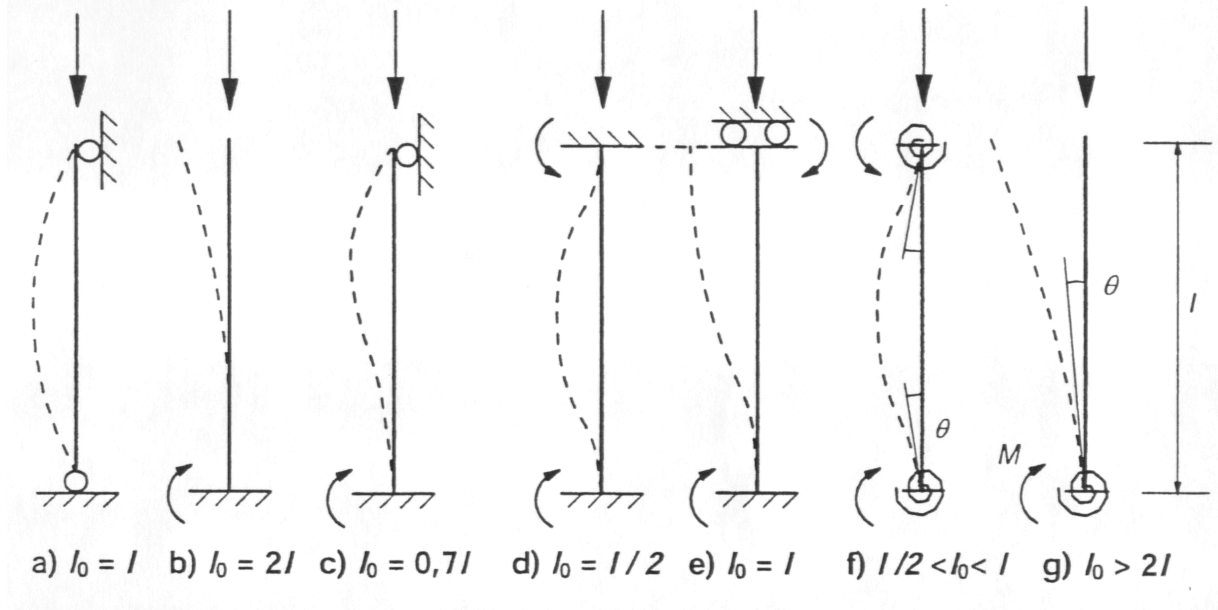


Рисунок 6.2 - Приклади різних форм втрати стійкості та відповідних розрахункових довжин окремих елементів

Примітка: $k = 0$ – теоретична границя абсолютно жорсткого закріплення від повороту, а $k = \infty$ виражає відсутність закріплення взагалі. Оскільки абсолютно жорстке закріплення рідко зустрічається на практиці, рекомендується мінімальне значення 0,1 для k_1 і k_2 .

6.2.2.2.4 Якщо передбачається, що прилеглий стиснутий елемент (колона) у вузлі впливає на кут повороту при втраті стійкості, то (EI / l) , при визначенні k , необхідно замінити на $[(EI / l)_a + (EI / l)_b]$, де a і b , відповідно, представляють стиснутий елемент (колона) вище і нижче вузла.

6.2.2.2.5 При визначенні розрахункової довжини, жорсткість закріплених елементів повинна враховувати вплив нелінійної роботи бетону.

6.2.2.2.6 Критерій 6.2.2.1, для всіх інших випадків, окрім 6.2.2.2.2 і 6.2.2.2.3, наприклад, елементів зі змінною вертикальною силою і/або поперечним перерізом, повинні перевірятись за приведеною довжиною, що базується на критичній поздовжній силі (обчислений, наприклад, числовим методом):

$$l_0 = \pi \sqrt{EI / N_B} \quad , \quad (6.11)$$

де

EI - фактична згинальна жорсткість;

N_B - поздовжнє навантаження виражене через EI .

(у виразі (6.8), i – повинно також відповідати цьому EI).

6.2.2.3 Загальні впливи другого порядку у будівлях

6.2.2.3.1 Як альтернатива 5.7.1.6 ДБН В.6.2-98, загальними впливами другого порядку у будівлях можна знехтувати у разі, якщо:

$$F_{V,Ed} \leq k_1 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_c}{L^2} \quad , \quad (6.12)$$

де

$F_{V,Ed}$ - сумарне вертикальне навантаження (на розкріплені елементи і елементи жорсткості);

n_s - кількість поверхів;

L - загальна висота будівлі вище рівня защемлення;

E_{cd} - розрахункове значення модуля пружності бетону, $E_{cd} = \frac{E_{cm}}{1,2}$;

I_c - момент інерції перерізу (бетонного без тріщин) елемента(ів) жорсткості;

$k_1 = 0,31$.

Вираз (6.12) дійсний тільки у разі, якщо виконуються всі нижченаведені умови:

- можливість втрати стійкості внаслідок закручування не є визначальною, тобто конструкція є достатньо симетричною;

- загальні деформації зсуву незначні (як у системах жорсткості, що в основному складаються із стінових діафрагм без великих прорізів);

- елементи жорсткості жорстко закріплені в основі, тобто повороти дуже незначні;

- жорсткість в'язевих елементів є достатньо постійною по висоті;

- сумарне вертикальне навантаження зростає приблизно на однакову величину на поверх.

6.2.2.3.2 У виразі (6.12) k_1 може замінюватись на $k_2=0,62$, якщо буде підтверджено, що елементи жорсткості не мають тріщин у граничному стані.

6.3 Робочий прогін (l_{eff})

6.3.1 Робочий прогін елемента l_{eff} повинен обчислюватись наступним чином:

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2, \quad (6.13)$$

де

l_n - відстань у чистоті між гранями опор;

величини a_1 і a_2 – на кожному з кінців прольоту можуть визначатись за відповідними значеннями a_i на рисунку 6.3, де t – ширина елемента обпирання, як це показано.

6.3.2 Нерозрізні плити і балки можуть, в основному, розраховуватись за припущення, що опори не забезпечують ніякого опору повороту.

6.3.3 Якщо балка або плита монолітна з її опорами, критичний розрахунковий момент на опорі повинен прийматись рівним тому, що діє на грані опори. Розрахунковий момент і реакція, що передається на елемент обпирання (наприклад, колону, стіну тощо), повинні, як правило, прийматись як більше із пружного або перерозподіленого значення.

ПРИМІТКА: Момент на грані опори повинен бути не меншим ніж 0,65 від моменту, що виникає при жорсткому защемленні.

6.3.4 Якщо балка або плита є нерозрізною, і можна вважати, що опори не забезпечують ніякого опору на поворот (наприклад, поверх стін), то використовується незалежний метод розрахунку, при якому розрахунковий опорний момент, обчислений для прольоту, рівного відстані між центрами опор, може зменшуватись на величину ΔM_{Ed} , визначену за виразом:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} t / 8, \quad (6.14)$$

де

$F_{Ed,sup}$ - розрахункова опорна реакція;

t - ширина опори (див. рисунок 5.3(b)).

Примітка: При застосуванні опорних підшипників за t слід приймати ширину підшипника.

6.4 Врахування впливу повзучості

6.4.1 Тривалість навантажень може враховуватись спрощено, за допомогою приведенного коефіцієнта повзучості φ_{ef} , який, при застосуванні з розрахунковим навантаженням, дає деформацію повзучості (кривизну), що відповідає основному сполучені навантаження:

$$\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0) \cdot M_{0Eqp} / M_{0Ed}, \quad (6.15)$$

де

$\varphi(\infty, t_0)$ - коефіцієнт повної повзучості 3.1.3.6;

M_{0Eqp} - згинальний момент першого порядку при квазіпостійних навантаженнях (II-а група);

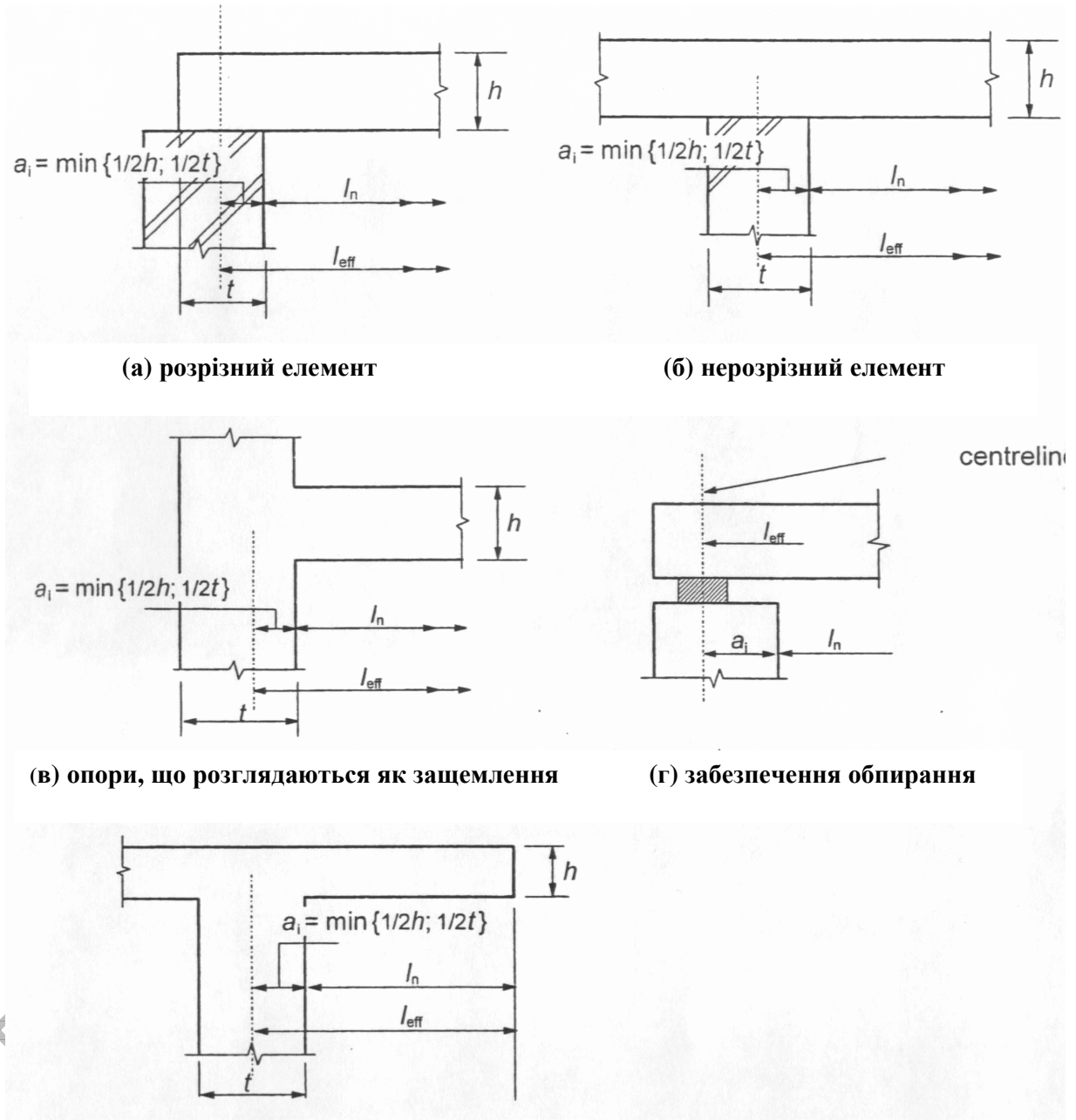


Рисунок 6.3 - Робочий прогін (l_{eff}) для різних умов обпирання

M_{0Ed} - згинальний момент першого порядку у розрахунковому сполученні (I-а група).

Примітка: Можливо також приймати φ_{ef} на основі згинальних моментів M_{Eqr} та M_{Ed} , але у цьому випадку необхідно виконувати ітерації і перевіряти стійкість при основному сполученні навантаження і $\varphi_{ef} = \varphi(\infty, t_0)$.

6.4.2 Якщо M_{0Eqr}/M_{0Ed} змінне у елементі або конструкції, то коефіцієнт може обчислюватись для перерізу з максимальним моментом, або може використовуватись середнє репрезентативне значення.

6.4.3 Впливом повзучості можна знехтувати, тобто припустити, що $\varphi_{ef} = 0$, у разі, якщо задовольняються наступні три умови:

- $\varphi(\infty, t_0) \leq 2$;
- $\lambda \leq 75$;
- $M_{0Eqr} / N_{Ed} \geq h$.

Тут M_{0Eqr} - момент першого порядку, а h - висота поперечного перерізу у відповідному напрямі.

Примітка: Якщо умови стосовно можливості нехтування впливами другого порядку, згідно з 5.7.1.6 ДБН В.2.6-98 або 6.2.3.3 ледве задовольняються (без запасу), то було б занадто не консервативно нехтувати і впливами другого порядку, і повзучістю, якщо тільки технічний коефіцієнт армування (ω , див. 6.2.2.1) становить щонайменше 0,25.

7 ОСНОВНІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ БЕТОННИХ І ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

7.1 Загальні положення

7.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил, разом з загальними правилами наведеними у інших розділах цих норм та розділів 8 і 9 ДБН В.2.6-98. Правила, наведені у цьому розділі, застосовуються, переважно, до залізобетонних будівель.

7.1.2 Конструювання елементів повинно супроводжуватись прийнятими узгодженими розрахунковими моделями і відповідних розрахунків.

7.1.3 Для попередження крихкого руйнування, недопустимого розкриття тріщин, а також сприйняття зусиль, що виникають у закріпленнях, встановлюється мінімальні площі арматури.

7.1.4 Відстань у чистоті (горизонтальна і вертикальна) між окремими паралельними стрижнями, або горизонтальними рядами паралельних стрижнів, повинна бути не меншою ніж максимальний діаметр стрижня k_1 , $(d_g + k_2)$ або 20 мм, де d_g - максимальний розмір заповнювача.

Рекомендованими величини k_1 і k_2 є: 1мм і 5мм, відповідно.

7.1.5 При розміщенні стрижнів у різних горизонтальних рядах, стрижні у

кожному ряді повинні розміщуватись вертикально один над одним. Між утвореними в результаті колонками стрижнів повинно бути достатньо простору, для можливості проникнення вібратора та ущільнення бетону.

7.1.6 При з'єднанні внапуск дозволяється щоб стрижні торкались один одного на довжині напуску.

7.1.7 Для запобігання ушкодження арматури діаметр, на якому стрижні загнуті (діаметр сердечника) повинен бути не меншим ніж $\phi_{m,min}$. Рекомендовані величини $\phi_{m,min}$ наведено у таблиці 6.1.

7.1.8 Діаметр оправки немає необхідності контролювати (з метою запобігання зминання бетону) при наступних умовах:

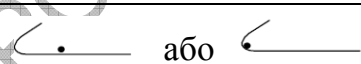
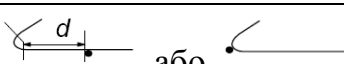
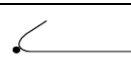
- анкерування стрижнів не вимагає довжини більше 5ϕ після закінчення загину;
- стрижень не розміщений на краю (площина загину поблизу поверхні бетону) і є поперечний стрижень з діаметром не менше ϕ стрижня, який загинається, і розміщений загині;
- діаметр правки, по крайній мірі, дорівнює значенням, рекомендованим в таблиці 7.1.

Таблиця 7.1 - Мінімальний діаметр оправки

а) для стрижнів і проволочки

Діаметр стрижня	Мінімальний діаметр оправки $\phi_{m,min}$ при загинах, крючках і петлях (див. рисунок 7.1)
$\phi \leq 16$ мм	4ϕ
$\phi > 16$ мм	7ϕ

б) для звареної загнутої арматури і загнутих сіток після зварки

Мінімальний діаметр оправки $\phi_{m,min}$	
 або	 або 
5ϕ	$d \geq 3\phi$: 5ϕ ; $d < 3\phi$ або зварка в межах зони загину: 20ϕ
Примітка: Розмір оправки для зварки в межах зони загину може бути зменшена до 5ϕ , якщо зварка виконується згідно ГОСТ 14098-91.	

В іншому випадку, діаметр оправки $\varnothing_{m,\min}$ повинен бути збільшеним згідно виразу 7.1:

$$\varnothing_{m,\min} = F_{bt} \left(\frac{1}{\alpha_b} + \frac{1}{2\varnothing} \right) / f_{cd}, \quad (7.1)$$

де

F_{bt} – сила розтягу в граничному стані за несучою здатністю в стрижні або групі стрижнів на початку загину;

α_b – для даного стрижня (або групи стрижнів) половина відстані між центрами ваги стрижнів (або групи стрижнів) перпендикулярно площини загину. Для стрижня або групи стрижнів у поверхні елемента α_b необхідно приймати рівним захисному шару бетону плюс $\varnothing/2$.

7.2 Анкерівка поздовжньої арматури

7.2.1 Загальні положення

7.2.1.1 Для запобігання поздовжнього розтріскування або зминання бетону необхідно арматурні стрижні, проволоку або зварні сітки належним чином анкерити. Поперечна арматура при необхідності повинна бути додаткового встановлена. Основні методи анкерування наведені на рисунку 7.1.

7.2.1.2 Загинання та крюки не застосовуються для заанкерення при стиску.

7.2.1.3 Руйнуванню бетону всередині згинів необхідно запобігати виконанням вимог 5.3 ДБН В.2.6-98.

7.2.1.4 При застосуванні механічних пристроїв вимоги стосовно випробувань повинні задовольняти вимоги відповідно специфіката на вироби та технічним умовам, затверджених в установленому порядку.

7.2.2 Граничні напруження зчеплення

7.2.2.1 Граничні напруження зчеплення повинні бути достатніми для запобігання руйнування зчеплення.

7.2.2.2 Розрахункове значення граничних напружень зчеплення, f_{bd} , для стрижнів періодичного профілю може визначатись за наступним виразом:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}, \quad (7.2)$$

де

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на розтяг, відповідно до таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98;

η_1 – коефіцієнт, пов'язаний із якістю умов зчеплення і розміщенням стрижня під час бетонування (див. рисунок 7.2):

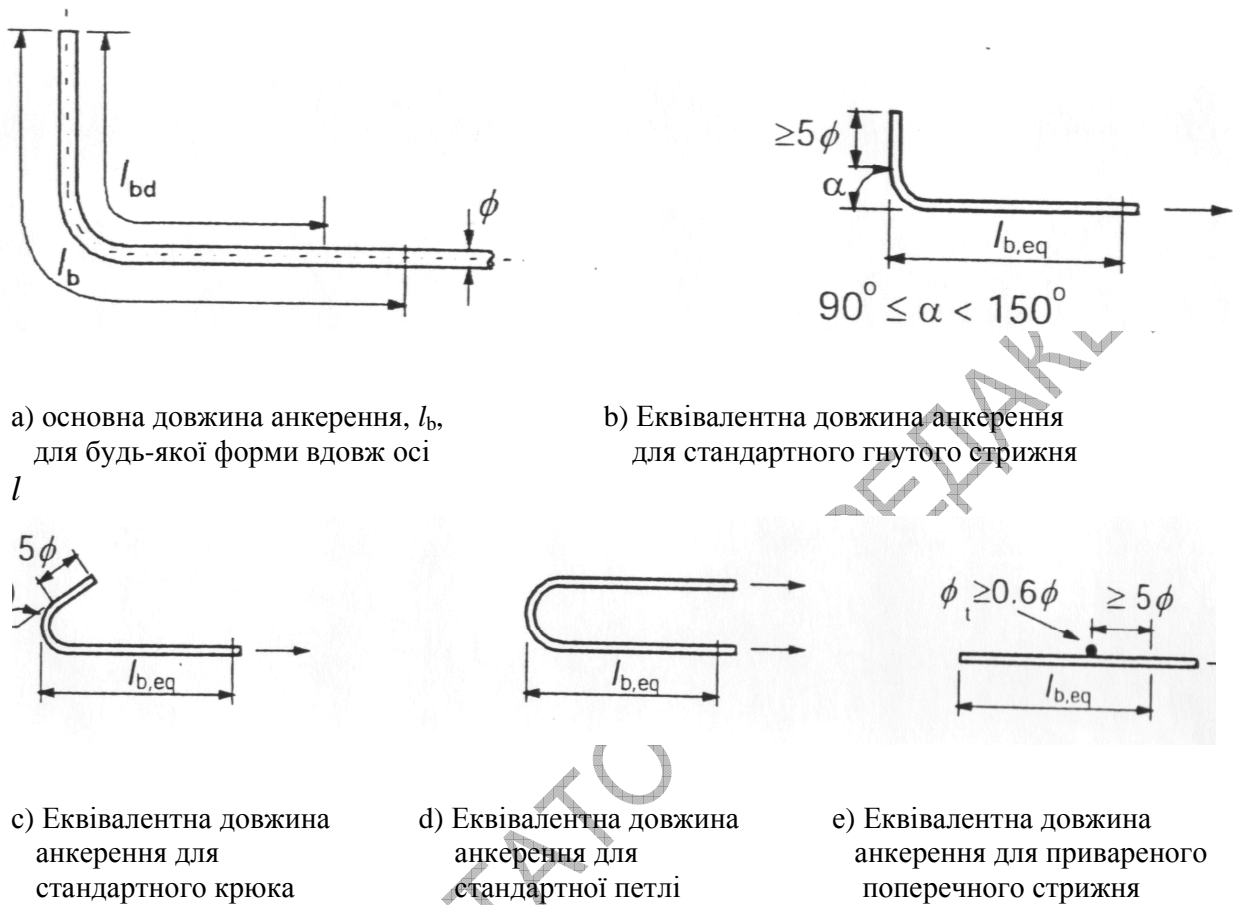


Рисунок 7.1 - Методи заанкерення для непрямих стрижнів

$\eta_1 = 1,0$ – якщо одержано «хороші» умови (див. рис. 7.2), і

$\eta_1 = 0,7$ – для всіх інших випадків та для стрижнів у конструктивних елементах зведених у «ковзаючій» опалубці, якщо тільки не показано, що мають місце «хороші» умови;

η_2 – пов'язаний з діаметром стрижня:

$\eta_2 = 1,0$ для $\varnothing \leq 32$ мм

$\eta_2 = (1,32 - \varnothing)/100$ - для $\varnothing > 32$ мм

7.2.3 Базова довжина зони анкерення

7.2.3.1 При визначенні необхідної довжини зони заанкерення необхідно враховувати тип арматури і характеристики зчеплення стрижнів.

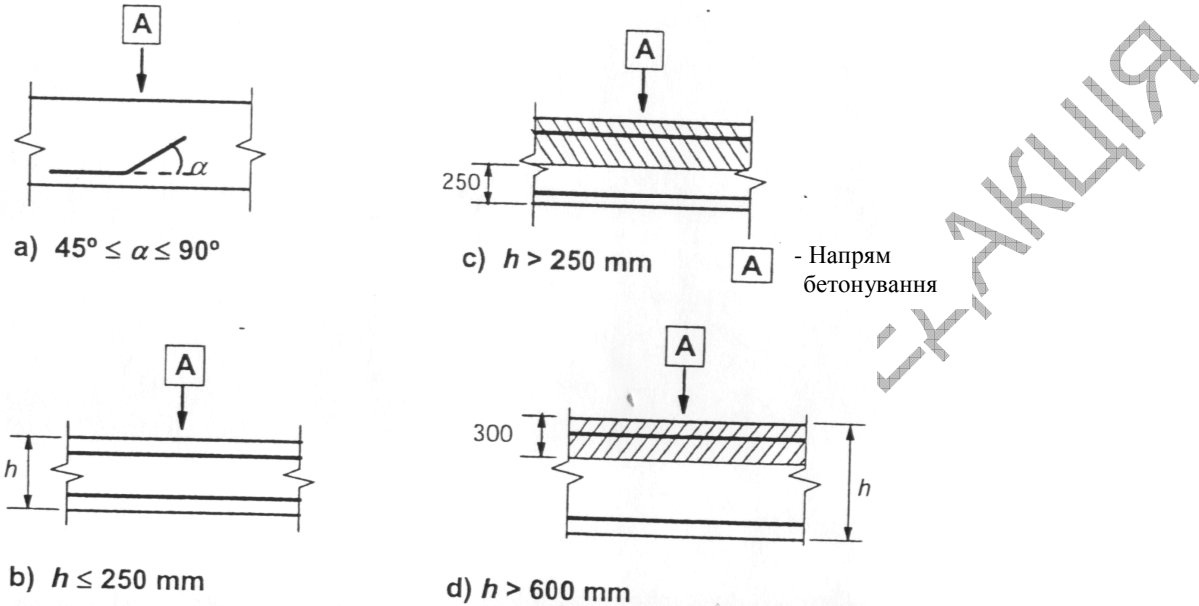
7.2.3.2 Необхідна базова довжина заанкерення, $l_{b,rqd}$, для анкерення зусилля $A_s \sigma_{sd}$ у прямих стрижнях при передумові постійного напруження зчеплення рівного f_{bd} , визначається за формулою:

$$l_{b,rqd} = (\varnothing / 4) (\sigma_{sd} / f_{bd}), \quad (7.3)$$

де

σ_{sd} – розрахункові напруження у стрижні в місці від якого визначається довжина анкерення.

Величину f_{bd} наведено у 7.2.2.



a) і b) «хороші» умови зчеплення для всіх стрижнів
 c) і d) не заштрихована зона – «хороші» умови зчеплення
 заштрихована зона - недостатні умови зчеплення

Рисунок 7.2 - Характеристика умов зчеплення

7.2.3.3 Для гнутих стрижнів базова довжина анкерення l_b і розрахункова довжина l_{bd} повинні визначатись вдовж осьової лінії стрижня (див. рисунок 7.1a).

7.2.3.4 Для зварних сіток з спарених стрижнів або проволоч діаметр \varnothing у виразі (7.3) необхідно замінити еквівалентним діаметром $\varnothing_n = \varnothing\sqrt{2}$.

7.2.4 Розрахункова довжина анкерення

7.2.4.1 Розрахункова довжина анкерення l_{bd} являє собою:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}, \quad (7.4)$$

де

$\alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4$ і α_5 – коефіцієнти, що наведені у таблиці 7.2:

α_1 – вплив форми стрижнів за припущення необхідного захисного шару (див. рисунок б.1);

α_2 – вплив мінімального захисного шару бетону(див. рисунок 7.3);

α_3 – стримууючий вплив поперечної арматури;
 α_4 – вплив одного або більше приварених поперечних стрижнів ($\varnothing t > 0,6\varnothing$) вдовж розрахункової довжини анкерення l_{bd} ;
 α_5 – вплив поперечного тиску на площину розколювання вдовж розрахункової довжини анкерення.

$$\text{Добуток } (\alpha_2 \alpha_3 \alpha_5) \geq 0,7, \quad (7.5)$$

де

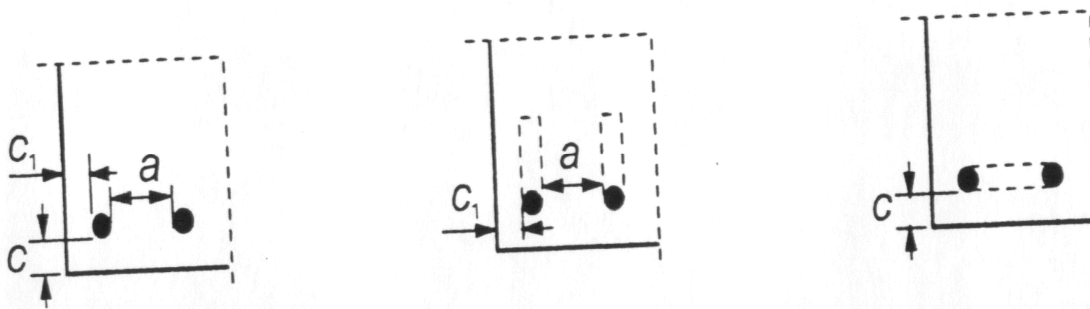
$l_{b,rqd}$ – приймається за виразом (7.3)

$l_{b,min}$ - мінімальна довжина анкерення, якщо не застосовуються інші

обмеження:

- для анкерення при розтягу: $l_{b,min} \geq \max \{0,3 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}; \quad (7.6)$

- для анкерення при стиску: $l_{b,min} \geq \max \{0,6 l_{b,rqd}; 10\varnothing; 100 \text{ мм}\}. \quad (7.7)$



а) Прямі стрижні

$$c_d = \min (a/2, c_1, c)$$

б) Стрижні з крюком або гнуттям

$$c_d = \min (a/2, c_1)$$

в) Стрижні з петлею

$$c_d = c$$

Рисунок 7.3 - Величини c_d для балок і плит

7.2.4.2 У якості спрощеної альтернативи до 7.2.4.1, анкерення при розтягу певних видів, показаних на рисунку 7.1, можуть бути забезпеченими через еквівалентну довжину зони анкерення, $l_{b,eq}$. Еквівалентна довжина зони анкерення $l_{b,eq}$ показана на рисунку 7.1 і може бути визначена як:

- $\alpha_1 l_{b,rqd}$ для виду, показаних на рисунку 7.1b....7.1d. (величини α_1 див. у таблиці 7.2);

- $\alpha_4 l_{b,rqd}$ для виду, показаних на рисунку 7.1e. (величини α_4 див. у таблиці 7.2);

де:

α_1 і α_4 – визначені у 7.2.4.1;

$l_{b,rqd}$ - визначається за виразом (7.3).

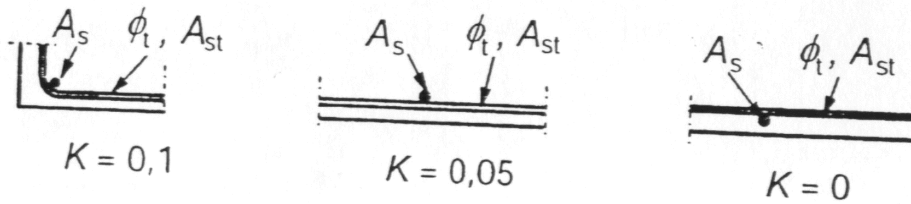


Рисунок 7.4 - Значення величини K для балок і плит

7.2.5 Анкерення з'єднань і поперечної арматури

7.2.5.1 Анкерення з'єднань і поперечної арматури повинно, як правило, забезпечуватись шляхом загинів і крюків, або через приварену поперечну арматуру. В середині загину або крюка повинен попадати один стрижень.

7.2.5.2 Анкерення повинно відповідати рисунку 6.5. Зварювання повинно виконуватись відповідно до **ГОСТ 14098-91** і мати несучу здатність згідно з 7.2.6.2.

Таблиця 7.2 - Величини коефіцієнтів $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ і α_5

Фактор впливу	Тип анкерення	Арматурний стрижень	
		при розтягу	при стиску
1	2	3	4
Форма стрижнів	Пряме	$\alpha_1 = 1,0$	$\alpha_1 = 1,0$
	Відмінне від прямого (див. рисунок 6.1 (b), (c) і (d))	$\alpha_1 = 0,7$, якщо $c_d > 3\varnothing$ у іншому випадку $\alpha_1 = 1,0$ (величини c_d див. на рис.6.3)	$\alpha_1 = 1,0$
Захисний шар бетону	Пряме	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15 (c_d - \varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_2 = 1,0$
	Відмінне від прямого (див. рисунок 6.1 (b), (c) і (d))	$\alpha_2 = 1,0 - 0,15 (c_d - \varnothing) / \varnothing$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$ (величини c_d див. на рис.6.3)	$\alpha_2 = 1,0$
Наявність поперечної арматури не привареної до основної арматури	Всі типи	$\alpha_3 = 1,0 - K\lambda$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	$\alpha_3 = 1,0$

ПРОЕКТ, ОСТАТОЧНА РЕДАКЦІЯ

Кінець таблиці 7.2

1	2	3	4
Наявність привареної поперечної арматури*	Всі типи, розміщення і розміри визначено на рисунку 6.1(е)	$\alpha_4 = 0,7$	$\alpha_4 = 0,7$
Наявність поперечного тиску	Всі типи	$a_5 = 1,0 - 0,04p$ $\geq 0,7$ $\leq 1,0$	

де:

$\lambda = (\Sigma A_{st} - \Sigma A_{st,min}) / A_s$

ΣA_{st} – площа поперечного перерізу поперечної арматури вдовж розрахункової довжини зони анкерення l_{bd} ;

$\Sigma A_{st,min}$ - площа поперечного перерізу мінімальної поперечної арматури = $0,25A_s$ - для балок і 0 – для плит;

A_s - площа одного заанкереного стрижня при максимальному діаметрі стрижня;

K - величини, що показані на рисунку 7.4

p - поперечний тиск при граничному стані вдовж l_{bd} .

***Примітка:** Див. також 7.2.6: При безпосередньому обпиранні l_{bd} може прийматись меншою ніж $l_{b,min}$ при умові, що є, щонайменш один поперечний дріт приварений у межах опори. Анкерення повинно бути щонайменш 15 мм від грані опори.

Примітка: Для визначення кутів загинання див. рисунок 7.1.

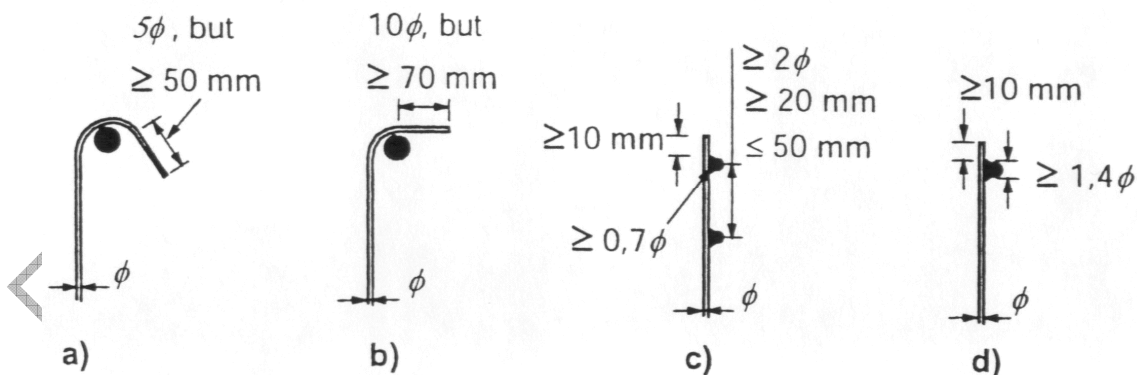


Рисунок 7.5 - Анкерення з'єднань

Примітка: Для з'єднань c) і d) рисунок 6.5 захисний шар повинен бути не менше 3ϕ або 50 мм.

7.2.6 Анкерення за допомогою приварених стрижнів

7.2.6.1 На додаток до 7.2.4 і 7.2.5 анкерення може виконуватись приварюванням поперечних стрижнів (див. рисунок 7.6), що опираються у бетон. Приварювання з'єднань повинно виконуватись з відповідною якістю.

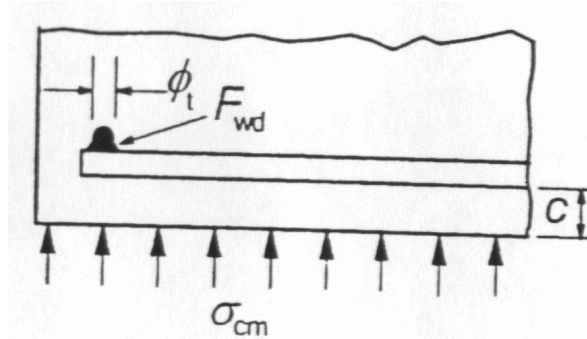


Рисунок 7.6 - Приварений поперечний стрижень у якості анкерного пристрою

7.2.6.2 Анкеруюча здатність одного привареного поперечного стрижня (діаметр 14мм...32мм), привареного до внутрішньої сторони основного стрижня – F_{btd} . У виразі (7.3) σ_{sd} може зменшуватись через F_{btd}/A_s , де A_s – площа перерізу стрижня.

Величину F_{btd} рекомендується визначати за виразом:

$$F_{btd} = l_{td} \phi_t \sigma_{td}, \text{ але не більше ніж } F_{wd} \quad (7.8)$$

де:

F_{wd} - розрахунковий опір зсуву (визначається як множник для $A_s f_{yd}$; наприклад $0,5 A_s f_{yd}$,

A_s - площа перерізу заанкереного стрижня

f_{yd} - розрахунковий опір на границі текучості).

l_{td} - розрахункова довжина поперечного стрижня: $l_{td} = 1,16 \phi_t (f_{yd}/\sigma_{td})^{0,5} \leq l_t$;

l_t - довжина поперечного стрижня, не більша за крок стрижнів, що повинні заанкерюватись;

ϕ_t - діаметр поперечного стрижня;

σ_{td} - напруження у бетоні: $\sigma_{td} = (f_{ctd} + \sigma_{cm})/y \leq 3 f_{cd}$;

σ_{cm} - стиск у бетоні перпендикулярно до обох стрижнів (середня величина, додатна при стиску);

y - функція: $y = 0,015 + 0,14e^{(-0,18x)}$;

x - функція, що враховує геометрію: $x = 2(c/\phi_t) + 1$;

c - захисний шар бетону перпендикулярно до обох стрижнів.

7.2.6.3 Якщо два стрижні приварені з однієї сторони з мінімальним кроком 3ϕ , то несуча здатність повинна збільшуватись на множник 1,41.

7.2.6.4 Для стрижнів номінальним діаметром 12 мм і менше, несуча здатність заанкерення привареного поперечного стрижня в основному залежить від розрахункової міцності зварного з'єднання. Вона може обчислюватись за наступним виразом:

$$F_{\text{btd}} = F_{\text{wd}} \leq 16 A_s f_{\text{cd}} \phi_t / \phi_s \quad (7.9)$$

де

F_{wd} - розрахунковий опір зсуву зварювання (див. 7.2.6.2);

ϕ_t - номінальний діаметр поперечного стрижня: $\phi_t \leq 12\text{мм}$

ϕ_s - номінальний діаметр стрижня, що анкериться: $\phi_s \leq 12\text{мм}$

Якщо застосовуються два зварені стрижні, що пересікаються, з мінімальним кроком ϕ_s , довжина зони анкерення, визначена за виразом (7.9) повинна збільшуватись в 1,41 рази.

7.3 Передача зусиль через напуски та механічні з'єднання

7.3.1 З'єднання в напуск

7.3.1.1 Передача зусилля з одного стрижня на інший можуть бути передані за допомогою:

- напуску стрижнів, із загинами або крюками, або без таких;
- зварюванням;
- механічними пристроями, що забезпечують передачу навантаження при розтягу-стиску або тільки при стиску.

7.3.1.2 Передача зусилля за допомогою напуску:

- з'єднання стрижнів в напуск повинно виконуватись, як правило, в у різних перерізах і не розміщатись у зонах максимальних моментів/сил. Винятки щодо вказаного наведено нижче;

- у будь-якому перерізі, як правило, напуски повинні розміщатись симетрично.

7.3.1.3 Розташування стрижнів з напуском повинно відповідати рисунку 77.7:

- відстань у чистоті між стрижнями, з'єднаними в напуск, повинна бути не більш ніж 4ϕ , або 50 мм, у іншому разі довжина напуску повинна збільшуватись на величину перевищення відстані 4ϕ , або 50 мм у чистоті;

- поздовжня відстань між двома прилеглими місцями напуску повинна бути не менш ніж 0,3 від довжини напуску, l_0 ;

- у випадку суміжних напусків (розміщених рядом), як правило, відстань у чистоті між прилеглими стрижнями повинна бути не менш ніж 2ϕ , або 20 мм.

7.3.1.4 При виконанні вищенаведених умови (7.3.1.3), якщо всі стрижні розміщені одним шаром, допускається застосовувати стрижні з напуском до

100%. Якщо стрижні розташовані у декілька шарів, то відсоток допустимих стержнів напуску необхідно зменшити до 50%.

Всі стиснуті стрижні та допоміжна арматура (розподільча) можуть напускатись у одному перерізі.

7.3.1.5 Розрахункова довжина напуску визначається за виразом:

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min}, \quad (7.10)$$

де

$l_{b,rqd}$ - визначається за виразом (7.3);

$$l_{0,min} > \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200\text{мм}\}, \quad (7.11)$$

Величини α_1 , α_2 , α_3 і α_5 можна прийняти за таблицею 7.2; однак, для обчислення α_3 , $\Sigma A_{st,min}$ необхідно приймати як $1,0A_s(\sigma_{sd}/f_{yd})$, при A_s = площі стрижня внапуск.

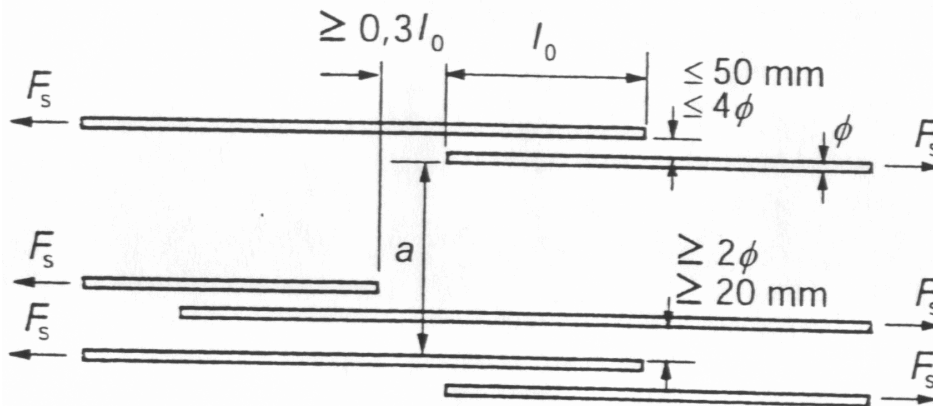


Рисунок 7.7 - Прилеглі з'єднання в напуск

$\alpha_6 = (\rho_1/25)^{0,5}$, але не перевищує 1,5 і не менш ніж 1,0, де ρ_1 – відсоток арматури внапуск в межах $0,65 l_0$ від центру довжини напуску, що розглядається (див. рисунок 7.8). Величини α_6 наведені у таблиці 7.3.

Таблиця 7.3 - Величини коефіцієнта α_6

Відсоток стрижнів внапуск відносно загальної площі поперечного перерізу	< 25 %	33 %	50 %	> 50 %
α_6	1	1,15	1,4	1,5

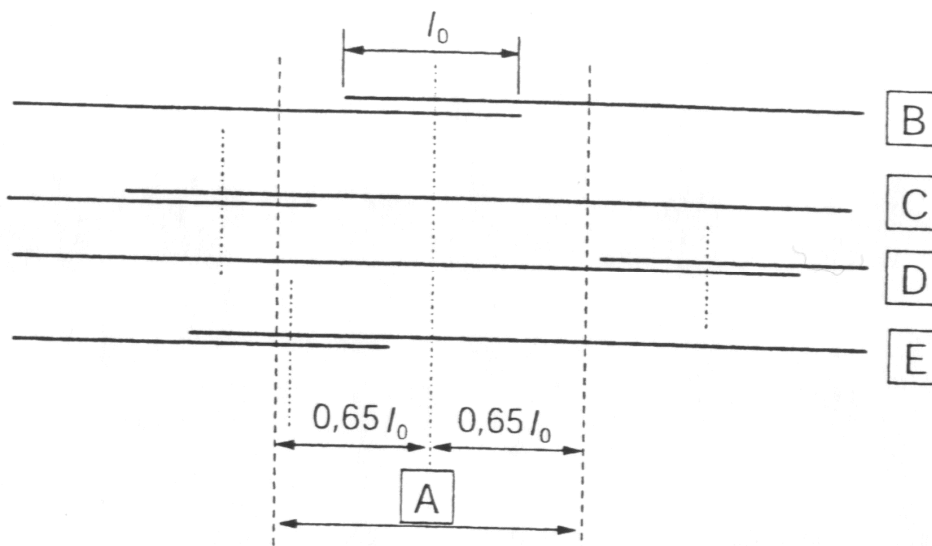
Примітка: Проміжні значення можуть визначатись інтерполяцією

7.3.2 Поперечна арматура у зоні напуску

7.3.2.1 Поперечна арматура у зоні напуску необхідна для сприйняття поперечних зусиль розтягу.

7.3.2.2 Якщо діаметр розтягнутих стрижнів, що напускаються, менший ніж 20 мм, або відсоток стрижнів внапуск у будь-якому перерізі менше ніж 25 %, то будь яке наявне поперечне армування або з'єднання, що необхідне з інших причин, може розглядатись як достатнє для сприйняття поперечних зусиль розтягу без подальшого обґрунтування.

7.3.2.3 Якщо діаметр розтягнутих стрижнів у напуск більший ніж, або рівний 20 мм, то загальна площа поперечної арматури повинна становити A_{st} (сума всіх хомутів, паралельних шару арматури в напуск) не менш ніж площа A_s одного стрижня в напуск ($\Sigma A_{st} \geq 1,0 A_s$). Поперечний стрижень повинен розміщуватись перпендикулярно напрямку арматури, внапуск і між цією арматурою та поверхнею бетону.



A - Переріз, що розглядається **B** - Стрижень I **C** - Стрижень II **D** - Стрижень III **E** - Стрижень IV

Рисунок 7.8 Відсоток стрижнів, які з'єднані в напуск в одному перерізі

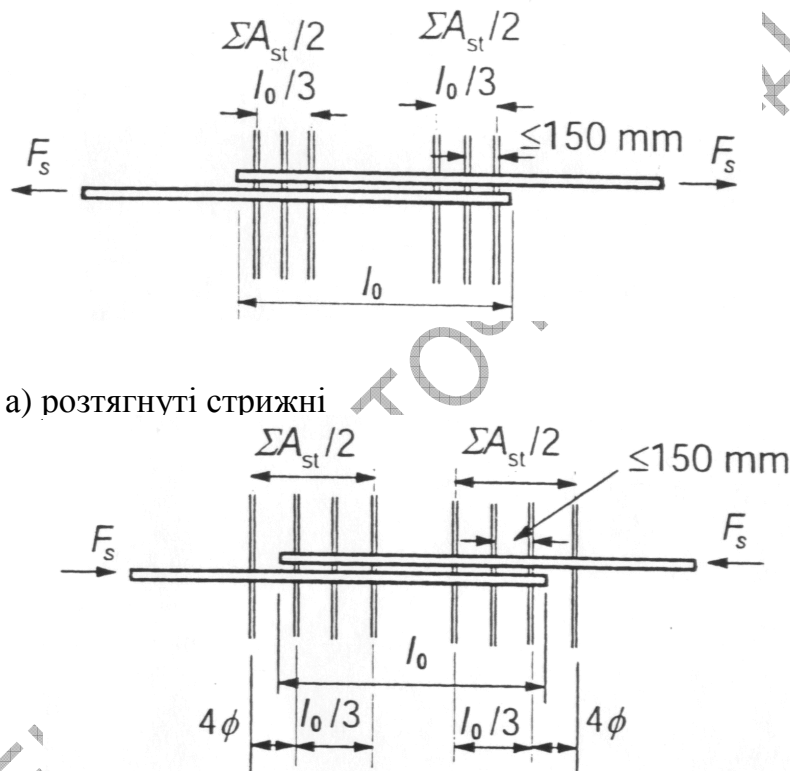
Приклад: Стрижні II і III (див. рисунок 77.8) є за межами перерізу, що розглядається: $\% = 50$, а $\alpha_6 = 1,4$

Якщо в одному місці напускається більш ніж 50% арматури, і якщо відстань a між прилеглими напусками в перерізі в межах $\leq 10\varnothing$ (див. рисунок

7.7), поперечна арматура повинна об'єднуватись з'єднанням або стрижнями «U» - подібної форми, заанкереними у тіло бетону.

7.3.2.4 Поперечне армування, що встановлюється згідно з вищезгаданого у 7.3.2.3, повинно розміщуватись вдовж зовнішнього контуру перерізів напуску, як показано на рисунку 7.9(a).

7.3.2.5 Поперечну арматуру для постійно стиснутих стрижнів, на додаток до правил для розтягнутих стрижнів, необхідно встановлювати один поперечний стрижень за межами з'єднання на кожному кінці напуску і в межах 4ϕ від кінця напуску (рисунки 7.9(b)).



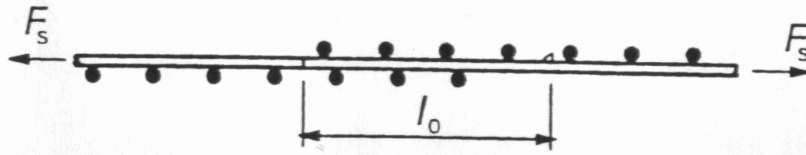
а) розтягнуті стрижні

б) стиснуті стрижні

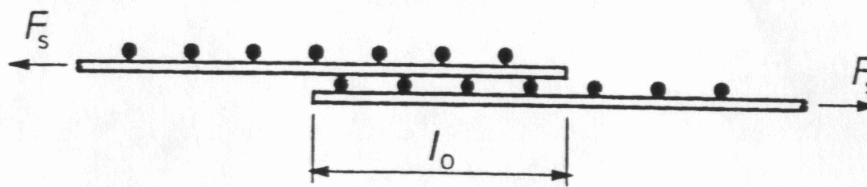
Рисунок 7.9 - Поперечне армування для з'єднань внапуск

7.3.3 Напуски для зварних сіток із дротів періодичного профілю

7.3.3.1 Напуски можуть виконуватись шляхом перехідного армування чарунок або нашаруванням сіток (рисунки 7.10).



а) перехідне армування (поздовжній переріз)



б) нашаруванням сіток

Рисунок 7.10 - Напуски зварних сіток

7.3.3.2 При наявності навантажень втомі необхідно приймати перехідне армування.

7.3.3.3 При перехідному армуванні, розташування напусків для стрижнів основної арматури повинно відповідати 6.3.2. Будь які сприятливі впливи поперечних стрижнів не повинні враховуватись, і тому приймається $\alpha_3 = 1,0$.

7.3.3.4 Для сіток, розміщених рядами, напуск основної арматури, як правило, необхідно розташовувати у зонах, де обчислені напруження у арматурі при граничному стані не перевищують 80% розрахункового опору.

7.3.3.5 Якщо вищезгадана умова 7.3.3.4 не виконується, то фактична висота перерізу арматури для визначення опору при згині, згідно з 4.1- 4.5, повинна застосовуватись для ряду, наступного за віддаленістю від розтягнутої грані. Додатково, у разі виконання перевірки на розкриття тріщин у перерізах, що слідує за кінцем напуску, напруження у сталі, що наведені у таблицях 5.2 і 5.3 повинні збільшуватись на 25% у зв'язку з наявністю розривності на кінцях напусків.

7.3.3.6 Відсоток основної арматури, яка може напускатись у будь-якому перерізі, повинен відповідати наступному:

Для сіток з перехідним армуванням застосовуються величини, наведені у таблиці 7.3.

Для сіток розташованих рядами, допустимий відсоток з'єднання основної арматури напуском у будь-якому перерізі залежить від конкретної площі поперечного-перерізу зварної сітки, при забезпеченні $(A_s/s)_{prov}$, де s - крок дротів:

- 100 %, якщо $(A_s/s)_{prov} \leq 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$;

- 60 %, якщо $(A_s/s)_{\text{prov}} > 1200 \text{ мм}^2/\text{м}$.

З'єднання при багатьох рядах повинні розподілятися щонайменш через $1,3l_0$ (l_0 визначається за 7.3.1.5).

7.3.3.7 Додаткове поперечне армування у зоні напуску сіток не обов'язкове.

7.3.4 Додаткові вимоги для стрижнів великих діаметрів

7.3.4.1 Для стрижнів діаметром більше ніж $\varnothing_{\text{lafge}} = \varnothing 32 \text{ мм}$, необхідно дотримуватись додаткових правил, до наведених у 7.2 і 7.3.

7.3.4.2 При застосуванні стрижнів такого великого діаметру, обмеження тріщиноутворення може досягатись використанням поверхневого армування (див. 8.2.8) або через розрахунки (5.3.4).

7.3.4.3 При застосуванні стрижнів великого діаметру зусилля розколювання вищі і нагельний ефект є більшим. Такі стрижні повинні заанкерюватись за допомогою механічних пристроїв. У якості альтернативи вони можуть заанкерюватись як прямі стрижні, але при цьому повинні забезпечуватись з'єднання, що працюють як розподільча арматура.

7.3.4.4 Як правило, стрижні великого діаметру не повинні з'єднуватись напуском. Винятком є перерізи з мінімальним розміром 1,0 м, або якщо напруження в стрижні не перевищують 80% розрахункового граничного опору арматури.

7.3.4.5 Поперечна арматура, на додаток до армування на зсув, повинна бути встановлена у зонах анкерення, де відсутній поперечний стиск.

7.3.4.6 При заанкеренні прямолінійних стрижнів (див. рисунок 77.11 для позначень) додаткова арматура, відповідно до вищезазначеного у 7.3.4.5, повинна бути не меншою ніж:

- у напрямі, паралельному розтягнутій грані:

$$A_{\text{sh}} = 0,25A_s n_1, \quad (7.12)$$

- у напрямі, перпендикулярному розтягнутій грані:

$$A_{\text{sv}} = 0,25A_s n_2, \quad (7.13)$$

де

A_s - площа поперечного перерізу заанкереного стрижня;

n_1 - кількість шарів заанкерених стрижнів у одному перерізі елемента;

n_2 - кількість стрижнів, заанкерених у кожному шарі.

7.3.4.7 Додаткова поперечна арматура повинна рівномірно розподілятися у зоні заанкерення, а крок стрижнів не повинен перевищувати 5 діаметрів поздовжньої арматури.

7.3.4.8 Для поверхневого армування застосовується 8.2.8, але площа поверхневої арматури не повинна бути меншою ніж $0,01A_{ct,ext}$ у напрямі, перпендикулярному до стрижнів великого діаметру, і $0,02A_{ct,ext}$ – паралельному цим стрижням.

Приклад: У випадку зліва (див. рисунок 6.11), $n_1=1$, $n_2=2$, а у випадку справа $n_1=2$, $n_2=2$.

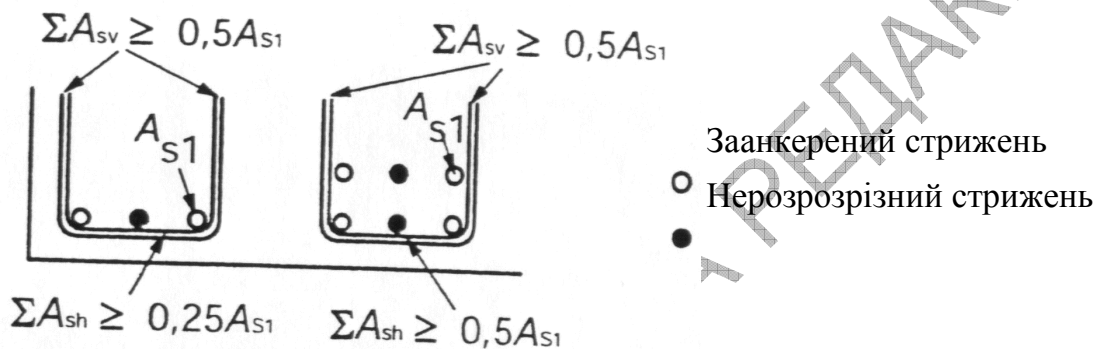


Рисунок 7.11 - Додаткова арматура у заанкерення для стрижнів великого діаметра при відсутності поперечного стиску

7.4 Заанкерення арматурних пучків

7.4.1 Загальні положення

7.4.1.1 Якщо не обґрунтовано інше, то правила для окремих стрижнів застосовуються також для пучків стрижнів. У одному пучку всі стрижні повинні мати однакові характеристики (тип і клас за міцність). Стрижні різних розмірів можуть об'єднуватись у пучок при умові, що відношення діаметрів не перевищує 1,7.

7.4.1.2 У розрахунку, пучок замінюється умовним стрижнем тої ж площі перерізу і з тим же центром ваги, що і у пучка. Еквівалентний діаметр, ϕ_n , цього умовного стрижня визначається за виразом:

$$\phi_n = \phi / n_b \leq 55 \text{ мм}, \quad (7.14)$$

де

n_b - кількість стрижнів у пучку, яка обмежується:

$n_b \leq 4$ для вертикальних стрижнів при стиску і для стрижнів з'єднаних в напуск;

$n_b \leq 3$ для всіх інших випадків.

7.4.1.3 Для пучків застосовуються правила для визначення відстані між трижнями, що наведені у 7.1.4- 7.1.7. Еквівалентний діаметр ϕ_n повинен застосовуватись, але відстань у чистоті між пучками повинна вимірюватись від зовнішнього контуру арматурного пучка. Захисний шар бетону повинен вимірюватись від фактичного зовнішнього контуру пучка і бути не менш ніж ϕ_n .

7.4.1.4 При торканні двох стрижнів, що розташовані один над другим, і при хороших умовах зчеплення, такі стрижні не повинні розглядатись як пучок.

7.4.1.5 Пучки стрижнів, що працюють на розтяг, можуть обрізатись на кінцевих і проміжних опорах. Пучки з еквівалентним діаметром $< 32\text{мм}$ можуть обрізатись біля опор без необхідності зміщення стрижнів відносно перерізу. Пучки з еквівалентним діаметром $> 32\text{мм}$, які анкеряться поблизу опор необхідно зміщувати у поздовжньому напрямі, як показано на рисунку 7.12.

7.4.1.6 Якщо окремі стрижні анкеряться при відстані зміщення більш ніж $1,3 l_{b,rd}$ (де $l_{b,rd}$ ґрунтується на діаметрі стрижня), діаметр стрижня може використовуватись для оцінки l_{bd} (див. 6.12). Іншими словами, повинен використовуватись еквівалентний діаметр пучка ϕ_n .

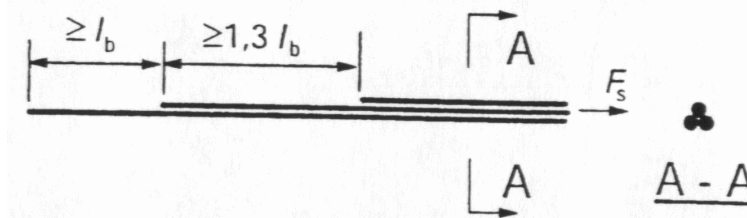


Рисунок 7.12 - Анкерення стрижнів у пучку зміщених з інтервалами

7.4.1.7 При стиску заанкерені стрижні у пучку не потрібно зміщувати. Для пучків з еквівалентним діаметром $\geq 32\text{мм}$, на кінцях пучків повинно встановлюватись не менше як чотири хомути, що мають діаметр $\geq 12\text{мм}$. Наступні хомути повинні розташовуватись зразу над кінцем обрізаного стрижня.

7.4.1.8 Довжину напуску необхідно визначати згідно з 7.3.1.5 з використанням ϕ_n (з 7.4.1.2), як еквівалентного діаметру стрижня.

7.4.1.9 Для пучків, що складаються з двох стрижнів, еквівалентним діаметром $\geq 32\text{ мм}$, або трьох стрижнів, окремі стрижні повинні зміщуватись у подовжньому напрямі щонайменш на $1,3 l_0$, як показано на рисунку 7.13, де l_0 – визначене для окремого стрижня. У вказаному випадку стрижень №4 використовується у якості стрижня внапуск. Необхідно забезпечувати умову,

що у будь-якому перерізі з напуском не повинно бути більш ніж чотири стрижні.

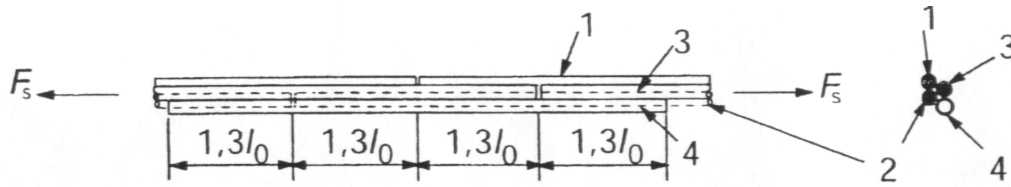


Рисунок 7.13 - З'єднання напуском, що включає чотири стрижні при розтягу

7.5 Анкерення попередньо напружених пучків

7.5.1 Улаштування напружених пучків і каналів

7.5.1.1 Мінімальні горизонтальні і вертикальні відстані у чистоті між окремими напружуваними на упори пучками повинні відповідати показаним на рисунку 7.14. Інше розташування допускається використовувати при умові, що результати випробувань показують задовільний характер роботи у граничному стані відносно:

- бетону в зоні анкерення;
- розколювання бетону;
- заанкерення попередньо напружених пучків;
- укладання бетону між пучками.

Слід також враховувати питання довговічності та загрози корозії пучків на кінцях елементів.

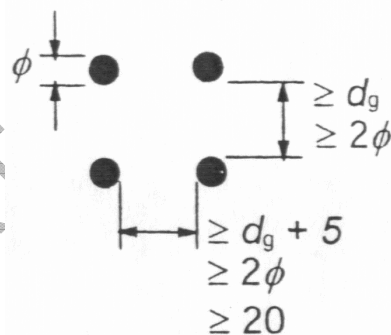


Рисунок 7.14 - Мінімальна відстань у чистоті між напружуваними на упори пучками

Примітка: На рис. 7.14 ϕ – діаметр пучка, попередньо напружуваного на упори, а d_g – максимальний розмір заповнювача.

7.5.1.2 Зв'язування пучків не повинно здійснюватись у зоні заанкерення, окрім випадків, коли забезпечується належне укладання та ущільнення бетону, і можливе досягнення необхідного зчеплення між бетоном і арматурою.

7.5.1.3 Канали для напружуваних на бетон елементів не слід розміщувати пучками, за винятком випадку, коли канали у парі розміщуються один над одним.

7.5.1.4 Мінімальні відстані у чистоті між каналами повинні бути у відповідності з показаними на рисунку 7.15.

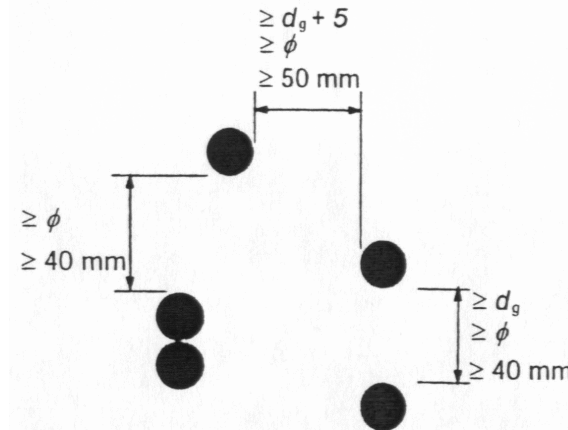


Рисунок 7.15 - Мінімальна відстань у чистоті між напружуваними на упори пучками

Примітка: На рис. 7.15 ϕ – діаметр каналу для напружування на бетон, а d_g – максимальний розмір заповнювача

7.5.1.5 Довжина зони анкерення напружуваної на бетон арматури визначається виходячи з наступного:

а) Довжина зони передачі, l_{pt} , на якій сила попереднього напруження (P_0) повністю передається на бетон, див 7.5.2.2;

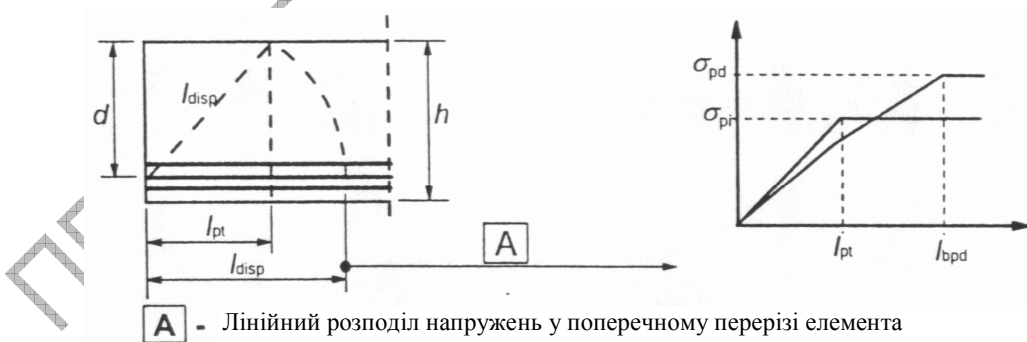


Рисунок 7.16 - Передача попереднього напруження у напружуваних елементах; характеристики довжини

б) Довжина зони розсіювання, l_{disp} , на якій напруження у бетоні поступово лінійно розсіюються по бетонному перерізу, див. 7.5.2.4;

с) Довжина зони анкерення, l_{bpd} , на якій зусилля F_{pd} у арматурі повністю сприймаються анкеренням при досягненні граничного стану, див. 7.5.3.3 і 7.5.3.4.

7.5.2 Передача попереднього напруження

7.5.2.1 При відпусканні напруженої арматури, припускається, що попереднє напруження передається на бетон через постійне напруження зчеплення f_{bpt} , коли:

$$f_{bpt} = \eta_{p1} \eta_1 f_{ctd}(t), \quad (7.15)$$

де

η_{p1} - коефіцієнт, що врахує тип арматури і умови зчеплення при відпусканні,

$\eta_{p1} = 2,7$ - для дротів періодичного профілю,

$\eta_{p1} = 3,2$ - для 3-х і 7-ми дротових канатів,

$\eta_1 = 1,0$ при «хороших» умовах зчеплення (див. рис. 77.2.),

$\eta_1 = 0,7$ для інших умов, окрім випадків, коли більше значення обґрунтовано, відповідно до умов виконання;

$f_{ctd}(t)$ - розрахункова величина опору на розтяг у момент відпускання:
 $f_{ctd}(t) = \alpha_{ct} 0,7 \cdot f_{ctm}(t) / \gamma_c$ (див. також 3.1.2.6 і 3.1.6.2 ДБН В.2.6-98).

7.5.2.2 Основна величина довжини зони передачі, визначається:

$$l_{pt} = \alpha_1 \alpha_2 \phi \sigma_{pm0} / f_{bpt}, \quad (7.16)$$

де

$\alpha_1 = 1,0$ для поступового вивільнення,

$\alpha_1 = 1,25$ для моментального вивільнення,

$\alpha_2 = 0,25$ для арматури круглого поперечного перерізу,

$\alpha_2 = 0,19$ для 3-и і 7- ми дротових канатів;

ϕ - номінальний діаметр арматури;

σ_{pm0} - напруження в арматурі відразу після вивільнення

7.5.2.3 Розрахункова величина довжини зони передачі повинна призначатись як менш сприятлива із двох значень, у залежності від розрахункової ситуації:

$$l_{pt1} = 0,8 l_{pt}, \quad (7.17)$$

або

$$l_{pt2} = 1,2 l_{pt}, \quad (7.18)$$

7.5.2.4 Можна вважати, що за межами довжини зони розсіювання напруження у бетоні мають лінійний розподіл, див рисунок 7.17:

$$l_{\text{disp}} = \sqrt{l_{\text{pt}}^2 + d^2}, \quad (7.19)$$

7.5.2.5 Альтернативний розподіл попереднього напруження можливий при відповідному підтвердженні та при відповідних змінах у довжині зони передачі.

7.5.3 Анкерення зусиль розтягу при граничному стані

7.5.3.1 Анкерення напружуваних пучків арматури необхідно перевіряти у перерізах, де напруження розтягу у бетоні перевищують $f_{\text{ctk},0.05}$. Зусилля у пучках необхідно визначати з враховуючи вплив зсуву згідно з 4.6.3.7; див. також 8.2.3. Якщо напруження розтягу у бетоні менші ніж $f_{\text{ctk},0.05}$, то перевірка анкерення не вимагається.

7.5.3.2 Міцність зчеплення при заанкерюванні у граничному стані визначається як:

$$l_{\text{bpd}} = \eta_{\text{p2}} \eta_1 f_{\text{ctd}}(t), \quad (7.20)$$

де

η_{p2} - коефіцієнт, що врахує тип пучків арматури і умови зчеплення при заанкеренні,

$\eta_{\text{p2}}=1,4$ – для дротів періодичного профілю,

$\eta_{\text{p2}}=1,2$ – для 3-х і 7-ми дротових канатів,

η_1 - визначається як у 6.5.2.

7.5.3.3 Загальна довжина зони анкерення для заанкерення пучків при напруженнях σ_{pd} становить:

$$l_{\text{bpd}} = l_{\text{pt2}} + \alpha_2 \phi (\sigma_{\text{pd}} - \sigma_{\text{pm}\infty}) / f_{\text{ctd}}, \quad (7.21)$$

де

l_{pt2} - найбільша розрахункова величина довжини зони передачі, див. 7.5.2.3.

α_2 - визначається як у 7.5.2;

σ_{pd} - напруження у пучку відповідно до зусилля, описаного у 7.5.3.1;

$\sigma_{\text{pm}\infty}$ - попереднє напруження після всіх втрат.

7.5.3.4 Напруження у пучках у зоні заанкерення показані на рисунку 7.17

7.5.3.5 У випадку змішаного - звичайного та попередньо напруженого на упори армування, несучу здатність кожного виду можна складати.

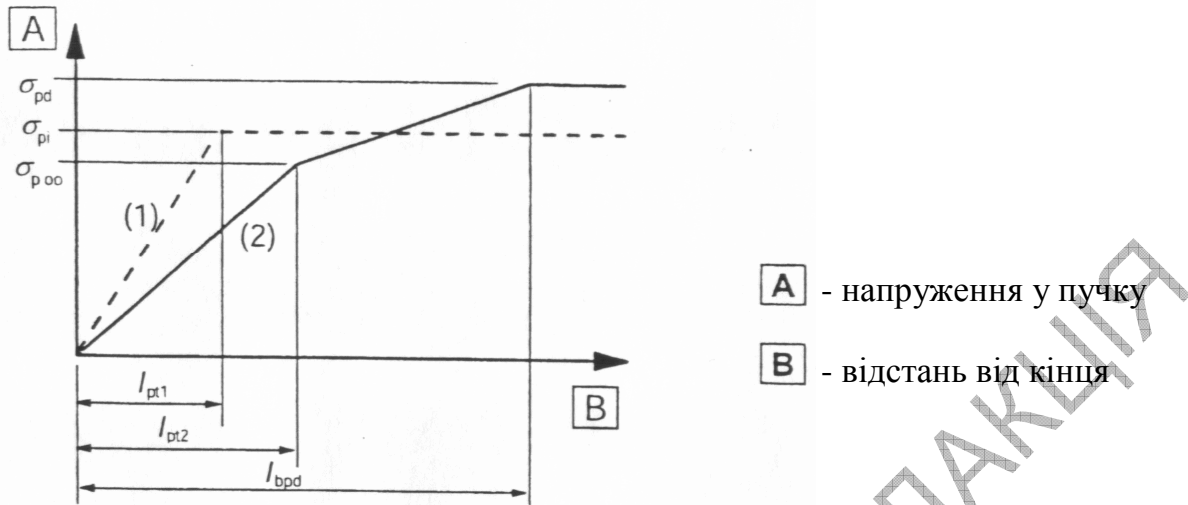


Рисунок 7.17 - Напруження у зоні заанкерення елементів, напружуваних на упори: (1) при відпусканні пучків, (2) у граничному стані

7.5.4 Зони анкерення для елементів, напружуваних на бетон.

7.5.4.1 Проектування зон заанкерення повинно здійснюватись згідно з правилами застосування, наведеними у цій статті.

7.5.4.2 Якщо зусилля попереднього напруження розглядається як зосереджена сила у зоні заанкерення, розрахунковий опір попередньо напруженої арматури повинен бути прийнятий у відповідності до 3.2.2, і повинна використовуватись найменша характеристична міцність бетону на розтяг.

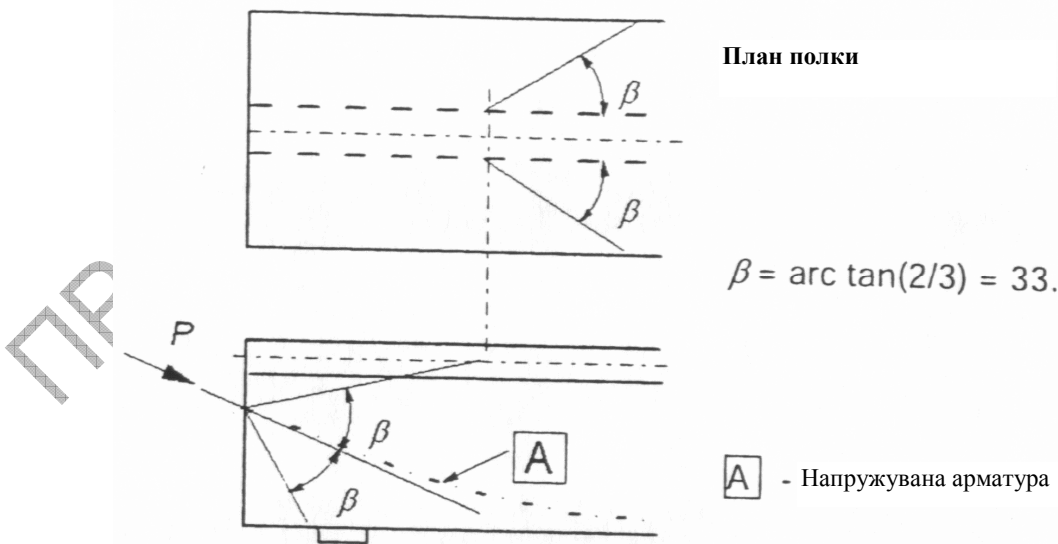


Рисунок 7.18 - Розсіювання попереднього напруження

7.5.4.3 Зусилля розтягу, спричинені зосередженими силами повинні визначатись за допомогою «стиснуто-розтягнутих» моделей, або через інше прийнятне представлення (див. 4.9). Конструювання арматури повинно здійснюватись за припущення, що зусилля в ній досягають її розрахункового опору. Якщо напруження у цій арматурі обмежені величиною 300 МПа, то перевірка на розкриття тріщин не обов'язкова.

7.5.4.4 У якості спрощення можна припускати, що зусилля попереднього напруження розсіюються під кутом розповсюдження 2β (див. рисунок 7.18), починаючи з кінця анкерного пристрою, де β можна приймати рівним $2/3$.

7.5.5 Анкери і з'єднання для попередньо напружуваної арматури

7.5.5.1 Анкери та з'єднувальні пристрої, їх застосування, повинні відповідати вимогам 8.6.2 ДБН В.2.6-98.

7.5.5.2 Обчислення місцевих впливів у бетоні та поперечної арматури повинні виконуватись у відповідності до 4.9 і 7.5.4.

7.5.5.3 Зазвичай, з'єднувальні пристрої повинні розташовуватись за межами проміжних опор.

7.5.5.4 Необхідно уникати розміщення 50 % і більше з'єднань у одному поперечному перерізі, окрім випадків, коли буде показано, що вищий процент не спричинить збільшення ризику безпеці конструкції.

ПРОЕКТ, ОСТАННЯ РЕДАКЦІЯ

8 ОСОБЛИВІ ПРАВИЛА КОНСТРУЮВАННЯ ЗВИЧАЙНИХ ТА ПОПЕРЕДНЬО-НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

8.1 Загальні положення

8.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил, разом з загальними правилами наведеними у інших розділах цих норм та розділів 8 і 9 ДБН В.2.6-98. Правила, наведені у цьому розділі, застосовуються, переважно, до залізобетонних будівель.

8.1.2 Конструювання елементів повинно супроводжуватись прийнятими узгодженими розрахунковими моделями і відповідних розрахунків.

8.1.3 Для попередження крихкого руйнування, недопустимого розкриття тріщин, а також для сприйняття зусиль, що виникають у закріпленнях, встановлюється мінімальні площі арматури.

8.2 Балки

8.2.1 Поздовжня арматура

8.2.1.1 Площа поздовжньої розтягнутої арматури для балок повинна прийматись не менш ніж $A_{s,min}$, яка визначається за формулою:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} b_t d \quad \text{але не менш ніж } 0,0013 b_t d, \quad (8.1)$$

де

b_t - середня ширина розтягнутої зони; для «Т» - подібних балок із стиснутими полками при визначенні b_t враховується тільки ширина стінки.

f_{cm} - повинна визначатись відносно відповідного класу міцності, згідно з таблицею 3.1. ДБН В.2.6.-98.

Примітка 1: Див. також 8.3 стосовно площі поздовжньої розтягнутої арматури для обмеження утворення тріщин.

8.2.1.2 Для допоміжних елементів, для яких допускається певний ризик крихкого руйнування, $A_{s,min}$ може прийматись рівною 1,2 величини площі, визначеної при перевірці за граничним станом.

8.2.1.3 Перерізи з меншим армуванням ніж $A_{s,min}$, повинні розглядатись, як неармовані.

8.2.1.4 Площа поперечного перерізу розтягнутої та стиснутої арматури для балок, як правило, не повинна перевищувати $A_{s,max} = 0,04$ за межами

напуску.

8.2.1.5 Для елементів, попередньо напружених пучками без постійного зчеплення або канатами із зовнішнім розташуванням, необхідно перевіряти, щоб гранична несуча здатність на згин була більша ніж згинальний момент тріщиноутворення. Несуча здатність, що перевищує момент тріщиноутворення в 1,15 рази є достатньою.

8.2.2 Інші аспекти конструювання

8.2.2.1 У монолітних конструкціях, навіть за припущення шарнірних опор при розрахунку, перерізи над опорами повинні розраховуватись на згинальний момент, що виникає від часткового защемлення, щонайменш рівний $\beta_1=0,15$ від максимального згинального моменту у прольоті і не менше мінімальної площі поздовжньої арматури у перерізі, визначеної згідно 8.2.1.1.

8.2.2.2 На проміжних опорах нерозрізних балок загальна площа розтягнутої арматури A_s у перерізі з полкою повинна поширюватись на робочу ширину полки (див. 5.3.2 ДБН В.2.6.-98). Частина арматури може зосереджуватись на ширині стінки (див. рисунок 8.1).

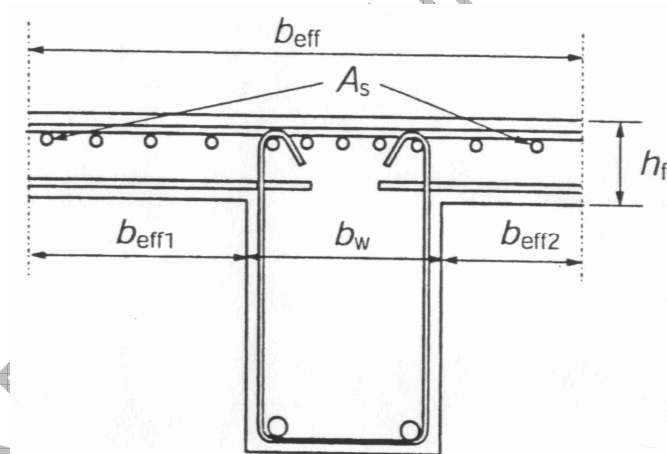


Рисунок 8.1 - Розташування розтягнутої арматури у перерізі з полками

8.2.2.3 Будь-яка поздовжня стиснута арматура (діаметром ϕ), яка враховується при визначенні несучої здатності повинна охоплюватись поперечною арматурою з кроком не більш ніж 15ϕ .

8.2.3 Обрив поздовжньої розтягнутої арматури

8.2.3.1 Для сприйняття обвідної діючих зусиль розтягу, включно із впливом похилих тріщин у стінках і полках, у всіх перерізах необхідно забезпечити відповідне армування.

8.2.3.2 Для елементів з поперечною арматурою необхідно визначати додаткове зусилля розтягу, ΔF_{td} за формулою:

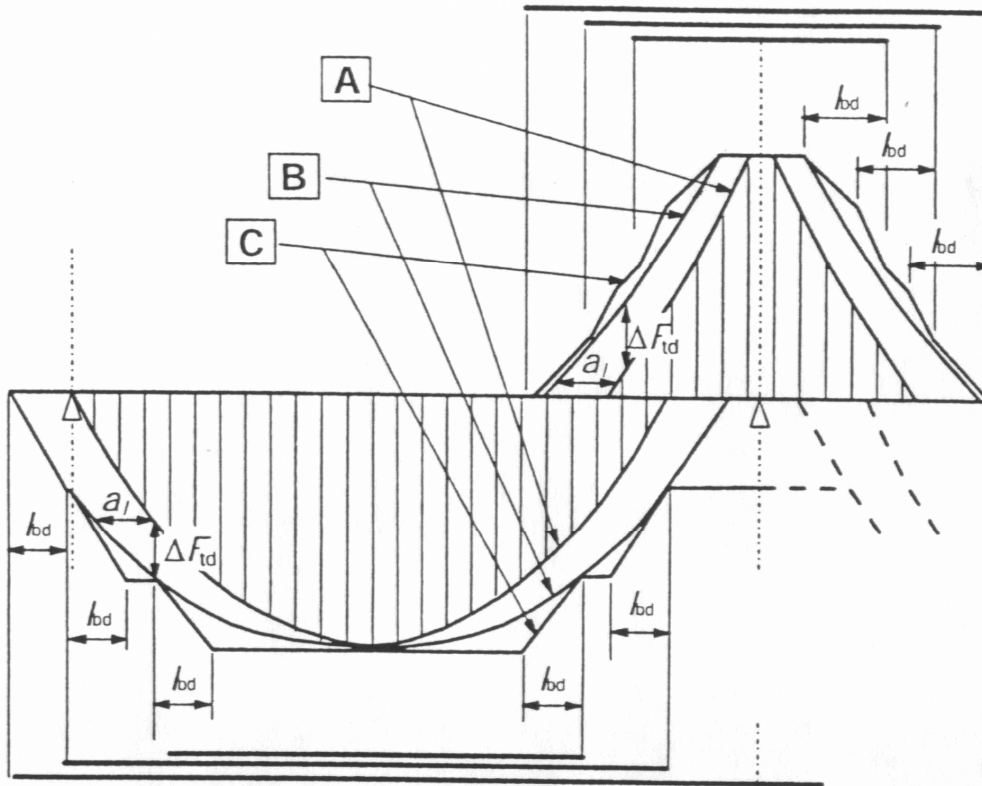
$$\Delta F_{td} = 0,5V_{Ed}(\cot \theta - \cot \alpha), \quad (8.2)$$

При цьому $(M_{Ed}/z) + \Delta F_{td}$ повинна прийматись не більше ніж $M_{Ed, \min}/z$, де $M_{Ed, \min}$ – максимальний момент по довжині балки.

8.2.3.3 Для елементів без поперечної арматури ΔF_{td} можна визначати шляхом зміщення епюри моментів M_{Ed} на відстань $a_1 = d$ (d - відстань від центру ваги нижнього шару арматури до стиснутої грані перерізу).

8.2.3.4 Додаткове зусилля розтягу показано на рисунку 8.2.

8.2.3.5 Опір стрижнів у межах довжини зони анкерення може враховуватись за припущення лінійної зміни зусиль, див. рисунок 8.2. При консервативному підході цей внесок можна не враховувати.



A - обвідна $M_{Ed}/z + N_{Ed}$ **B** - діюче зусилля розтягу F_s **C** - зусилля опору розтягу F_{Rs}

Рисунок 8.2 - Ілюстрація обриву поздовжньої арматури з урахуванням впливу похилих тріщин і опору арматури в межах довжин зон юнкерень

8.2.3.6 Довжина зони анкерення загнутого стрижня, внесок якого у опір зсуву враховується, повинна бути не меншою ніж $1,3l_{bd}$ у зоні розтягу і $0,7 l_{bd}$ у зоні стиску. Вона вимірюється від точки перетину осей загнутого стрижня та поздовжньої арматури.

8.2.4 Анкерення нижньої арматури на крайніх опорах

8.2.4.1 Площа нижньої арматури балок, доведеної до опор, приймається у розрахунку з незначним або без закріплення кінців, і повинна становити, щонайменш, $\beta_2 = 0,25$ від площі арматури, встановленої у прольоті.

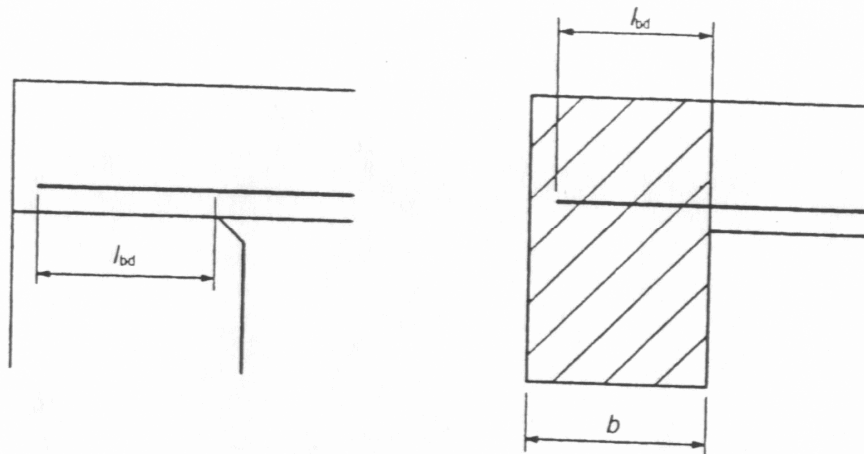
8.2.4.2 Зусилля розтягу, які повинні заанкерюватись, можна визначати згідно з 4.6.3.8. (елементи з поперечним армуванням), з урахуванням внеску осьової сили, при наявності, або відповідно до правила зміщення:

$$F_E - |V_{Ed}| \cdot a_1 / z + N_{Ed} \quad (8.3)$$

де

N_{Ed} – осьова сила, яку необхідно додавати або віднімати від зусилля розтягу; a_1 – див. 8.2.3.2.

8.2.4.3 Довжина зони заанкерення, l_{bd} – згідно з 7.2.4, заміряна від лінії контакту між балкою і опорою. Поперечний тиск може враховуватись при безпосередньому обпиранні (див. рисунок 8.3).



а) Безпосереднє обпирання: Балка обпирається на стіну або колону

б) Непряме обпирання: Балка пересікається іншою несучою балкою

Рисунок 8.3 - Анкерення нижньої арматури на крайніх опорах

8.2.5 Анкерення нижньої арматури на проміжних опорах

8.2.5.1 Застосовується площа арматури відповідно до 8.2.4.1.

8.2.5.2 Довжина зони заанкерення повинна бути не менш ніж 10ϕ (для прямих стрижнів) або не менш ніж діаметр сердечника (для крюків і загинів, при діаметрі стрижня, щонайменш 16 мм), або подвійному діаметру сердечника (для всіх інших випадків) (див. рисунок 8.4 (а)). Такі мінімальні значення, як правило, є достатніми, але більш детальне визначення можна виконати згідно з 7.2, 7.3.

8.2.5.3 Необхідність арматури для сприйняття можливих позитивних моментів (наприклад, при осіданні опор, вибуху тощо), повинна визначатись у документації до контракту. Ця арматура повинна бути нерозрізною, що досягається шляхом напуску стрижнів (див. рисунок 8.4 (b) або (c)).

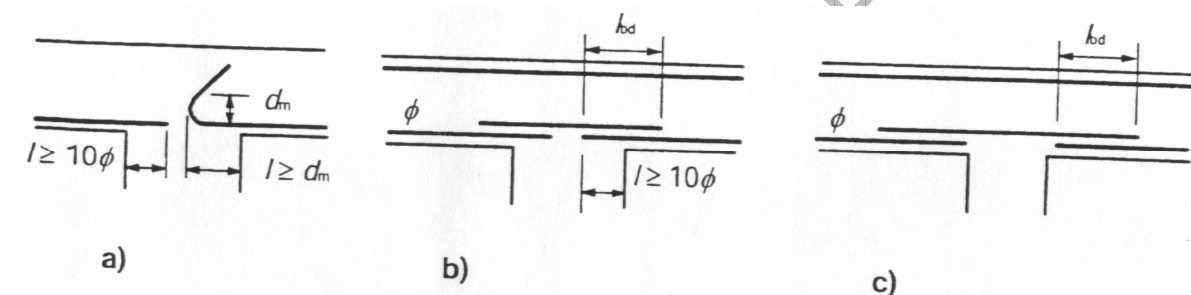


Рисунок 8.4 - Заанкерення на проміжних опорах

8.2.6 Поперечне армування

8.2.6.1 Поперечна арматура повинна формувати кут α між 45° і 90° до поздовжньої осі конструктивного елемента.

8.2.6.2 Поперечне армування може складатись із:

- хомутів, що охоплюють поздовжню розтягнуту арматуру і стиснуту зону (див. рисунок 8.5);
- загнутих стрижнів;
- сіток, каркасів тощо, які замоноличуються без з'єднання з поздовжньою арматурою, але належним чином заанкерених у зонах стиску і розтягу.

8.2.6.3 В'язі повинні належним чином заанкерюватись. З'єднання напуском по вертикалі близько до поверхні стінки дозволяється при умові, що в'язі не встановлюються за вимогами сприйняття кручення.

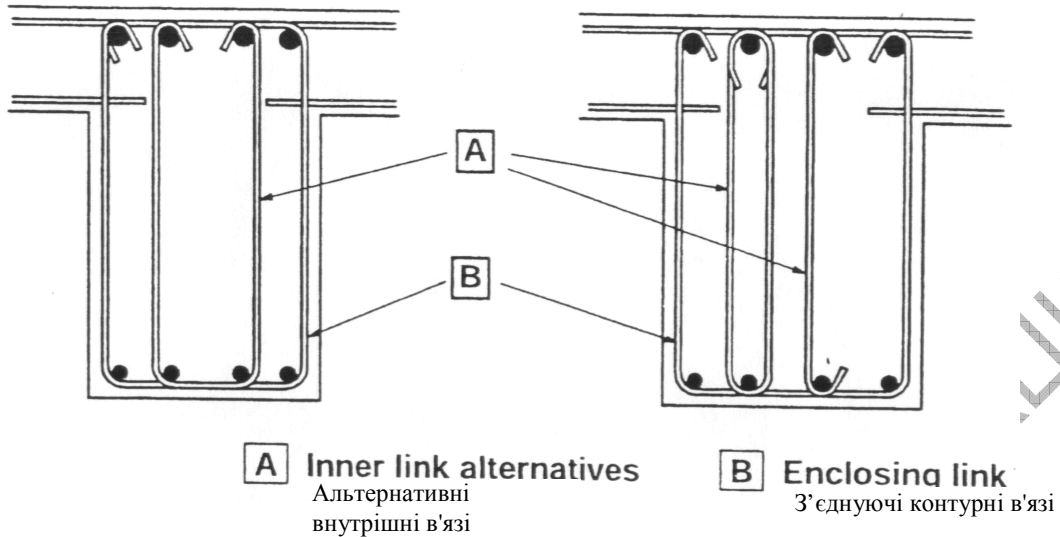


Рисунок 8.5 - Приклади поперечного армування

8.2.6.4 Як мінімум β_3 від необхідної поперечної арматури повинно встановлюватись у формі хомутів. Рекомендованою β_3 є величина 0,5.

8.2.6.5 Відсоток поперечного армування визначається за виразом (8.4):

$$\rho_w = A_{sw} / (s \cdot b_w \cdot \sin \alpha), \quad (8.4)$$

де

ρ_w - процент поперечного армування

ρ_w не повинен бути меншим ніж ρ_{wmin} ;

A_{sw} - площа поперечної арматури на довжині s ;

s - крок поперечної арматури у напрямку поздовжньої осі елемента;

b_w - ширина стінки елемента;

α - кут між поперечною арматурою і поздовжньою віссю (див. 8.2.6.1)

Рекомендована величина ρ_{wmin} визначається за виразом (8.5).

$$\rho_{w,min} = (0,08 \sqrt{f_{ck}}) / f_{yk}, \quad (8.5)$$

8.2.6.6 Максимальний поздовжній крок між елементами, що працюють на зсув, не повинен перевищувати $s_{l,max}$ визначеною за формулою (8.6):

$$s_{l,max} = 0,75d(1 + \cot \alpha), \quad (8.6)$$

де α – нахил поперечної арматури до поздовжньої осі балки

8.2.6.7 Максимальний поздовжній крок загнутих стрижнів не повинен перевищувати $s_{b,max}$:

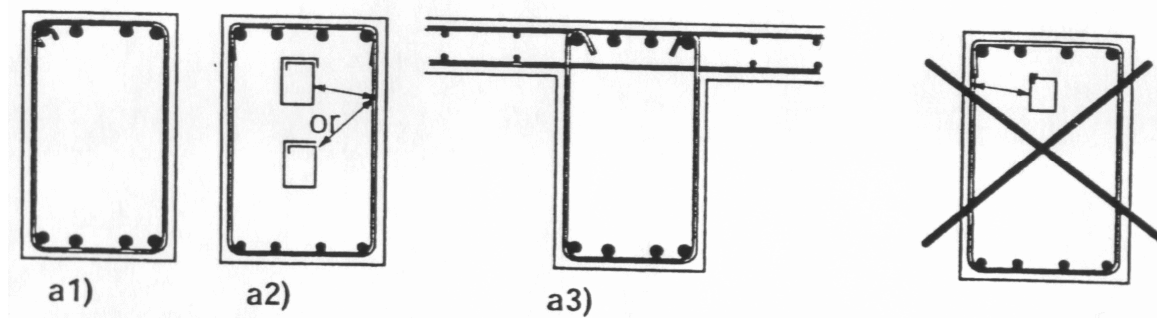
$$s_{b,max} = 0,6d(1 + \cot \alpha), \quad (8.7)$$

8.2.6.8 Поперечний крок стійок у певній кількості поперечних в'язей не повинен перевищувати $s_{t,max}$:

$$s_{t,max} = 0,75d \leq 600 \text{ мм}, \quad (8.8)$$

8.2.7 Арматура на кручення

8.2.7.1 Хомути на кручення повинні бути замкненими та заанкереними за допомогою напусків або крюків, див. рисунок 8.6, і повинні утворювати кут 90° з віссю конструктивного елемента



а) рекомендовані форми

б) форма не рекомендується

Рисунок 8.6 - Приклади форм хомутів на кручення

8.2.7.2 Положення 8.2.6.5 і 8.2.6.6, зазвичай є достатніми для забезпечення мінімально необхідних хомутів на кручення.

8.2.7.3 Поздовжній крок хомутів на кручення не повинен перевищувати $u/8$ (див. 4.7.2, рисунок 4.14, для позначень), або вимогу 8.2.6, або менший розмір поперечного перерізу балки.

8.2.7.4 Поздовжні стрижні повинні розташовуватись таким чином, щоб у кожному куті був, як мінімум, один стрижень, а інші рівномірно розподілялись вдовж внутрішнього контуру хомутів з кроком, що не перевищує 350мм.

8.2.8 Поверхнєве армування

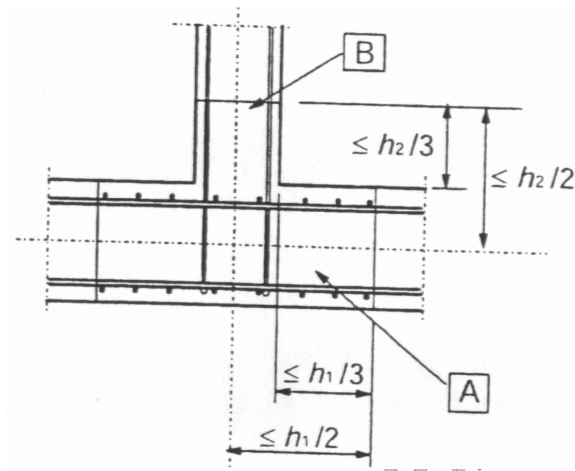
8.2.8.1 Встановлення поверхневої арматури може знадобитись для обмеження розкриття тріщин, або для забезпечення необхідного опору розколюванню захисного шару бетону.

8.2.9 Проміжні опори

8.2.9.1 При обпиранні балки на іншу балку, а не на стіну або колону, необхідно передбачати та розраховувати армування для сприйняття дії взаємної

реакції. Таке армування повинно бути додатковим до необхідного для інших дій. Це правило застосовується для плит, що не обпираються на верх балок.

8.2.9.2 Опорна арматура між двома балками повинна включати хомути, що охоплюють основну арматуру опорного елемента. Деякі із з'єднань можуть розподілятися за межі об'єму бетону, що є спільним для двох балок, (див. рисунок 8.7).



A - опорна балка висотою h_1 **B** - балка, що обпирається, висотою h_2 ($h_1 \geq h_2$)

Рисунок 8.7 - Розміщення опорної арматури у зоні перетину двох балок (вид у плані)

8.3 Суцільні (нерозрізні) плити

Цей розділ застосовується до плит, суцільних у одному або двох напрямках, у яких b і l_{eff} становлять не менш ніж $5h$ (див. 5.3.1 ДБН В.2.6-98).

8.3.1 Арматура, що працює на згин

8.3.1.1 У головних напрямках застосовуються мінімальні та максимальні відсотки армування згідно з 8.2.1.

8.3.1.2 У суцільних в одному напрямі плитах допоміжна поперечна арматура повинна становити не менш ніж 20% від кількості основної арматури. У приопорних зонах поперечна до верхніх основних стрижнів арматура не вимагається, якщо відсутні поперечні згинальні моменти.

8.3.1.3 Крок стрижнів не повинен перевищувати $s_{\text{max,slabs}}$:

- для основної арматури, $3h \leq 400$ мм, де h - загальна товщина плити;

- для додаткової арматури, $3h \leq 450$ мм;

У зонах зосереджених навантажень або максимальних моментів рекомендуються наступні величини:

- для основної арматури, $2h \leq 250$ мм;
- для додаткової арматури, $3h \leq 400$ мм;

8.3.1.4 Також застосовуються правила, наведені у 8.2.3.1...8.2.3.3, 8.2.4.1...8.2.4.3 та 8.2.5, але при $a_i=d$.

8.3.1.5 У шарнірно обпертих плитах половина визначеної для прольоту арматури повинна продовжуватись аж до опори і заанкерюватись у ній згідно з 7.2.3.

Обривання і заанкерення арматури виконується відповідно до 8.2.3, 8.2.4 і 8.2.5.

8.3.1.6 При наявності часткового защемлення вдовж грані плити, але не врахуванні його у розрахунку, верхня арматура повинна розраховуватись на сприйняття, щонайменш, 25% максимального моменту у прилеглому прольоті. Ця арматура повинна продовжуватись на відстань не менш ніж 0,2 від величини прилеглого прольоту, що виміряного від грані опори. Вона повинна бути нерозривною на проміжних опорах і заанкерюватись на крайніх опорах. На крайній опорі, величину моменту, який повинен сприйматись, можна зменшити до 15% від максимального у прилеглому прольоті.

8.3.1.7 Вдовж вільних (без обпирання) граней плита, як правило, повинна мати поздовжнє і поперечне армування, в основному розміщене, як показано на рисунку 8.8.

8.3.1.8 Звичайне армування плит може працювати у якості арматури граней.

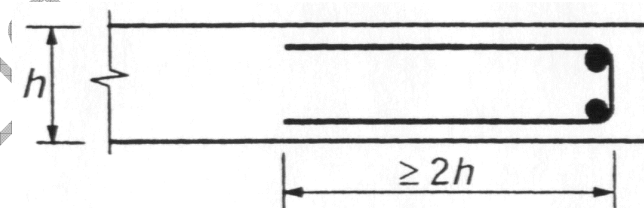


Рисунок 8.8 - Армуння грані плити

8.3.2 Поперечне армування

8.3.2.1 Плита, у якій передбачається поперечне армування повинна мати товщину, щонайменш, 200 мм

8.3.2.2 При конструюванні поперечної арматури застосовується визначення мінімальної величини і відсотка армування за 8.2.6 якщо нижченаведене не змінює ці положення.

8.3.2.3 У плитах, якщо $|V_{Ed}| \leq 1/3 V_{Rd,max}$, (див. 4.6), поперечна арматура може повністю складатись із загнутих стрижнів або виробів для поперечного армування (каркасів).

8.3.2.4 Максимальний крок у поздовжньому напрямі слідуючи один за одним хомутів становить:

$$s_{max} = 0,75d(1+cot\alpha), \quad (8.9)$$

де α - нахил поперечної арматури.

Максимальний крок у поздовжньому напрямі загнутих стрижнів становить:

$$s_{max} = d \quad (8.10)$$

8.3.2.5 Максимальний крок поперечної арматури не повинен перевищувати $1,5d$.

8.4 Плоскі плити (безбалкові)

8.4.1 Плити біля середніх колон

8.4.1.1 Розміщення арматури у плитах плоскої конструкції повинно відображати характер роботи в умовах експлуатації. Як правило, це призводить до концентрації арматури навколо колон.

8.4.1.2 Біля середніх колон, якщо не виконується точна перевірка за граничними станами другої групи, верхня арматура площею $0,5 A_t$ повинна розташовуватись на ширині, рівній $0,125$ від сумарної ширини плити, або сторони колони. A_t виражає площу арматури, яка необхідна для сприйняття повного негативного моменту, як сумарного з двох половин прольоту плит по обидві сторони колони.

8.4.1.3 Біля середніх колон нижню арматуру (≥ 2 стрижнів) необхідно встановлювати у кожному ортогональному напрямку і ця арматура повинна проходити через колону.

8.4.2 Плити біля крайніх і кутових колон

Арматура, перпендикулярна до відкритої грані, необхідна для передачі згинальних моментів від плити на крайню або кутову колону, і повинна розміщуватись в межах робочої ширини b_e , показаної на рисунку 8,9.

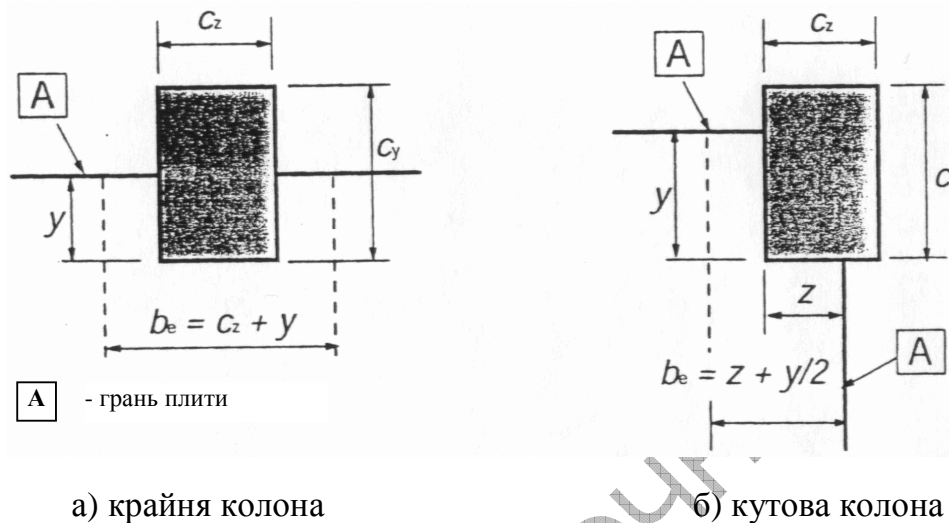


Рисунок 8.9 - Робоча ширина b_e плоскої плити

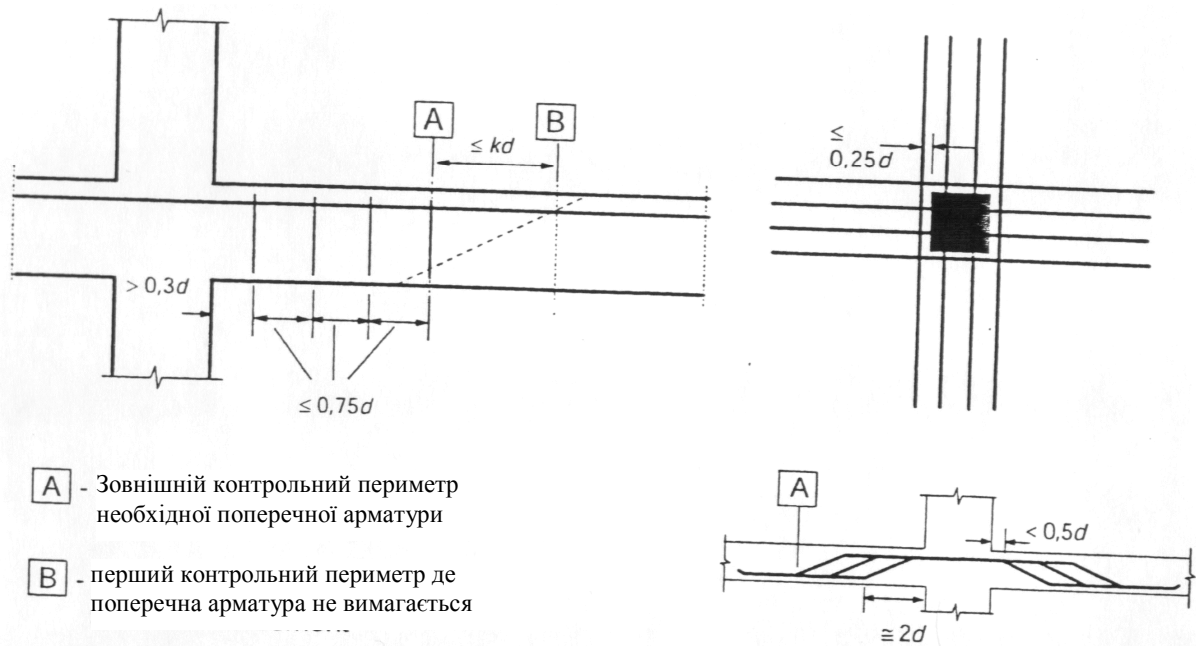
Примітка: У випадку а) (рис. 7.9) y може бути $>c_y$, а у випадку б) (рис. 7.9) z може бути $>c_z$, а y може бути $>c_y$. Де y – відстань від грані плити до найбільш віддаленої внутрішньої грані колони.

8.4.3 Поперечне армування на продавлювання

8.4.3.1 Якщо необхідно встановлювати поперечну арматуру на продавлювання (див. 4.8), вона повинна розміщуватись між площею навантаження колони і kd всередині контрольного периметру, з якого поперечна арматура вже не вимагається. Арматура повинна встановлюватись, щонайменш по двох периметрах, у вигляді вертикальних елементів (хомутів) (див. рисунок 8.10). Крок з'єднувальних хомутів між периметрами не повинен перевищувати $0,75d$.

Крок хомутів по периметру не повинен перевищувати $1,5d$ у першому контрольному периметрі ($2d$ від площі навантаження), і $2d$ - для периметрів за межами першого контрольного периметру, якщо припускається, що та частина периметру вносить вклад у несучу здатність на зсув (див. рисунок 4.25).

Для відігнутих вниз стрижнів, як показано на рисунку 8.10), один периметр з'єднувальних елементів (хомутів) може вважатись достатнім.



а) крок з'єднувальних хомутів б) крок відігнутих стрижнів

Рисунок 8.10 - Поперечне армування на продавлювання

8.4.3.2 Якщо вимагається поперечне армування, то площа хомутів (або їх еквівалент) $A_{sw,min}$, визначається за виразом (8.11).

$$A_{sw,min} = (1,5 \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) / (s_r \cdot s_t) \geq 0,08 \cdot \sqrt{(f_{ck}) / f_{yk}} , \quad (8.11)$$

де

α - кут між поперечною арматурою і основною арматурою (наприклад, для вертикальних хомутів $\alpha = 90^\circ$, а $\sin\alpha = 1$);

s_r - крок хомутів у радіальному напрямі;

s_t - крок хомутів у тангенціальному напрямі;

f_{ck} - у МПа.

У розрахунку можуть враховуватись тільки ті вертикальні компоненти попередньо напруженої арматури, які проходять на відстані $0,5d$ від колони.

8.4.3.3 Відігнуті стрижні, що проходять через площу навантаження або на відстані, що не перевищує $0,25d$ від цієї площі, можуть використовуватись як поперечна арматура на продавлювання (див. рисунок 9.10 б), зверху).

8.4.3.4 Відстань між гранню колони, або контуром площі навантаження, та найближчою поперечною арматурою, що враховується при розрахунку, не повинна перевищувати $d/2$. Ця відстань повинна вимірюватись на рівні

розтягнутої арматури. Якщо передбачається тільки один контур відігнутих стрижнів, їх нахил можна зменшувати до 30° .

8.5 Колони

8.5.1 Загальні положення

8.5.1.1 Цей розділ відноситься до колон у яких більший розмір h не перевищує більш ніж у 4 рази менший розмір b .

8.5.1.2 Поздовжні стрижні повинні бути діаметром не менш ніж $\varnothing_{\min} = 8$ мм.

8.5.1.3 Загальна кількість поздовжньої арматури повинна бути не менш ніж $A_{s,\min}$:

$$A_{s,\min} = \frac{0,10N_{Ed}}{f_{yd}} \text{ або } 0,002 A_c - \text{яка з величин більша,} \quad (8.12)$$

де

f_{yd} - границя текучості арматури
 N_{Ed} - розрахункова осьова сила стиску.

8.5.1.4 Площа поперечного перерізу поздовжньої арматури не повинна перевищувати $A_{s,\max}$. Величину $A_{s,\max}$ рекомендується приймати рівною $0,04 A_c$ за межами напусків, якщо тільки не показано, що цілісність бетону не порушується, і що повний опір досягається у граничному стані. Ця границя повинна підвищуватись до $0,08 A_c$ в напусках.

8.5.1.5 Для колон полігонального поперечного перерізу, як мінімум один стрижень повинен розміщуватись у кожному куті. Кількість поздовжніх стрижнів у круглій колоні повинна бути не менш ніж чотири.

8.5.3 Поперечне армування

8.5.3.1 Діаметр поперечної арматури (хомутів, петель або спіральної арматури) повинен бути не менш ніж 6 мм, або чверть від максимального діаметру поздовжніх стрижнів, залежно, яка із величин більша. Діаметр дротів зварних сіток для поперечного армування повинен бути не менш ніж 5 мм.

8.5.3.2 Поперечна арматура повинна заанкерюватись відповідним чином.

8.5.3.3 Крок поперечної арматури вдовж колони не повинен перевищувати $s_{cl,\max}$. Величину $s_{cl,\max}$ рекомендується приймати найменшу величину із наступних трьох відстаней:

- 20 кратний мінімальний діаметр поздовжньої арматури;
- найменший розмір колони;

- 400 мм.

8.5.3.4 Максимальний крок визначений за 8.5.3.3 необхідно зменшувати застосуванням коефіцієнта 0,6:

- у перерізах, розташованих на відстані, що дорівнює більшому розміру перерізу колони, вище або нижче балки чи плити;
- біля з'єднань напуском, якщо максимальний діаметр поздовжніх стрижнів більший ніж 14 мм. Необхідно встановлювати мінімум три рівномірно розміщених стрижні.

8.5.3.5 Якщо напрям поздовжніх стрижнів змінюється (наприклад, при зміні розміру колони), крок поперечної арматури необхідно визначати з урахуванням бокових зусиль, що виникають. Ці впливи можна не враховувати, якщо зміна напрямку менша або дорівнює 1/12.

8.5.3.6 Кожний поздовжній стрижень або пучок, що розташований у куті, повинен утримуватись поперечною арматурою. Ні один із стрижнів у межах стиснутої зони не повинен бути далі ніж 150 мм від стрижня, який закріплюється.

8.6 Стіни

8.6.1 Загальні положення

Ця стаття поширюється на залізобетонні стіни із співвідношенням довжини до товщини 4 або більше, і в яких арматура враховується при розрахунку несучої здатності. Кількість і належне конструювання арматури можна отримувати за допомогою «стиснуто-розтягнутих» моделей (див. 4.9). Для стін, що переважно зазнають згину із площини застосовуються правила, як для плит (див. 8.3).

8.6.2 Вертикальне армування

8.6.2.1 Площу вертикальної арматури необхідно призначати між $A_{s,vmin} = 0,002 A_c$ і $A_{s,vmax} = 0,04 A_c$

8.6.2.2 Якщо мінімальна площа арматури, $A_{s,vmin}$, є контрольною при розрахунку, то половина цієї площі повинна розміщуватись на кожній грані.

8.6.2.3 Відстань між двома прилеглими вертикальними стрижнями не повинна перевищувати більш ніж у 3 рази товщину стіни або 400 мм, у залежності, яка із величин менша.

8.6.3 Горизонтальне армування

8.6.3.1 Горизонтальна арматура, що проходить паралельно граням стіни (і вільним граням) повинна встановлюватись на кожній грані. Вона повинна бути не менш ніж $A_{s,hmin}$. Рекомендується приймати величину $A_{s,hmin}$ або 25% від вертикальної арматури, або $0,001 A_c$, у залежності, яка із величин більша.

8.6.3.2 Відстань між двома прилеглими горизонтальними стрижнями не повинна бути більш ніж 400 мм.

8.6.4 Поперечне армування

8.6.4.1 У будь-якій частині стіни, де загальна площа вертикальної арматури на двох гранях перевищує $0,02 A_c$, необхідно передбачати поперечну арматуру у вигляді хомутів, відповідно до вимог для колон (див. 8.5.3). Більший розмір, що згадується у 8.5.3.4, не потрібно приймати більшим ніж чотириохратною товщини стіни.

8.6.4.2 Якщо основна арматура встановлюється близько до грані стіни, поперечну арматуру також необхідно передбачати у вигляді хомутів у кількості, щонайменш, чотириох хомутів на 1 м^2 площі стіни.

Примітка: Поперечну арматуру не потрібно передбачати у разі, якщо використовуються зварні сітки із дроту і стрижнів діаметром $\varnothing \leq 16$ мм та захисному шарі бетону більш ніж $2\varnothing$.

8.7 Балки-стілки

8.7.1 Балки-стілки (визначення див. 5.3.1.3 ДБН В.2.6-98) необхідно, зазвичай, армувати ортогональною арматурною сіткою біля кожної грані, при мінімумі армування $A_{s,dbmin}$. Величину $A_{s,dbmin}$ рекомендується приймати рівною 0,1 % , але не менш ніж $150\text{ мм}^2/\text{м}$ на кожній грані та в кожному напрямі.

8.7.2 Відстань між двома прилеглими стрижнями сітки не повинна перевищувати менше значення із подвійної товщини балки-стілки або 300 мм.

8.7.3 Арматура, що відповідає «умовному розтягнутому елементу» у розрахунковій моделі, повинна повністю заанкерюватись для рівноваги у вузлі, див. 4.9.3, застосуванням загинання стрижнів, використанням «U»-подібних петель або анкерних пристроїв, окрім випадків, коли забезпечується належна довжина між вузлом та кінцем балки, яка дозволяє використати довжину зони анкерення, l_{bd} .

8.8 Фундаменти

8.8.1 Пальові ростверки

8.8.1.1 Відстань від зовнішньої грані палі до грані пальового ростверку повинна бути такою, щоб зусилля розтягу «умовних елементів» належним чином заанкерювались у ростверку. Необхідно враховувати очікуване відхилення паль на майданчику.

8.8.1.2 У відповідних випадках, арматуру пальового ростверку необхідно визначати із застосуванням методу «стиснуто-розтягнутих елементів» або як зігнутих елементів.

8.8.1.3 Основна розтягнута арматура, що сприймає впливи від дій повинна концентруватись у напружених зонах між оголовками паль. Необхідно дотримуватись вимог щодо мінімального діаметру стрижня $\phi_{\min}=8$ мм. Якщо площа цієї арматури, щонайменш, дорівнює мінімальній, то рівномірно розподілені стрижні вдовж нижньої грані елемента можна не встановлювати. Також можна не армувати верхні ділянки елемента, якщо немає ризику виникнення розтягу у цих частинах елемента.

8.8.1.4 Для заанкерення розтягнутої арматури можна застосовувати приварені поперечні стрижні. У цьому випадку поперечний стрижень може розглядатись як частина поперечної арматури у зоні заанкерення арматурного стрижня, що розглядається

8.8.1.5 Припускається приймати, що стиск, спричинений опорною реакцією від палі, розподіляється під кутами 45° від грані палі (див. рисунок 8.11). При розрахунку довжини зони заанкерення цей стиск можна враховувати.

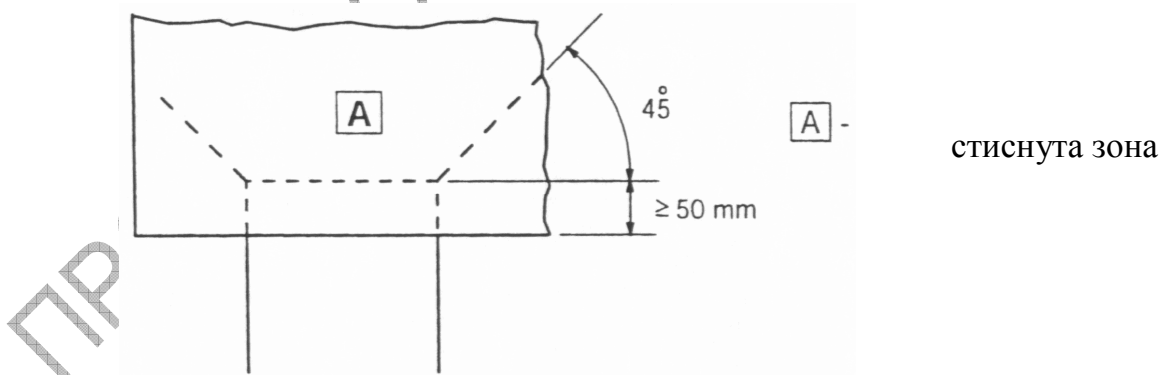


Рисунок 8.11 - Стиснута зона, що підвищує несучу здатність заанкерення

8.8.2 Фундаменти колон і стін

8.8.2.1 Основна арматура повинна заанкерюватись згідно з вимогами 7.2.

Необхідно забезпечувати мінімальний діаметр стрижня, \varnothing_{\min} . Для фундаментів може застосовуватись розрахункова модель, показана у 8.8.2.2.

8.8.2.2 Основна арматура круглих фундаментів може бути ортогональною і зосереджуватись у середині фундаменту на ширині $50 \% \pm 10 \%$ діаметра фундаменту, див. рисунок 8.12. У цьому випадку неармована частина елемента повинна розглядатись як звичайний бетон для цілей проектування.

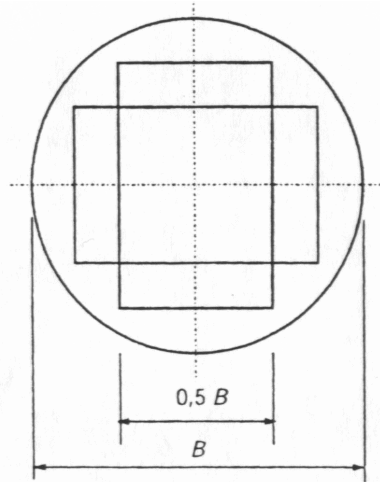


Рисунок 8.12- Ортогональна арматура у круглому фундаменті на основі

8.8.2.3 Якщо дії викликають розтяг у верхній грані фундаменту, то необхідно перевірити результуючі напруження розтягу та передбачити необхідне армування.

8.8.2.4 Зусилля розтягу в арматурі визначається з умов рівноваги, з урахуванням похилих тріщин, див рисунок 8.13. Зусилля розтягу F_s на відстані x повинно заанкерюватись у бетоні в межах такої ж відстані x від грані фундаменту.

8.8.2.5 Сила розтягу, яка повинна заанкерюватись, визначається за виразом:

$$F_s = R \cdot z_e / z_i, \quad (8.13)$$

де

R - результуюча тиску ґрунту в межах відстані x ;

z_e - зовнішнє плече пари, тобто відстань між R і вертикальною силою

N_{Ed} ;

N_{Ed} - Вертикальна сила, що відповідає загальному тиску ґрунту між перерізами А і В;

z_i - плече внутрішньої пари, тобто відстань між арматурою горизонтальним зусиллям F_s ;

F_c - Зусилля стиску, що відповідає максимальному зусиллю розтягу, $F_{s,max}$.

7.8.2.6 Плечі пар z_e і z_i можуть визначатись відносно необхідних стиснутих зон для N_{Ed} і F_c , відповідно. Для спрощення z_e можна визначати за припущення $e = 0,15b$, див. рисунок 8.13, а z_i можна приймати рівним $0,9d$.

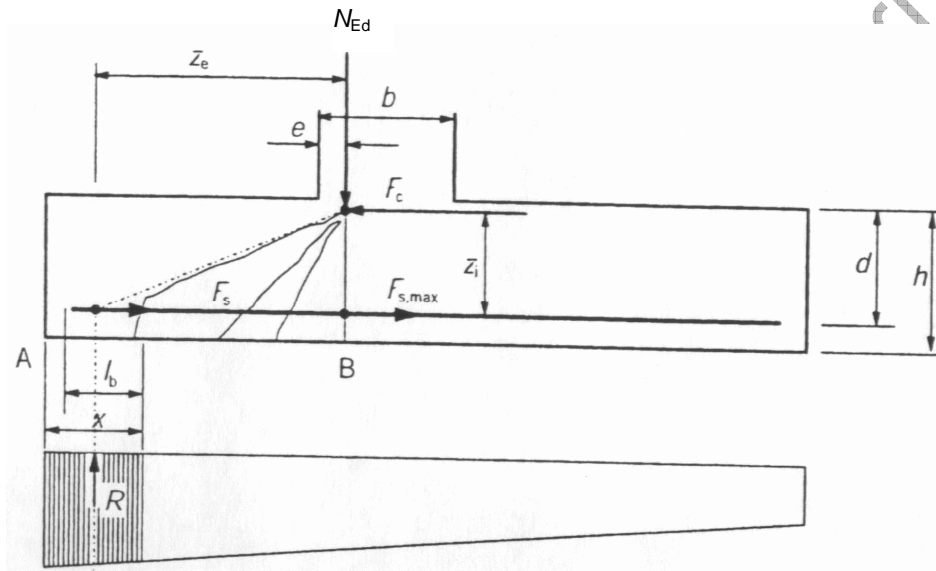


Рисунок 8.13 - Модель сили розтягу з урахуванням похилих тріщин

8.8.2.7 Можлива зона заанкерення для прямих стрижнів на рисунку 8.13 позначена як l_b . Якщо ця довжина недостатня для заанкерення F_s , стрижні можуть загинатись для збільшення довжини або забезпечуватись анкерними пристроями на кінцях.

8.8.2.8 Для прямих стрижнів без анкерення на кінцях мінімальне значення x є найбільш критичним. Для спрощення можна приймати $x_{min} = h/2$. Для інших типів заанкерення, вище значення x може бути більш критичним.

8.8.3 Розподільні фундаментні балки

8.8.3.1 Розподільні балки можуть застосовуватись для запобігання навантаженню фундаментів з ексцентриситетом. Балки необхідно розраховувати на сприйняття результуючих згинальних моментів і поперечних сил. Необхідно дотримуватись мінімально допустимого діаметру стрижня $\phi_{min} = 8$ мм для арматури, яка сприймає згинальні моменти.

8.8.3.2 Розподільні балки також повинні розраховуватись на мінімальне навантаження q_1 , що діє вниз, якщо дія обладнання для ущільнення може впливати на розподільчі балки. Величину q_1 рекомендується приймати рівною 10 кН/м.

8.8.4 Фундаменти колон на скальних ґрунтах

8.8.4.1 Потрібно забезпечувати відповідне поперечне армування для сприйняття зусиль розколювання у фундаментах, якщо тиск ґрунту у граничному стані перевищує $q_2 = 5$ МПа. Ця арматура може розподілятися рівномірно у напрямку зусилля розколювання на висоту h (див. рисунок 8.14). Необхідно дотримуватись мінімального діаметру стрижня $\phi_{\text{min}} = 8$ мм.

8.8.4.2 Зусилля розколювання F_s можна визначати за наведеною формулою (див. рисунок 8.14):

$$F_s = 0,25 (1-c/h) N_{\text{Ed}}, \quad (8.14)$$

де h - менша з величин b і H .

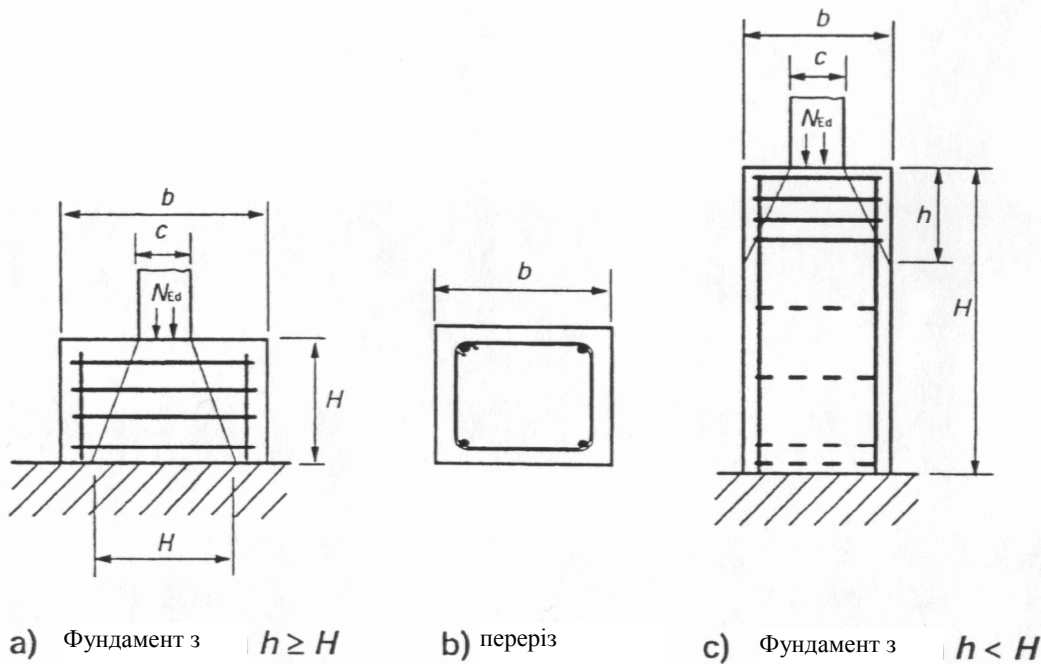


Рисунок 8.14 - Арматура для зусилля розколювання для фундаментів на скальних ґрунтах

8.8.5 Буро-набивні палі

8.8.5.1 Нижченаведені статті відносяться до армованих буро-набивних паль. Для неармованих буро-набивних паль див розділ 9.

8.8.5.2 Для забезпечення вільного протікання бетону навколо арматури, в першу чергу, важливо щоб арматура, арматурні сітки та будь-які закладні вироби конструювались так, щоб не створювались перешкоди для протікання бетону.

8.8.5.3 Буро-набивні палі діаметром, що не перевищує h_1 повинні забезпечуватись мінімальною поздовжньою арматурою площею $A_{s,bpmin}$.

Величини h_1 і $A_{s,bpmin}$ рекомендуються приймати рівними: $h_1 = 600$ мм, а $A_{s,bpmin}$ наведено у таблиці 8.6. Ця арматура повинна розподілятися вдовж периметру перерізу.

Таблиця 8.6 - Рекомендована мінімальна площа поздовжньої арматури у буро-набивних палях

Поперечний переріз палі, A_c	Мінімальна площа поздовжньої арматури, $A_{s,bpmin}$
$A_c \leq 0,5 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,005 \cdot A_c$
$0,5 \text{ м}^2 < A_c \leq 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,25 \text{ см}^2$
$A_c > 1,0 \text{ м}^2$	$A_s \geq 0,0025 \cdot A_c$

Мінімальний діаметр поздовжніх стрижнів повинен становити не менш ніж 16 мм. Палі повинні мати щонайменш 6 поздовжніх стрижнів. Відстань у чистоті між стрижнями не повинна перевищувати 200 мм вдовж периметру палі.

8.8.5.4 Конструювання поздовжньої і поперечної арматури у буро-набивних палях наводиться в відповідному нормативному документі.

8.9 Системи в'язей

8.9.1 Загальні положення

Вимоги, щодо в'язей наведено в 9.3 ДБН В.2.6-98.

8.9.2 Підбір в'язей

8.9.2.1 В'язі призначаються як мінімальне, а не як додаткове армування до необхідного за конструктивним розрахунком.

8.9.2.2 У рівні кожного перекриття і покриття необхідно забезпечувати належним чином нерозривні крайні в'язі в межах 1,2 м від краю. В'язь може включати арматуру, що використовується як частина внутрішньої в'язі.

8.9.2.3 Крайня в'язь повинна бути здатною сприймати зусилля розтягу:

$$F_{\text{tie,per}} = l_i \cdot q_1 \leq q_2, \quad (8.15)$$

де

$F_{\text{tie,per}}$ - зусилля у в'язі (тут: розтяг);

l_i - довжина крайнього прольоту

Величини q_1 і q_2 рекомендуються приймати: $q_1 = 10$ кН/м а $q_2 = 70$ кН.

8.9.2.4 Споруди з внутрішніми краями (наприклад, атріуми, внутрішні двори тощо) повинні забезпечуватись крайніми в'язями таким же способом, як і зовнішні краї, які повинні повністю заанкерюватись.

8.9.2.5 Ці в'язі повинні бути у рівні кожного перекриття і покриття у двох напрямках приблизно під прямими кутами. Вони повинні бути фактично нерозривними по всій своїй довжині та заанкерюватись до крайніх в'язей на кожному кінці, за винятком продовження у якості горизонтальних в'язей до колон або стін.

8.9.2.6 Внутрішні в'язі можуть частково або повністю розподілятись рівномірно у плитах або групуватись у балках, стінах або інших відповідних місцях. У стінах вони повинні бути в межах 0,5 м від верху або низу плит перекриттів, див рисунок 8.15.

8.9.2.7 У кожному напрямі внутрішні в'язі повинні сприймати розрахункову величину зусилля розтягу $F_{\text{tie,int}} = 20$ кН/м (кН на метр довжини).

8.9.2.8 У перекриттях без стяжок де в'язі не можуть розподілятись в напрямку довжини прольоту, поперечні в'язі можуть групуватись вдовж осей балок. У цьому випадку мінімальне зусилля у напрямі внутрішньої осі балки становить:

$$F_{\text{tie}} = q_3 (l_1 + l_2) / 2 \leq q_4, \quad (8.16)$$

де

l_1, l_2 - довжини прольотів (у м) плит перекриття або у сторону балки (див. рисунок 8.15).

Величини q_3 і q_4 рекомендується приймати: $q_3 = 20$ кН/м а $q_4 = 70$ кН.

8.9.2.9 Внутрішні в'язі повинні з'єднуватись з крайніми в'язями таким чином, щоб забезпечувалась передача зусиль.

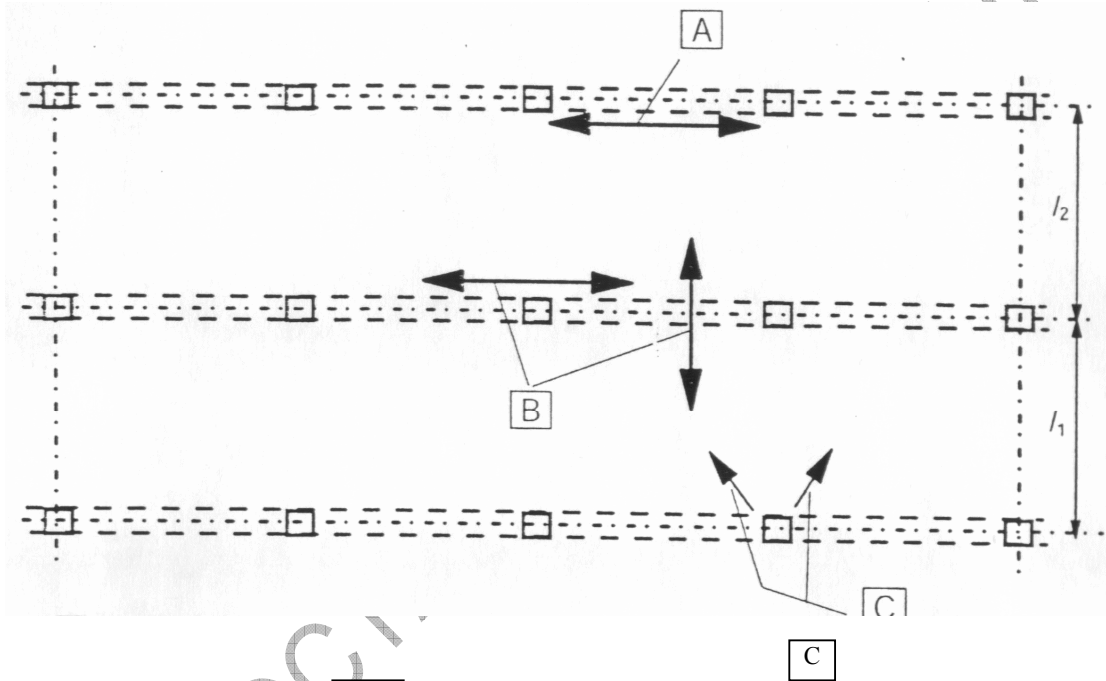
8.9.2.10 Крайні колони і стіни повинні розв'язуватись горизонтально до споруди у рівні кожного перекриття і покриття.

8.9.2.11 В'язі повинні сприймати зусилля розтягу $f_{\text{tie,fac}}$ на метр фасаду. Для колон достатнє зусилля до $F_{\text{tie,col}}$. Величини $f_{\text{tie,fac}}$ і $F_{\text{tie,col}}$ рекомендуються приймати: $f_{\text{tie,fac}} = 20$ кН/м, а $F_{\text{tie,col}} = 150$ кН.

8.9.2.12 Кутові колони повинні розв'язуватись у двох напрямках. У цьому

випадку сталь, що забезпечується для крайніх в'язей, може використовуватись як горизонтальна в'язь.

8.9.2.13 У панельних будівлях висотою 5 і більше поверхів необхідно забезпечувати вертикальні в'язі у колонах і/або стінах для обмеження пошкоджень перекриття у разі аварійного руйнування розташованої нижче колони або стіни. Ці в'язі повинні формувати частину прольотної системи для перекривання ушкодженої зони.



A - крайня в'язь колони або стіни **B** - середні в'язі **C** - горизонтальні в'язі

Рисунок 8.15 - В'язі для аварійних дій

8.9.2.14 Зазвичай, нерозривні вертикальні в'язі повинні забезпечуватись від найнижчого до найвищого рівня, бути здатними сприймати навантаження від проектної аварії на перекриття над зруйнованою колоною/стіною. Інші рішення, наприклад, на основі роботи діафрагми із уцілілих стін і/або дисків перекриттів, можуть застосовуватись якщо можна підтвердити статичну рівновагу і відповідну деформативність.

8.9.2.15 Якщо колона або стіна опирається на своїй найнижчій відмітці на елемент відмінний від фундаменту (наприклад, балку або плиту) аварійну втрату цього елемента необхідно враховувати при розрахунку і забезпечувати прийнятний альтернативний розподіл навантаження.

8.9.3 Нерозривність і заанкерення в'язей

8.9.3.1 В'язі у двох горизонтальних напрямках повинні бути належним чином нерозривні та заанкерені вдовж периметру споруди.

8.9.3.2 В'язі можуть повністю забезпечуватись у монолітному бетоні або з'єднаннями збірних елементів. Якщо в'язі розриваються у одній площині, то необхідно враховувати впливи згинів, що виникають внаслідок ексцентриситетів.

8.9.3.3 В'язі, зазвичай, не повинні з'єднуватись напуском у вузьких швах між збірними елементами. У таких випадках необхідно застосовувати механічні анкери.

9 КОНСТРУКЦІЇ З НЕАРМОВАНОГО І МАЛОАРМОВАНОГО БЕТОНУ

9.1 Загальні положення

9.1.1 Вимоги стосовно надійності та придатності до експлуатації для неармованого бетону або з арматурою менш ніж мінімально необхідна для залізобетону задовольняються дотриманням наведених у цьому розділі правил, разом з загальними правилами наведеними у інших розділах цих норм та розділу 12 ДБН В.2.6-98.

9.1.2 Правила цього розділу застосовуються до елементів, для яких впливом динамічних дій можна знехтувати. Прикладами таких елементів можуть слугувати:

- елементи, що переважно зазнають впливу, стиску, окрім попереднього напруження, наприклад, стіни, колони, арки, склепіння та тунелі;
- стрічкові та окремі фундаменти;
- підпірні стіни;
- палі діаметром ≥ 600 мм та якщо $N_{Ed}/A_c \leq 0,3f_{ck}$.

9.1.3 Елементи з важкого бетону не виключають застосування положень стосовно необхідної сталеної арматури для дотримання вимог придатності до експлуатації і/або довговічності, так і армування певних частин елементів. Цю арматуру можна враховувати при перевірці локальних граничних станів за першою та другою групам.

9.2 Матеріали

9.2.1 Бетон: додаткові розрахункові припущення

9.2.1.1 Внаслідок нижчих характеристик податливості важкого бетону

величини $\alpha_{cc,pl}$ і $\alpha_{ct,pl}$ можна приймати меншими ніж α_{cc} і α_{ct} для залізобетону і рівними: 0,8.

9.2.1.2 У разі врахування напружень розтягу при визначенні розрахункового опору (див. 3.1.5 ДБН В.2.6-98) елементів з важкого бетону, епюру «напруження-деформації» можна продовжити аж до розрахункової міцності на розтяг за допомогою виразу (3.1.6.2 ДБН В.2.6-98) або за лінійною залежністю.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0,05} / \gamma_C \quad (9.1)$$

9.3 Спрощений метод розрахунку стін та колон

9.3.1 За відсутності більш точного підходу розрахунковий опір відносно критичної поздовжньої сили для гнучкої стіни або колони зі звичайного бетону можна визначати як:

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \Phi, \quad (9.2)$$

де

N_{Rd} - несуча здатність за осьюовою силою;
 b - загальна ширина поперечного перерізу;
 h_w - загальна висота поперечного перерізу;
 Φ - коефіцієнт, що враховує ексцентриситет, з урахуванням неточностей і дефектів та впливів повзучості

Для елементів із в'язями, коефіцієнт Φ можна приймати як:

$$\Phi = (1,14 \cdot (1 - 2e_{tot}/h_w) - 0,02 \cdot l_0/h_w) \leq (1 - e_{tot}/h_w), \quad (9.3)$$

де

$$e_{tot} = e_0 + e_i \quad (9.4)$$

e_0 - ексцентриситет першого порядку з урахуванням, у відповідних випадках, впливів перекриттів (наприклад, можливі моменти у закріпленнях, що передаються на стіну від плит) та горизонтальні дії;

e_i - додатковий ексцентриситет, що враховує впливи геометричних неточностей, див. 5.2. ДБН В.2.6-98.

10 ДОДАТКОВІ ПРАВИЛА ДЛЯ ЗБІРНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ І КОНСТРУКЦІЙ

10.1 Конструктивний розрахунок

10.1.1 Загальні положення

10.1.1.1 Сприятливі впливи горизонтальних реакцій, викликаних тертям від власної ваги елемента на опорах, можуть враховуватись тільки у несейсмічних зонах (застосовуючи $\gamma_{G,inf}$) і якщо:

- тертя не є виключним фактором надійності для загальної стійкості конструкції:

- конструкція опор виключає можливість накопичення одностороннього ковзання елементів, такого як внаслідок нерівномірного характеру роботи при повторюваних діях (наприклад, циклічних температурних впливів на гранях контакту шарнірно обпертих елементів);

- виключена можливість значних ударних навантажень.

10.1.1.2 Впливи горизонтальних зрушень на опір конструкції і ціліність з'єднань повинні враховуватись при розрахунку.

10.1.2 Моменти у плитах від защемлення

10.1.2.1 Моменти від защемлення можуть сприйматись верхньою арматурою, розміщеною у верхній частині або вставленою у відкриті пустоти елементів. У першому випадку горизонтальний зсув у з'єднанні необхідно перевіряти згідно з 4.6.5. У наступному випадку передача зусиль між монолітним бетоном і пустотами елементів необхідно перевіряти відповідно до 4.6.5. Довжина верхньої арматури повинна прийматись відповідно до 8.2.3.

10.1.2.2 Впливи непередбаченого защемлення шарнірно обпертих плит повинні враховуватись спеціальною арматурою і/або конструюванням.

10.1.3 З'єднання стін і перекриттів

10.1.3.1 Для елементів стін, встановлених на плити перекриття, необхідно передбачати армування для сприйняття можливих ексцентриситетів і зосереджених навантажень на кінці стіни. Стосовно плит перекриття – див. 10.1.2.

10.1.3.2 Якщо вертикальне навантаження $\leq 0,5h.f_{cd}$, де h - товщина стіни (див. рисунок 9.1), то забезпечувати окреме армування не вимагається. При умові армування згідно з рисунком 10.1 та забезпеченні діаметру $\phi \geq 6$ мм, а кроку не більш ніж менше значення із h і 200 мм, навантаження можна

збільшувати до $0,6h \cdot f_{cd}$. Для вищих рівнів навантаження армування слід визначати відповідно до 10.1.3.1. Окрему перевірку необхідно виконувати для нижче розташованої стіни.

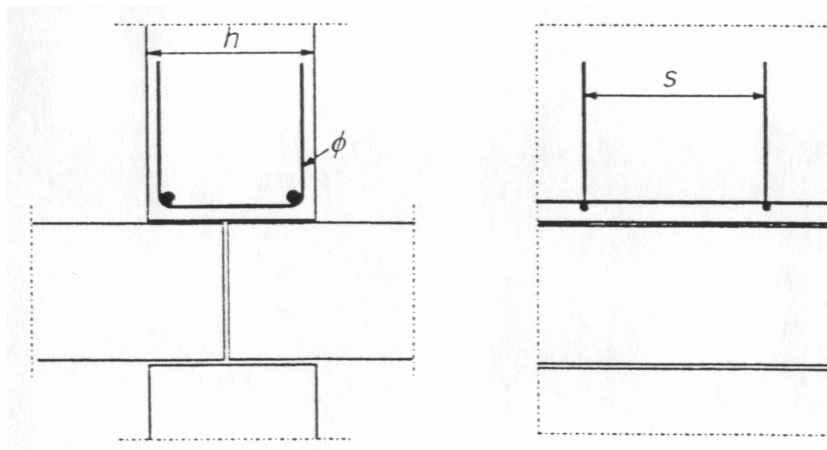


Рисунок 10.1 - Приклади армування стіни над стиком між двома плитами перекриття

10.1.4 З'єднання стін і перекриттів

10.1.4.1 Передача зусиль зсуву у з'єднаннях може досягатись різними способами. Три основні типи з'єднань показано на рисунку 10.2.

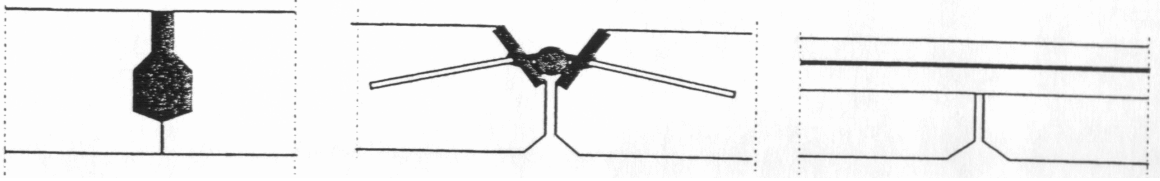
10.1.4.2 Розподіл поперечних навантажень повинен базуватись на розрахунку або випробуваннях з урахуванням можливої їх зміни між збірними елементами. Сумарні поперечні зусилля між елементами перекриття повинні враховуватись при розрахунку з'єднань і прилеглих частин елементів (наприклад, за межами ребер і стінок).

Для перекриттів з рівномірно розподіленим навантаженням, за відсутності більш точного розрахунку, це поперечне зусилля на одиницю довжини може прийматись як:

$$V_{Ed} = q_{Ed} \cdot b_e / 3, \quad (10.1)$$

де

- q_{Ed} - розрахункове значення змінного навантаження (кН./м²);
- b_e - ширина елемента.



а) Зabetоновані або заповнені розчином з'єднання

б) Зварювані або на болтах (як приклад показано один тип зварюваного з'єднання)

в) Армваною набетонкою (може знадобитись вертикальна арматура для передачі зсуву у граничному стані)

Рисунок 10.2 - Приклади з'єднань для передачі зсуву

10.1.4.3 Якщо передбачається, що збірні перекриття утворюють жорсткі диски для передачі горизонтальних навантажень на системи в'язей, необхідно враховувати наступне:

- диски повинні бути частиною реальної конструктивної моделі з урахуванням сумісності деформацій із системою в'язей;
- повинні враховуватись впливи горизонтальних деформацій всіх частин споруди, на які передаються горизонтальні навантаження;
- диски повинні армуватись для сприйняття зусиль розтягу, які передбачені конструктивною моделлю;
- при конструюванні арматури повинні враховуватись концентрації напружень біля прорізів і у з'єднаннях.

10.1.4.4 Поперечна арматура для передачі зусиль зсуву у з'єднаннях дисків може зосереджуватись вдовж опор, формуючи умовні «розтягнуті» елементи, що відповідають конструктивній моделі. Ця арматура може розташовуватись у набетонці, при її наявності.

10.1.4.5 Збірні елементи з на бетонкою, щонайменш 40 мм, можуть розраховуватись як складені елементи при умові, що їх взаємодія перевірена на зсув згідно з 4.6.5. Збірні елементи необхідно перевіряти на всіх стадіях будівництва, до і після досягнення спільного характеру роботи.

10.1.4.6 Поперечна арматура при згинанні та впливах інших дій може повністю розміщуватись у набетонці. Конструювання повинно відповідати моделі конструкції, наприклад, якщо запроектовано обпирання по контуру.

10.1.4.7 Стінки або ребра у відокремлених елементах плит (тобто елементах, що не передають зсув через з'єднання), повинні забезпечуватись поперечною арматурою, як балки.

10.1.4.8 Переkritтя із збірних балок і блоків без набетонки можуть розраховуватись як суцільні (монолітні) плити, якщо монолітні у поперечних ребрах передбачено безперервну арматуру, яка проходить через збірні поздовжні ребра із кроком s_T , згідно з таблицею 10.1.

10.1.4.9 Середні поздовжні напруження зсуву, що діють у дисках плит переkritтів із заповненими бетоном або розчином з'єднаннями, повинні обмежуватись значенням 0,1 МПа для дуже гладких поверхонь і 0,15 МПа - для гладких і шершавих. Див. 7.2.5 для визначення характеру поверхні.

Таблиця 10.1 - Максимальний крок поперечних ребер s_T при розрахунку переkritтів із ребрами і блоками, як монолітних, s_L = кроку поздовжніх ребер, l_L = довжина (прольот) поздовжніх ребер, h = товщина ребристого переkritтя.

Тип прикладеного навантаження	$s_L \leq l_L/8$	$s_L > l_L/8$
Корисне, сніг	Не вимагається	$s_T \leq 12 h$
Інше	$s_T \leq 10 h$	$s_T \leq 8 h$

10.1.4.10 Перевірка опору і жорсткості з'єднань може ґрунтуватись на розрахунку, з можливим випробуванням (для проектування на базі випробувань). Необхідно враховувати неточності виконання. Розрахункові величини, визначені на основі випробувань, повинні включати несприятливі відхилення фактичних умов роботи від умов випробувань.

10.1.5 З'єднання, що передають зусилля стиску

10.1.5.1 У стиснутих з'єднаннях зусиллями зсуву можна знехтувати, якщо вони становлять менше 10% від зусилля стиску.

10.1.5.2 Для з'єднань на вирівнюючих та ущільнюючих матеріалах (розчин, бетон або полімери) необхідно виключати можливість відносних зрушень між з'єднуваними поверхнями під час твердіння матеріалу.

10.1.5.3 З'єднання без вирівнюючих та ущільнюючих матеріалів (сухе з'єднання) повинно використовуватись тільки у випадках, коли можливо досягти необхідної якості виконання. Середні напруження на опорі між плоскими поверхнями не повинні перевищувати $0,3 f_{cd}$. Сухі з'єднання, що включають криві (випуклі) поверхні повинні розраховуватись при обов'язковому врахуванні геометрії.

10.1.5.4 Необхідно враховувати напруження розтягу у прилеглих елементах. Вони можуть виникати внаслідок зосередженого стиску, відповідно

до рисунку 10.3а, або розширення м'якого вирівнюючого матеріалу, відповідно до рисунку 10.3 б. Арматуру у випадку а) можна розрахувати і розмістити згідно з 4.9, у випадку б) арматуру необхідно розташувати близько до поверхонь прилеглих елементів.

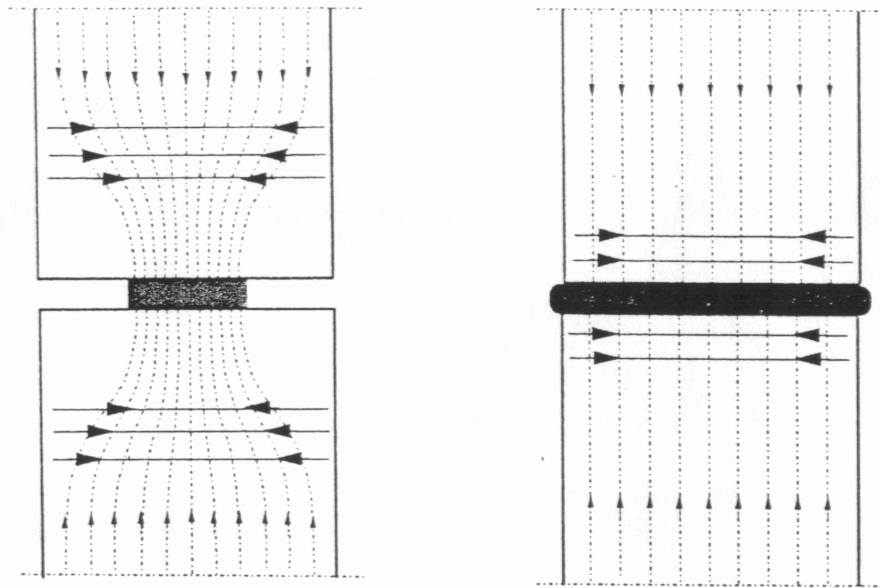
10.1.5.5 За відсутності більш точних моделей, арматуру у випадку б) можна визначати за виразом (10.2):

$$A_s = 0.25 (t/h) F_{Ed}/f_{yd}, \quad (10.2)$$

де

- A_s - площа арматури біля кожної поверхні;
- t - товщина вирівнюючого шару;
- h - розмір вирівнюючого шару у напрямі арматури;
- F_{Ed} - зусилля стиску у з'єднанні.

10.1.5.6 Максимальну несучу здатність стиснутих з'єднань можна визначити згідно з 7.7 або на основі розрахунку, при можливості перевіреному випробуваннями (для проектування на базі випробувань).



а) Зосереджене опираання

б) Розширення м'якого шару

Рисунок 10.3 - Поперечні напруження розтягу у стиснутих з'єднаннях

10.1.6 Заанкерення арматури на опорах

10.1.6.1 Арматура у опорних елементах та тих що опираються, повинна конструюватись так, щоб забезпечити анкерення у відповідному вузлі, з урахуванням відхилень. Приклад показано на рисунку 10.4.

Фактична довжина обпирання, контролюється через відстань d (див. рисунок 10.4) від грані відповідних елементів, де:

$d_i = c_i + \Delta a_i$ при горизонтальних петлях або іншому заанкерення стрижнів.

$d_i = c_i + \Delta a_i + r_i$ при вертикальному загинанні стрижнів.

де

c_i - захисний шар бетону;

Δa_i - відхилення (див. 10.1.7.1);

r_i - радіус згину.

Для визначення Δa_2 і Δa_3 див. рисунок 10.4 та 10.1.7.1.

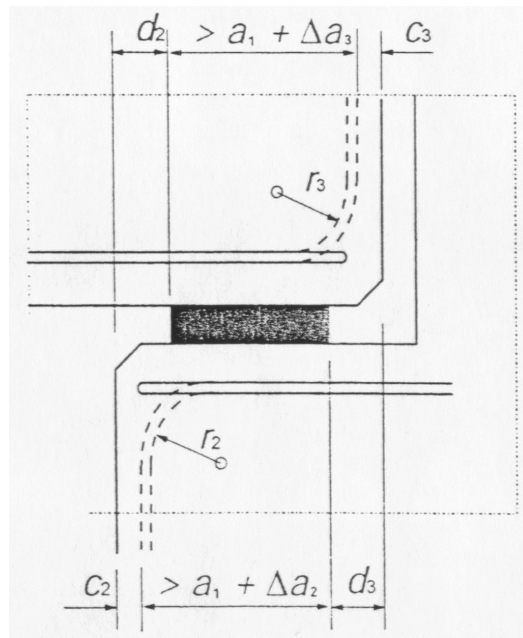


Рисунок 10.4 - Приклад конструювання арматури у опорі

10.1.7 Опори

10.1.7.1 Опори для з'єднаних (не ізолюваних) елементів

10.1.7.1.1 Номінальну довжину a шарнірної опори, показаної на рисунку 10.5, можна визначити як:

$$a = a_1 + a_2 + a_3 + \sqrt{\Delta a_2^2 + \Delta a_3^2} \quad , \quad (10.3)$$

де

a_1 - довжина нетто опори відносно до напружень на опорі,

- $a_1 = F_{Ed}/(b_1 f_{Rd})$, але не менш ніж мінімальні величини за таблицею 10.2;
 F_{Ed} - розрахункове значення опорної реакції;
 b_1 - ширина нетто опори, див. 10.1.7.1.2;
 f_{Rd} - розрахункове значення опору опори, див. 10.1.7.1.2;
 a_2 - відстань, що вважається неробочою за межами зовнішнього кінця елемента, який обпирається, див. рисунок 10.5 і таблицю 4.3;
 a_3 - ця ж відстань для опорного елемента, див. рисунок 10.5 і таблицю 10.4;
 Δa_2 - допустимі відхилення відстані між опорними елементами, див. таблицю 10.5
 Δa_3 - допустимі відхилення довжини елемента, що обпирається, $\Delta a_3 = l_n/2500$, l_n - довжина елемента

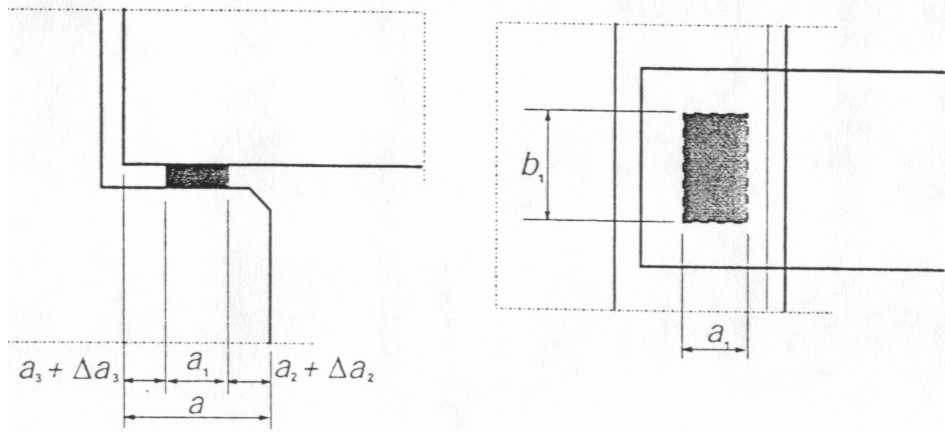


Рисунок 10.5 - Приклади опор з позначеннями величин

Таблиця 10.2 - Мінімальне значення a_1 , у мм

Відносні напруження на опорі, σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 \dots 0,4$	$> 0,4$
Лінійне обпирання (перекрыття, покриття)	25	30	40
Ребристі перекрыття і прогони	55	70	80
Зосереджене обпирання (балки)	90	110	140

Таблиця 10.3 - Відстань a_2 (мм), що вважається неробочою від зовнішнього кінця опорного елемента. При позначенні (-) необхідно застосовувати бетонну подушку.

Матеріал опори і тип обпирання	σ_{Ed}/f_{cd}	$\leq 0,15$	$0,15 \dots 0,4$	$> 0,4$
Сталь	лінійно	0	0	10
	зосереджене	5	10	15
Залізобетон \geq C30	лінійно	5	10	15
	зосереджене	10	15	20
Звичайний бетон та залізобетон $<$ C30	лінійно	10	15	25
	зосереджене	20	25	35
Кам'яна кладка	лінійно	10	15	(-)
	зосереджене	20	25	(-)

Таблиця 10.4 - Відстань a_3 (мм), що вважається неробочою за зовнішнім кінцем елемента, що обпирається.

Конструювання арматури	Обпирання	
	Лінійне	Зосереджене
Нерозривні стрижні за опору (защемлені або без)	0	0
Прямі стрижні, горизонтально загнуті петлі, близько до кінця елемента	5	15, але не менш ніж захисний шар на кінці
Пучки або прямі стрижні виведені на кінці елемента	5	15
Арматура з вертикальним загнутою петлею	15	Захисний шар на кінці + радіус загинання

Таблиця 10.5 - Допуск Δa_2 на відхилення відстані у чистоті між гранями опор, l = довжині прольоту

Матеріал опори	Δa_2
Сталь або збірний залізобетон	$10 \leq l/1200 \leq 30$ мм
Кам'яна кладка або монолітний бетон	$15 \leq l/1200 + 5 \leq 40$ мм

10.1.7.1.2 За відсутності інших специфікацій можна використовувати наступні величини міцності опор:

$$f_{Rd} = 0,4 f_{cd} \quad \text{при з'єднанні «насухо»};$$
$$f_{Rd} = f_{bed} \leq 0,85 f_{cd} \quad \text{для всіх інших випадків.}$$

де

f_{cd} - найменший із розрахункових опорів опорного елемента та елемента, що опирається;

f_{bed} - розрахунковий опір матеріалу вирівнювального шару

10.1.7.1.3 Якщо виконуються заходи для отримання рівномірного розподілу опорного тиску, наприклад, розчином, підкладкою із неопрену або схожого матеріалу, розрахункову ширину b_1 можна приймати рівною фактичній ширині опираючого. В іншому разі, за відсутності більш точного визначення b_1 не повинна перевищувати 600 мм.

10.1.8 Фундаменти «стаканного» типу

10.1.8.1 «Стакани» зі з'єднанням на шпонках

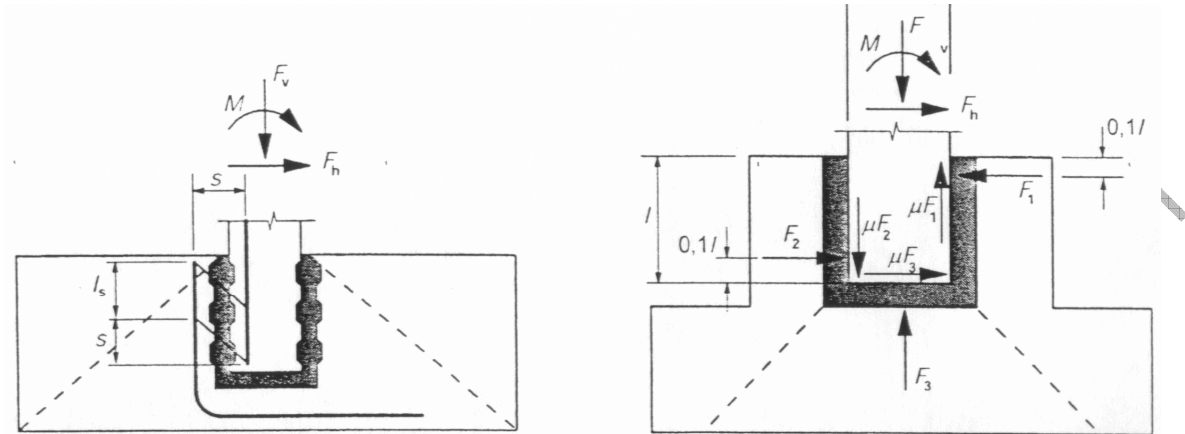
10.1.8.1.1 Можна вважати, що «стакани» з улаштованими нерівними заглибленнями, або шпонками працюють з колоною як одне ціле.

10.1.8.1.2 При наявності вертикального розтягу внаслідок передачі моменту необхідно особливо ретельно конструювати напуски арматури колон і фундаментів зі шпонками, враховуючи розділення стрижнів з напуском. Довжину напуску, згідно з 7.2.6, необхідно збільшувати, щонайменш, на величину горизонтальної відстані між стрижнями у колоні і фундаменті (див. рисунок 10.6 (а)). Потрібно передбачати відповідне горизонтальне армування для з'єднання напуском.

10.1.8.1.3 Розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для монолітних з'єднань колона/фундамент, згідно з 4.8, як показано на рисунку 10.6(а), при здійсненні перевірки на передачу зсуву між колоною і фундаментом. В іншому випадку, розрахунок на зсув при продавлюванні необхідно виконувати як для «стаканів» з гладкими поверхнями.

10.1.8.2 «Стакани» із гладкими поверхнями

10.1.8.2.1 Припускається, що сили і моменти передаються від колони на фундамент через зусилля стиску F_1 , F_2 та F_3 через бетон замоноличування і відповідні сили тертя, як показано на рисунку 10.6 (b). Для цієї моделі необхідно, щоб $l \geq 1,2h$.



а) із з'єднувальними поверхнями на шпонках б) із гладкими поверхнями з'єднання

Рисунок 10.6 - Фундаменти «стаканного» типу

10.1.8.2.2. Коефіцієнт тертя не повинен прийматись більш ніж $\mu = 0,3$.

10.1.8.2.3 Особливу увагу слід звернути на:

- конструювання арматури для F_1 у верхній частині стінок «стакану»;
- передачу F_1 вдовж бокових стінок на фундаменти;
- анкерення основної арматури у колоні та стінках «стакану»;
- опір продавлюванню плити фундаменту від дії зусиль у колоні, при розрахунку якого доцільно враховувати фактор наявності монолітного бетону, заповненого під збірним елементом на майданчику.

ДОДАТОК А

(довідковий)

АЛГОРИТМ РІШЕННЯ СИСТЕМИ НЕЛІНІЙНИХ РІВНЯНЬ РІВНОВАГИ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО РОЗРАХУНКОВОГО ПЕРЕРІЗУ ЗА ДЕФОРМАЦІЙНИМ МЕТОДОМ

З точки зору реалізації деформаційного методу тип нормального перерізу (див. рис. 4.1- 4.5) не має значення, але для спрощення викладок розглянемо прямокутний переріз. Окрім того, як більш загальний випадок алгоритм розрахунку наведено для позacentрово стиснутого елемента, оскільки необхідно розглянути дві форми рівноваги (див. рис. 4.1).

Для розв'язання задачі необхідно мати такі вихідні дані: параметри перерізу, в даному випадку – b , h ; початковий ексцентриситет прикладення навантаження – e_0 ; параметри діаграми деформування бетону – f_{cd} , E_{cd} , $\sigma_{cu}(\beta)$, ε_{cu1} або ε_{cu3} , ε_{c1} (ці параметри можна взяти безпосередньо з таблиці 3.1 ДБН В.2.6-98; коефіцієнти полінома (3.5 ДБН В.2.6-98) – a_k з Додатку Д ДБН В.2.6-98; параметри армування (причому кількість шарів армування не обмежується, вона обмежується тільки технологічними вимогами) – R_{si} , E_{si} , A_{si} ; відстань від верхньої (найбільш стиснутої) грані перерізу до i -го шару армування (в разі розташування в одному шарі арматури з різними фізико-механічними характеристиками їх розглядають окремо при одній і тій же відстані від грані перерізу) – z_{si} ; початкові (викликані попереднім напруженням, усадкою чи іншими чинниками при необхідності) деформації в i -му стержні арматури – $\varepsilon_{si,0}$.

При визначенні напружено-деформованого стану перерізу задача може розв'язуватись у трьох постановках:

- при заданих зусиллях N та M необхідно визначити кривизну в перерізі κ і деформації ε ;
- при заданих величинах кривизни в перерізі і діючого в ньому осьового зусилля N визначити величину згинального моменту M ;
- необхідно побудувати повну криву стану перерізу аж до руйнування бетону.

Перша і третя з названих задач розв'язується за таким алгоритмом.

1. На першому кроці розрахунку задаються величини деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$ та $\varepsilon_{c(2)}^{(0)} = 0$, причому на перших кроках підрахунків рекомендується $\Delta\varepsilon_{c(1)}^{(0)}$ приймати таким, що дорівнює $0,1\varepsilon_{cu1}$ або $0,1\varepsilon_{cu3}$.

2. Підраховують величини $\kappa = \frac{1}{\rho} = \frac{(\varepsilon_{c(1)} - \varepsilon_{c(2)})}{h}$ та $\gamma = \frac{\varepsilon_{c(1)}}{\varepsilon_{c1}}$,
 $x_1 = \varepsilon_{c(1)} / \kappa$, σ_{si} .

3. Визначають зусилля в перерізі за формулою для першої форми рівноваги (4.1).

4. Визначену величину зусилля N та інші параметри підставляють у рівняння рівноваги (4.2). За результатами розв'язання рівняння (4.2) можлива реалізація двох випадків:

- ліва частина більша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги I (див. рис. 4.1), тобто весь переріз стиснутий;
- ліва частина менша за нуль. Це свідчить про наявність форми рівноваги II (див. рис. 4.1), тобто частина перерізу розтягнута.

5. При реалізації першої форми рівноваги необхідно виконати наступні операції:

а) визначити нову величину деформацій на менш стиснутій грані:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta\varepsilon_{c(2)},$$

при цьому на першому кроці (циклі) рекомендується приймати

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,05\varepsilon_{cu1};$$

б) перевірити рівняння рівноваги (4.2), виконавши операції 2, 4, і якщо ліва частина залишилась більшою за нуль, ще раз збільшити деформацію $\varepsilon_{c(2)}$ на величину $\Delta\varepsilon_{c(2)}$, тобто прийняти $\varepsilon_{c(2)}^{(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(1)} + \Delta\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + 2\Delta\varepsilon_{c(2)}$;

в) покрокове збільшення деформації на менш стиснутій грані перерізу виконувати доти, доки ліва частина рівняння (4.2) не змінить знак.

6. Після зміни знака рівняння рівноваги (4.2) оцінюють точність розв'язку. Точність розв'язку вважають достатньою при значенні

$$\Delta\varepsilon_{c(2)} = 0,02\varepsilon_{cu1}.$$

7. У разі, коли точність розв'язку недостатня, визначають нову величину деформації, повертаючись кроком назад:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(k)} - \Delta\varepsilon_{c(2)}^{(k+1)},$$

і призначають нову величину приросту деформацій:

$$\Delta \varepsilon_{c(2)}^{(k+1)} = 0,01 \Delta \varepsilon_{c(2)}^{(k)} .$$

Далі виконують обчислення за пп. а), б), в) доти, доки не буде досягнута достатня (задана) точність виконання умови (4.2) після m ітерацій:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(m)} = \varepsilon_{c(2)}^{(m-1)} + \Delta \varepsilon_{c(2)}^{(m)} .$$

Після досягнення заданої точності розв'язку будемо мати першу точку на діаграмі стану перерізу.

8. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta \varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до п.п. 2-7, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на менш стиснутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta \varepsilon_{c(1)} = 0,1 \varepsilon_{cul}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta \varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі, при значеннях $\Delta \varepsilon_{c(1)} < 0,05 \varepsilon_{cul}$ точність розв'язку практично не покращується.

9. При реалізації другої форми рівноваги (рис. 4.1), тобто коли ліва частина менша за нуль, операції з визначення міцності перерізу виконують у тій же послідовності, що і в пп. 5-8, але починаючи з першого кроку змінюють напрям пошуку рішення.

10. Зберігаючи значення деформацій $\varepsilon_{c(1)} = \Delta \varepsilon_{c(1)}^{(1)}$ задають деформації на розтягнутій грані перерізу:

$$\varepsilon_{c(2)}^{(1)} = \varepsilon_{c(2)}^{(0)} + \Delta \varepsilon_{c(2)},$$

з величиною зменшення деформації

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = -0,1 \varepsilon_{cul} .$$

11. При заданих деформаціях визначають зусилля, яке може сприймати переріз, за формулою (4.3).

12. Визначені зусилля N , кривизну \mathfrak{K} та висоту стиснутої зони x_1 підставляють у рівняння рівноваги (4.4).

13. У рівнянні (4.4) величина $e = \eta(x_l - y + e_0)$, де y – відстань від найбільш стиснутої грані до центра ваги перерізу; η – коефіцієнт, який враховує гнучкість стиснутого елемента.

Аналогічно рішенню пп. 5-7, розрахунки рівняння (4.4) повторюють доти, доки не буде досягнута достатня точність. Достатньою точністю розв'язку рівняння (4.4) слід вважати значення зменшення деформацій:

$$\Delta \varepsilon_{c(2)} = -0,02 \varepsilon_{cu1}.$$

Таким чином, буде отримана перша точка на діаграмі стану перерізу.

14. Для отримання наступних точок діаграми стану перерізу необхідно збільшити деформації на більш стиснутій грані, тобто

$$\varepsilon_{c(1)}^{(k)} = \varepsilon_{c(1)}^{(k-1)} + \Delta \varepsilon_{c(1)},$$

і виконати дії відповідно до п.п. 9-12, зберігаючи на першій ітерації величину деформації на розтягнутій грані, яка отримана на попередньому кроці розрахунку.

Як правило, при значенні $\Delta \varepsilon_{c(1)} = 0,1 \varepsilon_{cu1}$ отримують результати з достатньою точністю, але якщо необхідно отримати результати з більшою точністю, можна використати дрібніші значення $\Delta \varepsilon_{c(1)}$. У будь-якому разі при значеннях $\Delta \varepsilon_{c(1)} < 0,05 \varepsilon_{cu1}$, точність розв'язку практично не покращується.

15. Величина N , яка відповідає максимуму на діаграмі стану перерізу “ $N - \varepsilon_{c(1)}$ ” або величині при досягненні деформаціями стиснутої грані своїх граничних деформацій ε_{cu1} і буде величиною несучої здатності залізобетонного перерізу при даних значеннях параметрів бетону, гнучкості та ексцентриситету прикладення навантаження.

При необхідності величина моменту, який при цьому сприймається перерізом, в загально прийнятій системі координат може бути отримана за формулою

$$M = Ne_0.$$

Тут наведено найпростіший метод розв'язання системи нелінійних рівнянь підбором – метод послідовних наближень, але можна використати й інші методи, наприклад, метод половинного ділення.

Наведений алгоритм та формули для різної форми перерізів реалізовані в прикладних програмах для персонального комп'ютера. Останнє дозволяє не тільки виконувати розрахунки реальних конструкцій, а й досліджувати поведінку залізобетонних елементів при різних впливах.

91.080.40

КЛЮЧОВІ СЛОВА: бетонні та залізобетонні конструкції; характеристичні і розрахункові значення міцнісних та деформаційних характеристик бетону; вимоги до арматури; розрахунок бетонних та залізобетонних елементів за несучою здатністю, утворенням тріщин та деформаціями; захист конструкцій від несприятливих дій оточуючого середовища

Заступник директора інституту
з наукової роботи

В. Тарасюк

Керівник розробки

А. Бамбура

ПРОЕКТ, ОСТ,