

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ХАРКІВСЬКА НАЦІОНАЛЬНА АКАДЕМІЯ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА

**Н.О. ПСУРЦЕВА,  
О.М. ПУСТОВОЙТОВА**

## **КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ**

*з курсу*

***“ТЕХНІЧНА РЕКОНСТРУКЦІЯ БУДІВЕЛЬ”***

*Частина 1*

*(для студентів спеціальності 6.092100 – “Міське будівництво й господарство”)*

**Харків – ХНАМГ – 2009**

Конспект лекцій з курсу “Технічна реконструкція будівель” Ч.1  
(для студентів спеціальності 6.092100 – “Міське будівництво й господарство”).  
Авт. Псурцева Н.О., Пустовойтова О.М. – Х.: ХНАМГ, 2009. – 36 с.

Автори: Н.О.Псурцева, О.М.Пустовойтова

Рецензент: Седищев Є.С.

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,  
протокол № 2 від 6 жовтня 2009 р.

## **Сутність реконструкції**

Усі будинки і споруди, що зводяться, повинні володіти наперед заданими експлуатаційними властивостями, які закладаються на стадіях проектування і будівництва, підтримуються і поліпшуються на стадії експлуатації.

У процесі експлуатації будинки піддаються зовнішнім і внутрішнім впливам. Їхні конструктивні елементи старіють, зношуються, руйнуються, експлуатаційні якості знижуються. Для житлових, громадських і особливо виробничих будинків характерні випадки зміни функціонального призначення чи технологічного процесу, пов'язаного з внутрішнім переплануванням, зміною номенклатури й обсягу продукції, що випускається, заміною устаткування та ін. Виникає необхідність реконструкції, модернізації будинків і споруд шляхом ремонту і підсилення основних несучих і конструкцій, що обгороджують.

З конструктивного погляду реконструкція являє собою перебудову кварталів, окремих будинків і споруд.

### **Матеріали і конструкції, застосовувані при реконструкції**

До будинків, що реконструюються, і їхніх конструкцій ставлять вимоги міцності, твердості, довговічності, теплозвукоізоляції, вогнестійкості, екологічної чистоти. Конструкції повинні бути економічні, прості при монтажі, а матеріали для їхнього виготовлення володіти відповідними фізико-механічними характеристиками. Традиційні при новому будівництві матеріали залишаються основними і при реконструкції. При цьому найбільш часто використовується їхнє сполучення з урахуванням цілого ряду факторів - термінів проведення реконструкції, складності умов проведення робіт, вимог неперервного технологічного процесу основного виробництва.

Одним з важливих питань при розширенні існуючих площ є рішення примикання будинків, що пристроюються, до існуючого. Розрізняють два випадки примикання. Перший випадок – це влаштування рівнобіжної стіни по лінії примикання, другий – примикання торцевих ділянок стін до площини існуючого будинку.

Часто в практиці реконструкції житлових і громадських будинків застарілі дерев'яні перекриття замінюють на залізобетонні збірні чи монолітні, термін служби яких відповідає терміну служби стін і фундаментів. Застосовувані при заміні перекриттів конструкції умовно поділяють на три групи: дрібнорозмірні чи легкі; середньорозмірні і крупнорозмірні чи важкі. Конструкції з дрібнорозмірних елементів застосовують переважно при вибірковій заміні окремих ділянок перекриттів на різних поверхах, коли не можна використовувати піднімальні механізми великої вантажопідйомності; середньорозмірні – при великих обсягах вибіркової чи повної заміни перекриттів.

### **Підсилення залізобетонних конструкцій**

Підсилення - це комплекс заходів, що забезпечують нормальні умови експлуатації будинків і конструкцій і полягають у збільшенні несучої здатності елементів у порівнянні з наявною на момент проведення обстеження.

Підсилення потрібно проводити й у випадках, коли:

- при реконструкції будинків і споруд відбувається природне збільшення навантаження за рахунок підвищення поверховості, заміни перекриттів на більш важкі, установки нового обладнання;
- при зміні в процесі реконструкції розрахункових і конструктивних схем як окремих несучих елементів, так і будинків у цілому.

Підсилення може бути тимчасовим, розрахованим на період монтажу і демонтажу чи конструкцій устаткування, в аварійних ситуаціях - до ухвалення рішення з постійного підсилення, і постійним, здійснюваним для забезпечення несучої здатності і довговічності конструкцій.

Класифікація способів підсилення конструкції можна подати в узагальненому вигляді (рис. 1).



Рис. 1 – Класифікація способів підсилення

### **Розрахунок і конструювання підсилення стиснутих залізобетонних елементів**

Найбільше поширення одержали способи підсилення колон та інших стиснутих залізобетонних елементів шляхом нарощування перетину, що може бути залізобетонним чи сталевим, а по конструкції у плані - одно-, дво-, тристороннім чи замкнутим. В останньому випадку це називається обоймою.

За умовою передачі навантаження на колону до і після підсилення розрізняють два варіанти обойм - звичайні й попередньо напружені. Перший варіант обойм (сталевих чи залізобетонних) передбачають у тому випадку, якщо є можливість повного чи часткового розвантаження підсилюваної колони на момент її підсилення. Навантаження знімають безпосередньо або за допомогою тимчасових стояків-опор, що розвантажують, з піддомкращуванням (рис. 2).

Для армування обойм використовують поздовжню стрижневу і поперечну арматуру, що не зв'язана з арматурою основного перерізу. Товщина обойми залежить від рівня підсилення і звичайно коливається в межах 50...300 мм. Переріз поздовжньої арматури розраховують, а її діаметр повинен бути не менше 16 мм. Поперечну арматуру приймають конструктивно, діаметр призначають у межах 6...8 мм зі сталі класу А240С. Крок поперечної арматури не повинен перевищувати 15 діаметрів робочої поздовжньої арматури, триразової товщини чи обойми 200 мм. У місцях концентрації напружень крок хомутів зменшують у 2 рази.

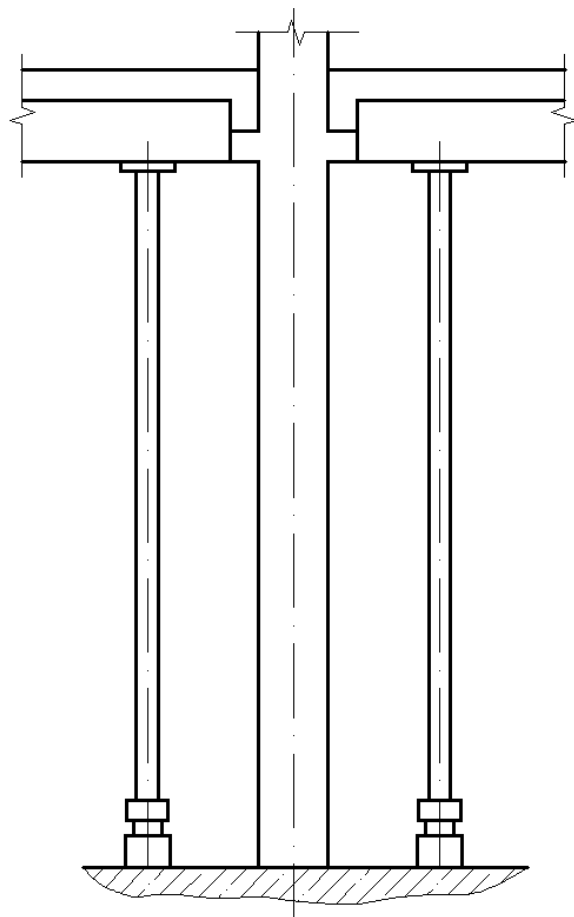


Рис. 2 – Розвантажування колон піддомкращуванням перед підсиленням

Ефективно працює обойма з поперечною арматурою у вигляді спіралі з дротової арматури діаметром не менше 6 мм.

Підсилення залізобетонними обоймами показано на рис. 3 а,б.

При підсиленні колон нарощуванням перерізу (рис. 3) рекомендується приймати спеціальні сполучні елементи, які приварюють до основної арматури підсилення. При значному пошкодженні поздовжньої і поперечної арматур підсилення нарощуванням перетину недоцільне.

При підсиленні нарощуванням перерізу колон залізобетонною обоймою конструктивні вимоги наступні:

міцність бетону перерізу підсилення повинна бути не нижче міцності бетону основного перерізу; коефіцієнт поздовжнього вигину для підсиленої колони і коефіцієнт армування перерізу підсилення приймають, по можливості, рівними коефіцієнтам для основного перерізу;

передбачають заходи щодо поліпшення спільної роботи підсилюваного і нового перерізів (насічка, промивання водою, адгезійна обмазка поверхні контакту, застосування спеціальних адгезійних добавок).

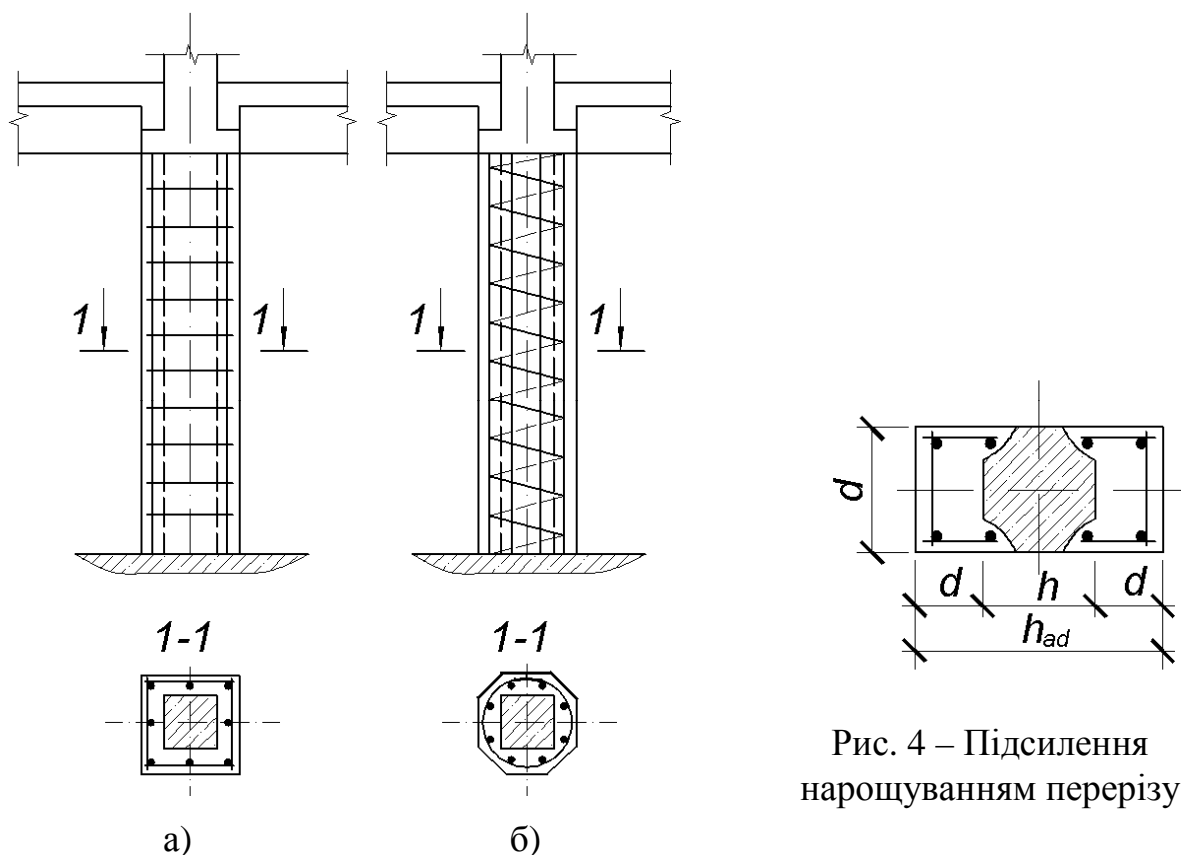


Рис. 4 – Підсилення нарощуванням перерізу

Рис. 3 – Варіанти підсилення колон залізобетонними обоймами

При підсиленні центрово й позacentрово стиснутих колон під навантаженням застосовують металеві обойми з попереднім їх напруженням. Складовими частинами таких обойм є стояки з куткового профілю, установлені по гранях колон, сполучні планки між ними й опорні підкладки з кутиків чи листового металу.

Попереднє напруження для включення обойм у спільну роботу з колоною може здійснюватися за допомогою спеціальних гвинтових пристроїв чи влаштуванням системи попередньо напружених розпірок, що можуть бути й однобічними (рис. 5).

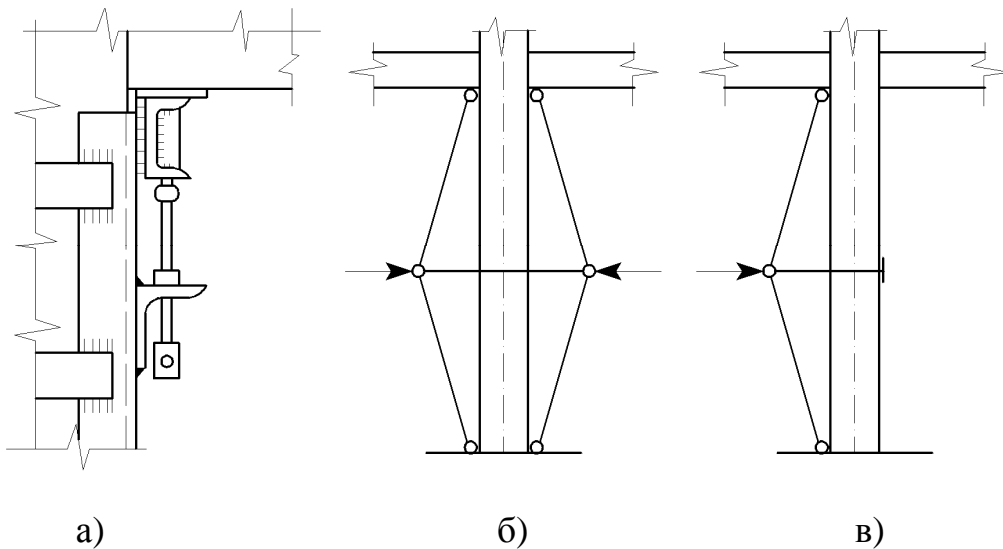


Рис. 5 – Конструкції для створення попереднього напруження у сталевих обоймах:

**а** - гвинтовий упор; **б** – попередньо напружена розпірка з двох сторін; **в** - те ж з однієї сторони

Після випрямлення двосторонніх розпірок і включення в спільну роботу з підсилюваною колоною їх поєднують у єдину систему приварюванням планок по вільних бічних гранях. У місцях перегину розпірок приварюють додаткові накладки, чим компенсують відсутню в цих місцях площу перерізу вертикальних стояків.

Попереднє напруження в розпірках для їх ефективного включення в спільну роботу призначають у межах 70...100 МПа.

**Розрахунок підсилення позацентрово стиснутих елементів** з подвійною арматурою при прямокутній формі перерізу (рис. 6) виконують у такий спосіб.

Для першого випадку позацентрового стиску при  $\xi \leq \xi_R$  (випадок великих ексцентриситетів) несуча здатність перерізу

$$N_{tot} e_{red} \leq R_{b.ad} db (h_{o.ad} - 0,5d) + R_b b x_1 (h_{o.red} - 0,5x_1) + N'_{s.ad} (h_{o.red} - a'_{ad}) + N'_s (h_{o.red} - d - a'), \quad (1.1)$$

висота стиснутої зони перерізу

$$x_1 = \frac{N_{tot} + N_{s.ad} + N_s - N'_{s.ad} - N_{b.ad} - N'_s}{bR_b}, \quad (1.2)$$



при цьому  $\xi = \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}$  і  $\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{\sigma_{s2}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}$  визначають по бетону й

арматурі з меншою міцністю.

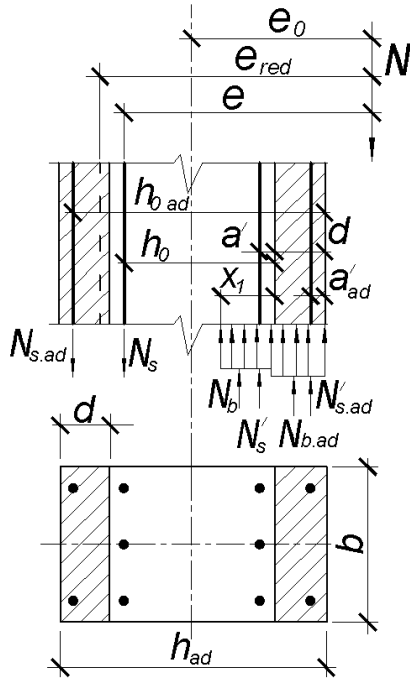


Рис 6 – Розрахункова схема підсилення позацентровано-стиснутого перерізу

Висоту перерізу нарощування  $d$  призначають, виходячи з досвіду відомих конструктивних рішень. Можна також скористатися орієнтованою залежністю

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left(1 - \frac{Ne_o}{N_{tot} e_{o,tot}}\right) \quad (1.3)$$

У виразах (1.1) і (1.2) прийняті значення

$$\left. \begin{aligned} e_{red} &= e + d \left(1 - \frac{Ne_o}{N_{tot} e_{o,tot}}\right); \\ h_{o.red} &= e_{red} - e_o + \frac{h}{2} + d; \\ e &= e_o + \frac{h}{2} - a; N'_s = A'_s R_{sc}; N''_{s.ad} = A''_{s.ad} R_{sc.ad}; \\ N_s &= A_s R_s; N_{s.ad} = A_{s.ad} R_{s.ad}; N_{b.ad} = b d R_{b.ad} \end{aligned} \right\} (1.4)$$

Для другого випадку позацентрового стиску при  $\xi > \xi_R$  (випадок малих ексцентриситетів), коли для підсилення застосовують бетони класів не вище В30 і арматуру класів, що напружується, А240, А300С, А400С, висота стиснутої зони

$$x_1 = \frac{N + A_{s.ad} \sigma_{s.ad} + A_s \sigma_s - A'_{s.ad} R_{sc.ad} - A'_s R_{sc} - b d R_{b.ad}}{b R_b}, \quad (1.5)$$

$$\text{де } \sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_s; \sigma_{s.ad} = \left(2 \frac{1 - \frac{x_1 + d}{h_{o.red}}}{1 - \xi_R} - 1\right) R_{s.ad}. \quad (1.6)$$

**Розрахунок підсилення центрально стиснутої колони залізобетонною обіймою.**

Існуючий переріз залізобетонної колони ( $A=b_c h_c$ ) при заданих коефіцієнті армування  $\mu$ , класах бетону й арматури, а також з урахуванням розрахункової схеми має несучу здатність  $N_u$ .

При додаванні до колони зусилля  $N_{tot} > N_u$ , підсилення розраховують на різницю зусиль  $N_{tot} - N_u$ .

Умова міцності підсиленого обіймою перерізу має вигляд

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s) + \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}). \quad (1.7)$$

Другий доданок у (1.7) являє собою несучу здатність обійми за умови її спільної роботи з основним перерізом підсилюваної колони. Тоді

$$N_{tot} - N_u = \eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} A_{ad} + R_{sc.ad} A'_{s.ad}) \quad (1.8)$$

і

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{\eta_{red} \varphi_{red} \gamma_{ad} (R_{b.ad} - \mu_{ad} R_{sc.ad})}, \quad (1.9)$$

де  $\gamma_{ad} = 0,75$  – коефіцієнт умови роботи обійми;

$$\mu_{ad} = \frac{A'_{s.ad}}{A_{ad}} - \text{коефіцієнт армування обійми.}$$

При конструюванні рекомендується приймати міцність бетону і арматури обійми, близьку до міцності для основного перерізу, а для коефіцієнта армування обійми -  $\mu_{ad} \approx \mu$ . Крім того, приймають

$$\eta_{red} = \eta; \varphi_{red} = \varphi.$$

Тоді  $A_{tot} = A + A_{ad}$  і при квадратному перерізі

$$h_{c.tot} = b_{c.tot} = \sqrt{A_{tot}}.$$

Необхідний переріз арматури підсилення

$$A_{s.ad} = \mu_{ad} A_{ad}.$$

Несучу здатність підсиленого перерізу перевіряють за (1.7).

**Приклад 1.** Розрахувати й сконструювати підсилення колони залізобетонною обіймою на навантаження  $N_{tot} = 2353$  кН. Розрахункова довжина колони  $l_o = 4,45$  м, поперечний переріз  $b_c h_c = 30 \times 30 = 900$  см<sup>2</sup>, бетон класу В25, арматура 4  $\varnothing$  25А400С ( $A_s = 19,63$  см<sup>2</sup>). При розрахунку несучої здатності отримане  $\eta = 1,0$ ;  $\varphi = 0,88$ ;  $N_u = 1664$  кН;  $\mu = 0,0218$ .

Для перерізу обійми призначаємо бетон класу В25, арматуру класу А400С,  $\gamma_{ad} = 0,75$ .

*Розрахунок обійми.* Визначаємо площу перерізу бетону обійми:

$$A_{ad} = (N_{tot} - N_u) / (R_{b.ad} + \mu_{ad} R_{s.ad}) \gamma_{ad} \varphi,$$

$$A_{ad} = (2353 - 1604) / (1,45 + 0,0218 \cdot 36,5) 0,75 \cdot 0,88 = 464 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа перерізу підсиленої колони

$$A_{tot} = A + A_{ad} = 900 + 464 = 1364 \text{ см}^2.$$

Необхідний розмір квадратного перерізу підсиленої колони

$$h_{c.tot} = \sqrt{A_{tot}} = 36,9 \text{ см}.$$

З урахуванням мінімальної товщини обійми 50 мм приймаємо

$$h_{c.tot} = 40 \text{ см, тоді } A_{ad} = A_{tot} - A = 1600 - 900 = 700 \text{ см}^2.$$

Виходячи з умови  $\mu \approx \mu_{ad}$ , визначаємо необхідну площу перерізу арматури обійми

$$A'_{s.ad} = \mu A_{ad} = 0,0218 \cdot 700 = 15,26 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за сортаментом 4 $\varnothing$ 22 А400С ( $A'_{s.ad} = 15,20$  см<sup>2</sup>).

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$N_{u.tot} = \eta \varphi (R_b A + R_{b.ad} A'_{ad} \gamma_{ad} + A'_s R_{sc} + A'_{s.ad} R_{sc.ad} \gamma_{ad});$$

$$N_{u.tot} = 1 \cdot 0,88 (1,45 \cdot 900 + 1,45 \cdot 700 \cdot 0,75 + 19,63 \cdot 28,0 + 15,20 \cdot 36,5 \cdot 0,75);$$

$$N_{u.tot} = 2502 \text{ кН} > N_{tot} = 2353 \text{ кН}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

## **Розрахунок підсилення залізобетонної колони сталеву обіймою і попередньо напруженими розпірками**

Як і у випадку підсилення залізобетонною обіймою розрахунок виконуємо на збільшення зусилля  $N_{tot}$  і несучої здатності  $N_u$  підсилюваного перерізу.

Переріз вертикальних стояків обійми з прокатного профілю з розрахунковим опором  $R_y$  визначаємо за формулою

$$A_y = (N_{tot} - N_u) / \varphi_y \gamma_y R_y, \quad (1.10)$$

де  $\varphi_y$  - коефіцієнт поздовжнього вигину обійми, приймається рівним для підсилюваної колони;  $\gamma_y$  - коефіцієнт умов роботи сталеві обійми.

За сортаментом підбираємо чотири профілі, установлюємо їх по кутах підсилюваної колони і попарно з'єднуємо на зварюванні поперечним планками з кроком  $l_n \leq 40i$ , де  $i$  - радіус інерції профілю.

Міцність перерізу визначаємо за формулою

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} A'_s + \gamma_y A_y R_y), \quad (1.11)$$

При підсиленні попередньо напруженими розпірками розраховуємо їхню стійкість при введенні в роботу. Визначаємо гнучкість  $\lambda = 0,5l_o / i$ , з таблицями знаходимо коефіцієнт поздовжнього вигину  $\varphi$  і напруження в розпірках:

$$\sigma = R_y \varphi. \quad (1.12)$$

Для забезпечення спільної роботи розпірки з підсилюваною колоною створюємо попереднє напруження  $\sigma_{sp}$  в межах 70...100 МПа, дотримуючи умови  $\sigma_{sp} < \sigma$ .

Початковий зсув стику розпірок від поверхні колони (рис. 7):

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{l_o + \Delta l}{2}\right)^2 - \left(\frac{l_o}{2}\right)^2}, \quad (1.13)$$

де  $\Delta l = \sigma_{sp} l_o / E_s$  - задане подовження розпірки.

Міцність підсиленого розпірками перерізу перевіряємо за (1.11). Коефіцієнт умови роботи приймаємо  $\gamma_y = 0,9$ .

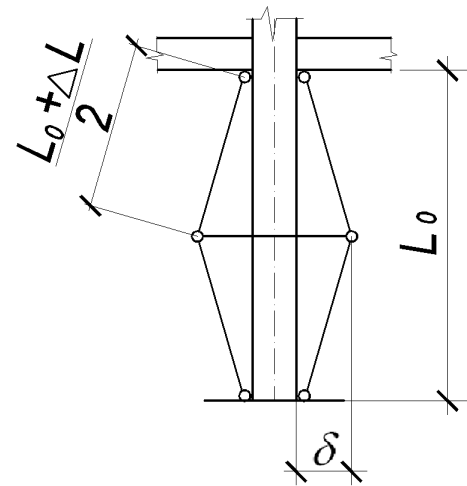


Рис 7 – Схема розпірок

**Приклад 2.** Підсилити залізобетонну колону (дані з прикладу 1) попередньо напруженими розпірками з куткового профілю (сталь марки С235,  $R_y = 230 \text{ МПа} = 23 \text{ кН/см}^2$ ).

*Розрахунок.* Визначаємо переріз розпірок

$$A_y = (N_{tot} - N_u) / \varphi_y \gamma_y R_y = (2352 - 1664) / 0,88 \cdot 0,9 \cdot 23,0 = 38,62 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо  $4\angle 90 \times 7$  ( $A_y = 49,2 \text{ см}^2$ ),  $i = 2,77 \text{ см}$ .

Кутики з'єднуємо між собою сталевими планками  $80 \times 8 \text{ мм}^2$  із кроком  $l_n \leq 40i = 40 \cdot 2,77 = 110 \text{ см}$ . Приймаємо  $l_n = 60 \text{ см}$ .

Перевіряємо стійкість розпірок при введенні їх у роботу: гнучкість  $\lambda = 0,5 l_o / i = 0,5 \cdot 445 / 2,77$ ;  $\varphi = 0,625$ .

Напруження в розпірці  $\sigma = R_y \varphi = 23,0 \cdot 0,625 = 14,06 \text{ кН}$ . Приймаємо попереднє напруження в розпірці  $\sigma_{sp} = 90 \text{ МПа} = 9,0 \text{ кН/см}^2 < \sigma = 14,06 \text{ кН/см}^2$ .

Визначаємо початковий зсув стику розпірок від поверхні колони:

$$\Delta l = \sigma_{sp} l_o / E_s = 9 \cdot 445 / 2 \cdot 10^4 = 0,2 \text{ см}.$$

Довжина двох розпірок до монтажу має бути

$$l_o = \Delta l = 445 + 0,2 = 445,2 \text{ см}.$$

Зсув стику розпірок

$$\delta = \sqrt{\left(\frac{445,2}{2}\right)^2 - \left(\frac{445}{2}\right)^2} = 6,67 \text{ см.}$$

З урахуванням піддатливості стиків у вузлах приймаємо  $\delta = 10$  см.

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу

$$\begin{aligned} N_{u.tot} &= \eta\varphi(AR_b + A'_s R_{sc} + \gamma_y R_y A_y) = \\ &= 1,0 \cdot 0,88(900 \cdot 1,45 + 19,63 \cdot 28,0 + 0,9 \cdot 23,0 \cdot 49,2) = 2508 \text{ кН}; \\ N_{u.tot} &= 2508 \text{ кН} < N_{tot} = 2352 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

### **Підсилення стержневих елементів, що згинаються**

Розглянемо конструктивні рішення підсилення стержневих елементів, що згинаються (ригелів, прогонів), користаючись загальною класифікацією (рис. 1).

**Зміна конструктивної і розрахункової схем.** Один з найпростіших способів підсилення - підведення під конструкцію твердих чи пружних опор. При підсиленні перекриттів над підвалами чи над приміщеннями, в яких установка додаткових елементів підсилення не перешкоджає їхньому нормальному використанню, під балки встановлюють тверді чи пружні опори на самостійних фундаментах, або на нижчележачих перекриттях. Включення в спільну роботу елементів підсилення і перекриттів не становить складностей, а порядок його здійснення може бути визначений розрахунком. Можливі варіанти з влаштуванням зазорів і без них за умови зняття навантаження чи за допомогою розклинювальних прокладок, якщо розвантаження утруднено. Як приклад на рис. 8 показано підсилення з підведенням твердої опори і зміна в результаті цього зусиль у конструкції.

Різновидом опор є рішення з підведенням порталів (рис. 9); використання тяжів-шпренгелів (рис. 10), а також застосування конструкцій, що розвантажують, як під балками, та і над ними (рис. 11).

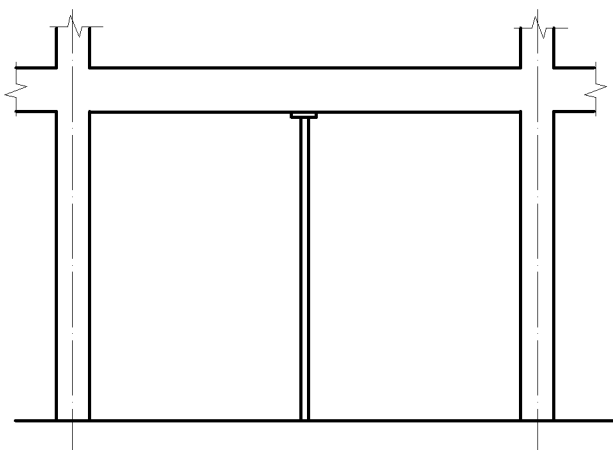


Рис. 8 – Підсилення балки із підведенням жорсткої опори

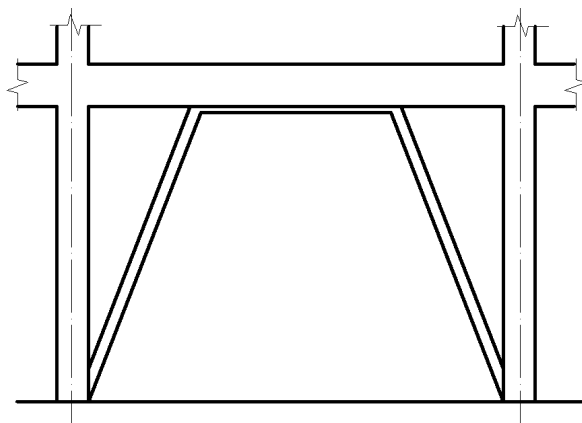


Рис. 9 – Влаштування порталу

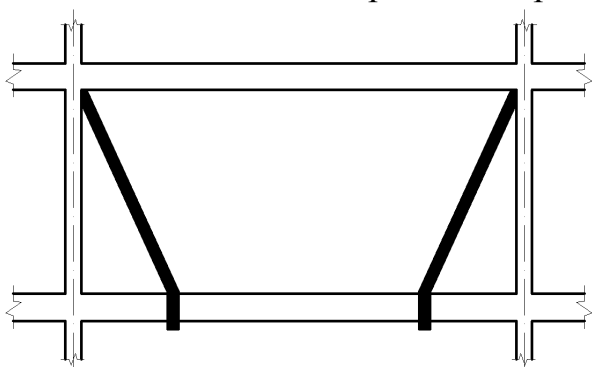


Рис. 10 – Підсилення балки тяжами

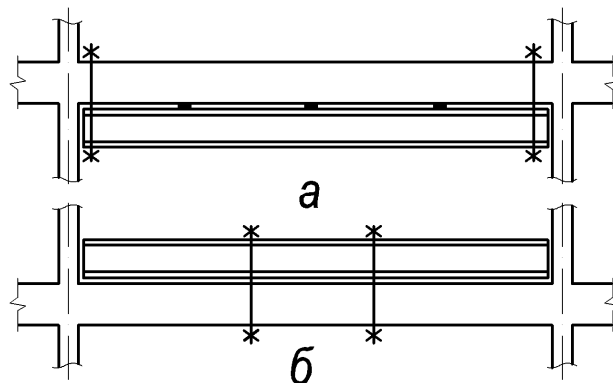


Рис. 11 – Підсилення балки елементами, що розвантажують:  
а – під перекриттям; б – над перекриттям

При підсиленні конструкціями, що розвантажують, немає необхідності у влаштуванні нових фундаментів, тому що при цьому ефективно використовуються існуючі колони й фундаменти.

Підсилення елементами, що розвантажують (залізобетонними чи сталевими балками і фермами) є частковим, тому що конструкція, яка розвантажує, сприймає частину навантаження, яке не може сприйняти існуюча конструкція. Зв'язки (опори) між підсилюваною і конструкцією, що розвантажує, забезпечують однакові прогини елементів системи. Вони можуть бути регульованими, у тому числі у процесі роботи під навантаженням. Якщо прогини складених елементів однакові (забезпечується спільна деформація по прогинах) сумарний момент системи

$$M_c = M_1 + M_2,$$

де  $M_1, M_2$  - момент, сприйманий відповідно підсилюваною конструкцією й елементом, що розвантажує.

Співвідношення цих моментів обчислюють з урахуванням власної твердості складених конструкцій, використовуючи залежність

$$M_1/B_1 = M_2/B_2, \quad (1.14)$$

де  $B_1, B_2$  - твердість відповідно підсилюваної і конструкції, що розвантажує.

Якщо необхідно сприйняти все додаткове навантаження без її додавання до існуючої конструкції, забезпечують передачу її на конструкції, які не мають зв'язку з конструкцією, що розвантажується. Для цього в плиті існуючого перекриття пробивають отвори, через які пропускають опорні елементи таким чином, щоб навантаження від них не передавалося на конструкції, що розвантажуються. При цьому елемент, що розвантажується, розраховують як новий на все додаткове навантаження, а сам елемент працює самостійно.

До розглянутої групи можна віднести і підсилення елементів, що згинаються, попередньо напруженими горизонтальними і шпренгельними з'язками. З'язки не мають зчеплення з бетоном основного перетину, розташовуються за його межами і є зовнішніми елементами, а створювані ними зусилля розглядаються як зовнішні для підсилюваних конструкцій. Після підсилення елемент, що згинається, перетворюється у позацентрово стиснутий і його розрахункова схема міняється.

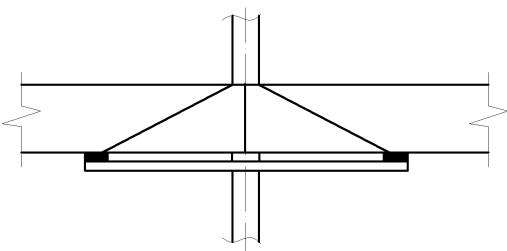


Рис. 12 – Підсилення кронштейнами, що розвантажують

Для багатопрогонових балок, а також для балок у системі рам зручно використовувати кронштейни, що розвантажують (рис. 12), які дозволяють знизити максимальний згинальний момент у ригелях і поперечній силі.

**Нарощування перерізу.** У ряді випадків доцільно при підсиленні залізобетонних елементів, що згинаються, використовувати нарощування перерізу. Воно може бути в окремих зонах (стиснутій чи розтягнутій) чи по всьому периметру перерізу. В останньому випадку нарощування називають обіймою.



Мінімальна товщина шару нарощування визначається умовами збереження захисного шару, вимогами технології провадження робіт при укладанні бетону і дорівнює 50 мм. При нарощуванні перерізу розтягнутої зони часто застосовують торкретування. Тоді товщина шару може бути знижена до 30...40 мм.

В усіх випадках нарощування необхідно забезпечити спільну роботу старого і нового перерізів - надійне зчеплення по поверхні контакту, а також включення арматури нового перерізу в роботу на розтягання без прослизання.

Для створення надійного зчеплення між старим і новим бетонами на поверхні підсилюваного елемента роблять насічку, ретельно очищають її від пилу і бруду, промивають водою під тиском. Арматуру підсилення приварюють до існуючого стержня шляхом сколювання на окремих ділянках бетону захисного шару. До основної арматури приварюють коротиші діаметром 10...30 мм, довжиною 50...100 мм і з кроком 200...1000 мм, а до коротишів - стержні підсилення. Якщо арматура підсилення віддалена від основної арматури на відстань більше 50 мм, її приварюють до основної за допомогою похилих відігнутих стержнів, хомутів, а потім бетонують. Приклади підсилення нарощуванням перерізу показані на рис. 13, а, б, в.

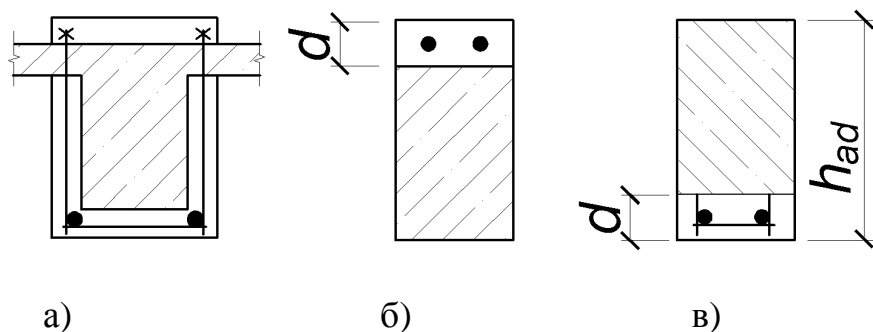


Рис. 13 – Підсилення балок нарощуванням перерізу:  
а - обоймами; б - стиснутої зони; в - розтягнутої зони

При підсиленні нарощуванням застосовують бетон класу за міцністю не нижче класу бетону в основному перерізі арматури класу не нижче класу арматури основного перерізу.

Конструкції підсилення розраховують згідно із СНиП 2.03.01-84, СНиП П-23-81\* по граничних станах першої і другої груп за умови забезпечення надійного з'єднання між собою підсилюваних і підсилюючих частин.

Уведемо основні позначення величин:

- $M, M_{tot}$  - зовнішній згинальний момент відповідно до й після підсилення;
- $M_u, M_{u.tot}$  - несуча здатність згинального елемента відповідно до і після підсилення;
- $d$  - висота перерізу нарощування;
- $A_{s.ad}$ ; - площа арматури при підсиленні;
- $R_{s.ad}, R_{b.ad}$ ; - розрахунковий опір відповідно арматури і бетону підсилюючих елементів;
- $A_{s.red}$ ; - наведена площа арматури.

**Розрахунок підсилення шпренгельною стяжкою.** Зусилля, що передаються на ригель від шпренгеля, вважаються зовнішніми, при цьому відомі згинальні моменти в найнебезпечнішому перерізі елемента до ( $M$ ) і після ( $M_{tot}$ ) підсилення, а також усі параметри перерізу (рис. 14). Виконують конструювання шпренгеля (призначають  $a; a_1; c_1$ ).

Визначають зусилля у стяжці шпренгеля (розпір):

$$N = (M_{tot} - M_u) / c; \quad (1.15)$$

і площу перерізу стяжки:

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp}, \quad (1.16)$$

де  $\gamma_{sp}$  - коефіцієнт умов роботи арматури стяжки,  $\gamma_{sp} = 0,8$ .

Стяжка передає на ригель розпірне зусилля  $N$  і вертикальну реакцію:

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi, \quad (1.17)$$

які створюють опорний момент

$$M_{on} = N \cdot c_1 \quad (1.18)$$

і прольотний момент

$$M_v = -V \cdot a. \quad (1.19)$$

Сумарний прольотний момент після підсилення

$$M_{np.} = M_{tot} + M_{on} + M_v. \quad (1.20)$$

Приводимо систему зовнішніх сил до однієї сили  $N$  з ексцентриситетом

$$e_o = M_{np.}/N \quad (1.21)$$

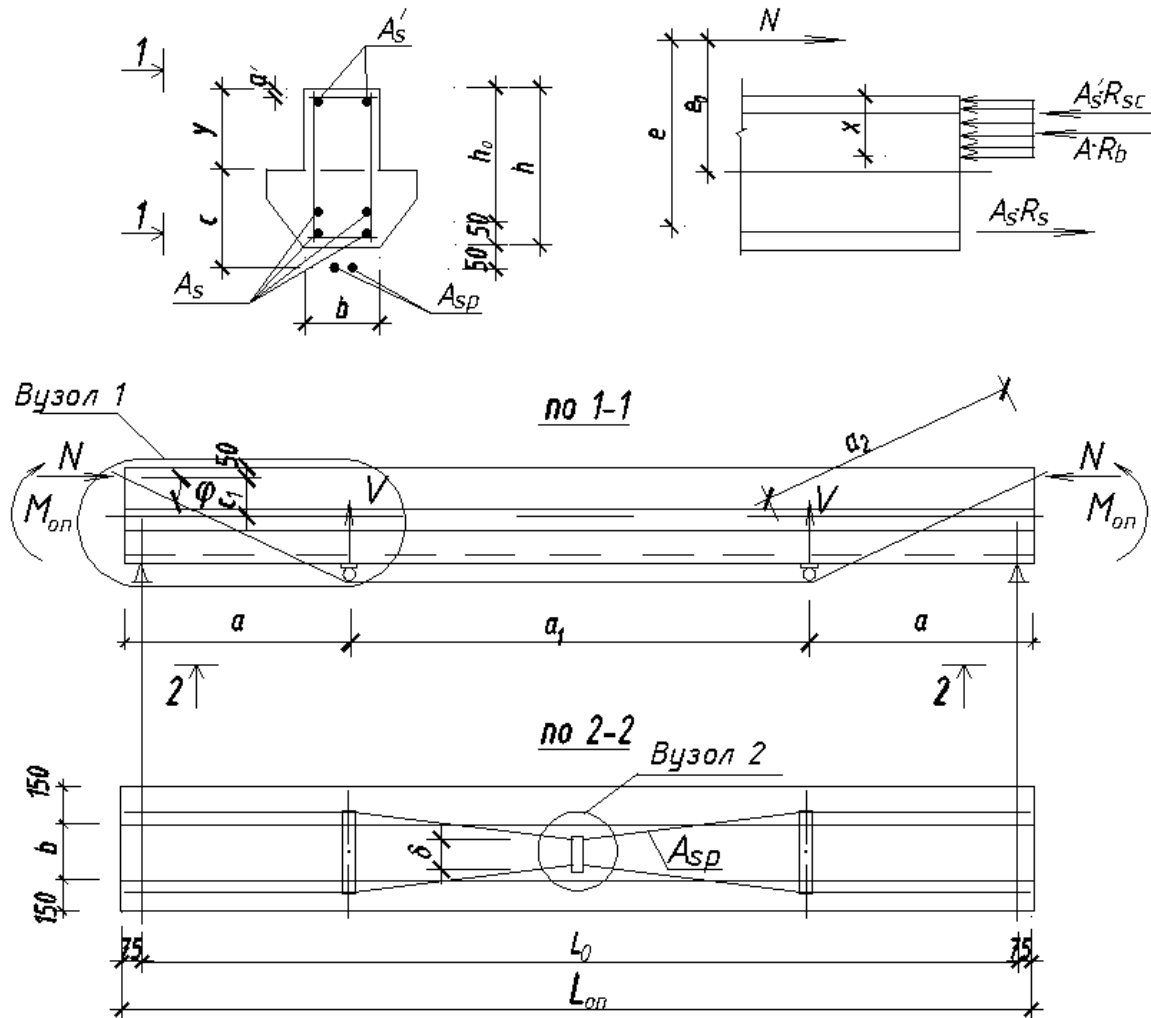


Рис. 14 – Підсилення шпрингельною стяжкою

Тоді ексцентриситет сили  $N$  щодо розтягнутої арматури

$$e = e_o + h_o - y.$$

Міцність підсиленого перетину

$$N \cdot e \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a'). \quad (1.22)$$

Висоту стислої зони визначаємо, виходячи з умови рівноваги:

$$N + R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A'_s, \quad (1.23)$$

$$x = (N + A_s R_s - R_{sc} A'_s) / R_b b, \quad (1.24)$$

при цьому повинна дотримуватися умова

$$\xi = \frac{x}{h_o} \leq \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)}. \quad (1.25)$$

Для включення шпренгеля в спільну роботу з ригелем приймаємо попереднє напруження в ньому  $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2$ .

Необхідне подовження шпренгеля  $\Delta l = \sigma_{sp} l / E_{sp}$ , де  $l = 2a_2 + a_1$ , можна одержати зближенням стержнів у центрі прольоту на довжину  $a_1$ .

Зближення стержнів

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2}. \quad (1.26)$$

**Приклад 3.** Потрібно підсилити ригель шпренгельною стяжкою (див. мал. 15) при збільшенні згинального моменту в прольоті після реконструкції до  $M_{tot} = 411,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$ . Ригель статично визначений, переріз:  $b=25 \text{ см}$ ,  $h=60 \text{ см}$ ,  $a'=4 \text{ см}$ ,  $y=30 \text{ см}$ . Армування: розрахункова арматура  $4 \text{ } \varnothing 25\text{A}400\text{C}$  ( $A_s=19,63 \text{ см}^2$ ); конструктивна арматура  $2\varnothing 10 \text{ A}240\text{C}$  ( $A'_s=1,57 \text{ см}^2$ ); конструкція шпренгеля із двох стержнів класу А400С,  $a=142 \text{ см}$ ,  $a_1=295 \text{ см}$ ,  $c_1=25 \text{ см}$ ,  $c=35 \text{ см}$ . Бетон класу В25 ( $R_b=1,45 \text{ кН/см}^2$ ).

Розрахунок. Визначаємо несучу здатність перерізу до підсилення  $M_u$

$$x = \frac{A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 19,33 \text{ см},$$

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_o - 0,5x) + A'_s R_{sc} (h_o - a') = \\ &= 1,45 \cdot 25 \cdot 19,33 (55 - 0,5 \cdot 19,33) + 1,57 \cdot 22,5 (55 - 4) = 335,68 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Зусилля у стяжці шпренгеля (розпір)

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{c} = \frac{411,8 - 335,68}{0,35} = 217,5 \text{ кН}.$$

Переріз стяжки

$$A_{sp} = N / \gamma_{sp} R_{sp} = 217,5 / 0,8 \cdot 37,5 = 7,25 \text{ см}^2.$$

Згідно із сортаментом приймаємо  $2\varnothing 25\text{A}400\text{C}$  ( $A_{sp}=9,82 \text{ см}^2$ ).

Реакція шпренгеля на балку

$$V = N \cdot \operatorname{tg} \varphi = 217,5 \frac{60}{142} = 91,9 \text{кН};$$

опорний момент  $M_{on} = Nc_1 = 217,5 \cdot 0,25 = 54,4 \text{кН} \cdot \text{м}$ ,

прольотний момент від реакції шпренгеля

$$M_v = -Va = -91,9 \cdot 1,42 = -130,5 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Сумарний прольотний момент

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_v = 411,8 + 54,4 - 130,5 = 335,7 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Приводимо систему сил до однієї зовнішньої сили  $N$  з ексцентриситетом:

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{217,5} = 1,54 \text{м} = 154 \text{см};$$

$$e = e_o + h_o - y = 154 + 55 - 30 = 179 \text{см}.$$

Перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$x = \frac{N + A_s R_s - A'_s R_{sc}}{R_b b} = \frac{217,5 + 19,63 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{1,45 \cdot 25} = 25,3 \text{см};$$

$$\xi = \frac{x}{h_o} = \frac{25,3}{55} = 0,46 < \xi_R = 0,563,$$

тоді

$$\begin{aligned} Ne &\leq R_{sc} A'_s (h_o - a') + b R_b x (h_o - 0,5x) = \\ &= 22,5 \cdot 1,57 (55 - 4) + 25 \cdot 1,45 \cdot 25,3 (55 - 0,5 \cdot 25,3) = 40642 \text{кН} \cdot \text{см} = 406,42 \text{кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

$$Ne = 217,5 \cdot 1,79 = 389,3 \text{кН} \cdot \text{м} < 406,42 \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність забезпечена.

Розраховуємо величину зближення стержнів  $\delta$  у прольоті для створення попереднього напруження в стяжці:

$$l = 2a_2 + a_1 = 2 \cdot 154 + 295 = 603 \text{ см},$$

$$\Delta l = \frac{100 \cdot 603}{2,0 \cdot 10^5} = 0,3 \text{ см},$$

$$\delta = b - \sqrt{(a_1 + \Delta l)^2 - a_1^2} = 25 - \sqrt{(295 + 0,3)^2 - 295^2} = 25 - 13,3 = 11,7 \text{ см}.$$

Враховуючи податливість вузлів, приймаємо  $\delta = 10 \text{ см}$ .

**Розрахунок підсилення горизонтальною стяжкою.** Горизонтальна попередньо напружена зтяжка - окремий випадок шпренгельної стяжки, в якій кут нахилу шпренгеля на приопорних ділянках  $\varphi=0$ . Зусилля у стяжці передається на підсилюваний згинальний елемент нижче осі центру ваги й розташовується на відстані  $c$  від неї (рис. 15), а реакція  $V=0$ .

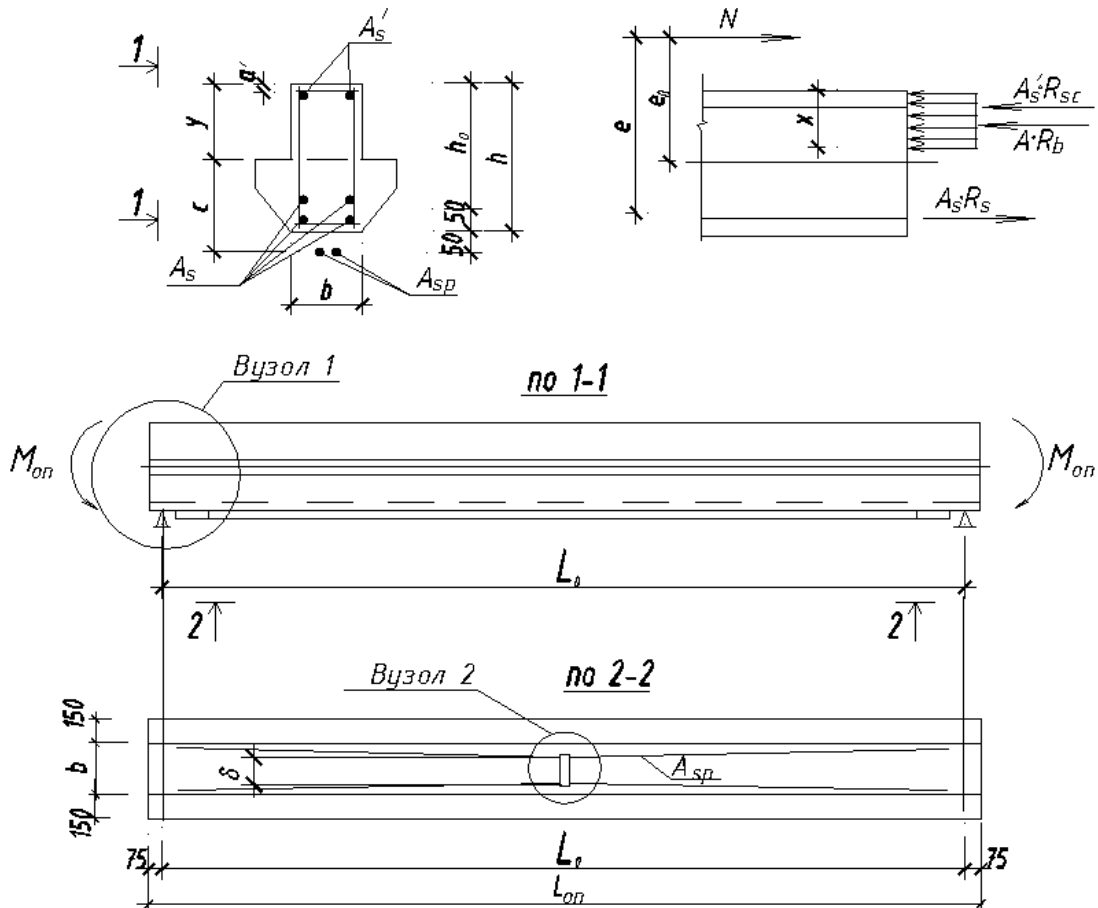


Рис. 15 – Підсилення горизонтальною стяжкою

Зусилля у стяжці  $N$  і її переріз  $A_{sp}$  визначають за (1.15) і (1.16), опорний момент  $Nc$  буде зі знаком « - ».

За аналогією систему сил приводимо до однієї сили  $N$  з ексцентриситетом  $e_o$  щодо центру ваги перерізу:

$$e_o = \frac{M_{tot} - Nc}{N}. \quad (1.27)$$

Як і у випадку зі шпренгельною стяжкою, міцність перерізу визначаємо за (1.22) з урахуванням  $x$  за (1.24) як для позацентрово стиснутого елемента.

Стяжку включаємо у спільну роботу з ригелем, створюючи в ньому

попереднє напруження  $\sigma_{sp} = 10 \text{ кН/см}^2$ , яке одержуємо зближенням стержнів у центрі прольоту. Зближення визначаємо за формулою:

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2}, \quad (1.28)$$

де  $l$ ,  $\Delta l$  - відповідно довжина стяжки і її подовження,  $\Delta l = \frac{l}{E_{sp}}$ .

**Приклад 4.** Розрахувати підсилення ригеля горизонтальною стяжкою.

Зусилля в нормальному перерізі і характеристики перерізу прийняті за прикладом 3:  $x = 19,33 \text{ см}$ ;  $N = 217,5 \text{ кН}$ ;  $A_{sp} = 7,25 \text{ см}^2$ . Приймаємо за сортаментом 2Ø25A400C ( $A_{sp} = 9,82 \text{ см}^2$ ).

Сумарний прольотний момент

$$M_{np} = M_{tot} - M_{on} = M_{tot} - Nc = 411,8 - 217,5 \cdot 0,35 = 335,7 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Ексцентриситет однієї зовнішньої сили  $N$  щодо центру ваги перерізу

$$e_o = \frac{M_{np}}{N} = \frac{335,7}{217,5} = 1,54 \text{ м} = 154 \text{ см}; \quad e = e_o + h_o - y = 179 \text{ см}.$$

Як бачимо, всі значення збігаються з попереднім прикладом, тому далі можемо записати:  $x = 25,3 \text{ см}$ ;  $\xi = 0,46 < \xi_R = 0,563$ ;

$$N \cdot e_l = 217,5 \cdot 1,79 = 389,3 \text{ кН}\cdot\text{м} < 406,42 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Міцність перерізу забезпечена.

Розраховуємо зближення стержнів стяжки:

$$\Delta l = 579 \cdot 10 / 2,0 \cdot 10^4 = 0,29 \text{ см}.$$

Зближення стержнів

$$\delta = b - \sqrt{(l + \Delta l)^2 - l^2} = 25 - \sqrt{(579 + 0,29)^2 - 579^2} = 6,85 \text{ см}.$$

Приймаємо із запасом на піддатливість вузлів  $\delta = 5 \text{ см}$ .

**Розрахунок підсилення нарощуванням розтягнутої зони перерізу.**

Висоту нарощування  $d$  визначаємо виходячи з конструктивних міркувань, тобто з умови розміщення в неї додаткової розтягнутої арматури. Клас бетону за міцністю повинен наближатися до класу бетону основного перерізу. Арматуру приймають за міцністю не нижче міцності арматури перерізу підсилення.

При розрахунку підсилення відомі розміри основного і додаткового перерізів, робочі висоти  $h_o$  і  $h_{o.ad}$ . У випадку, що розглядається, зручно використати наведені характеристики перерізу як показано на рис.16.

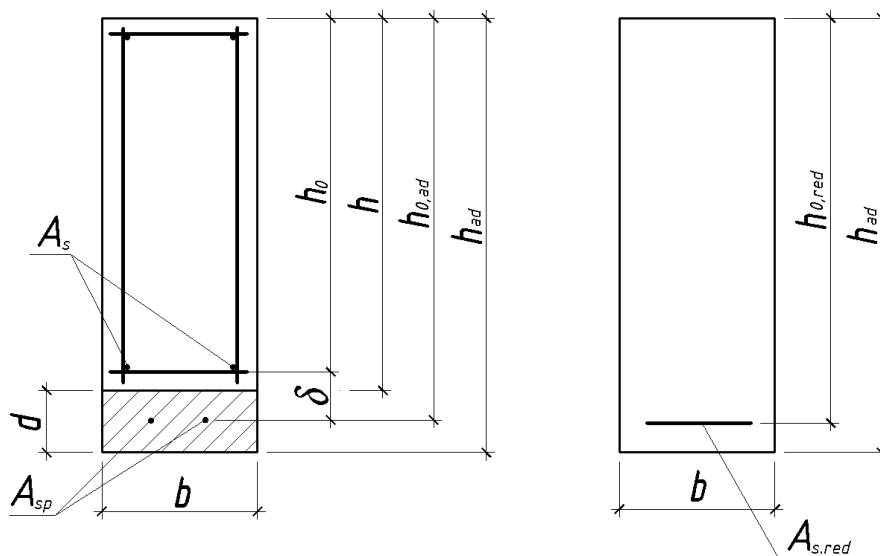


Рис. 16 – Розрахункові перерізи при підсиленні нарощуванням розтягнутої зони

Наведену з урахуванням різних розрахункових опорів площу арматури й наведену робочу висоту підсиленого перерізу визначають за формулами

$$A_{s.red} = A_s + A_{s.ad} \frac{R_{s.ad}}{R_s}, \quad (1.29)$$

або

$$A_{s.ad} = (A_{s.red} - A_s) \frac{R_s}{R_{s.ad}}; \quad (1.30)$$

$$h_{o.red} = h_o + (h_{o.ad} - h_o) \left( 1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) \quad (1.31)$$

Виходячи з умови рівноваги, визначаємо положення нейтральної осі:

$$x = \frac{A_{s.red} R_s - A'_s R_{sc}}{b R_b} \quad (1.32)$$

і якщо  $x \leq x_R$ , для першого розрахункового випадку обчислюємо міцність підсиленого перерізу:



$$M_{tot} \leq R_b b x (h_{o.red} - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_{o.red} - a') \quad (1.33)$$

Якщо переріз арматури завищений ( $x > x_R$ ), при класі бетону до В30 міцність перерізу розраховуємо за формулою

$$M_{tot} \leq R_b b x_R (h_{o.red} - 0,5x_R) + A'_s R_{sc} (h_{o/red} - a'), \quad (1.34)$$

де

$$x_R = h_{o.red} \xi_R.$$

У розглянутому випадку використання наведених характеристик перерізу дає можливість застосувати табличний спосіб розрахунку підсилення. Спочатку за (1.31) визначаємо  $h_{o.red}$ , а далі обчислюємо конструктивну характеристику перерізу:

$$A_o = \frac{M_{tot} - A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a')}{b R_b h_{o.red}^2}. \quad (1.35)$$

За таблицями знаходимо  $\eta$  і  $\xi$ , перевіряємо умову  $\xi \leq \xi_R$ , а потім обчислюємо наведену площу розтягнутої арматури:

$$A_{s.red} = \frac{M_{tot}}{\eta \cdot h_{o.red} R_s} \quad (1.36)$$

і переріз арматури підсилення  $A_{s.ad}$  по (1.30).

**Приклад 5.** Підсилити ригель прямокутного перерізу ( $b = 25$  см,  $h = 60$  см,  $a = 5$  см,  $a' = 4$  см) по нормальному перерізу нарощуванням розтягнутої зони перерізу. Товщина шару нарощування  $d = 10$  см. Арматура:  $A_s = 24,63$  см<sup>2</sup> (4Ø28A300С),  $R_s = 28$  кН/см<sup>2</sup>;  $A'_s = 1,57$  см<sup>2</sup> (2Ø10A240С),  $R_{sc} = 22,5$  кН/см<sup>2</sup>,  $A_{s.ad}$  із арматури А400С,  $R_{s.ad} = 37,5$  кН/см<sup>2</sup>. Бетон ригеля класу В25,  $R_b = 1,45$  кН/см<sup>2</sup>. Конструктивно прийнято  $h_{o.ad} = 65$  см. Несуча здатність нормального перерізу ригеля до підсилення  $M_u = 319$  кН·м, момент після підсилення  $M_{tot} = 400$  кН·м.

Розрахунок. Визначаємо наведену робочу висоту підсиленого перерізу:

$$h_{o.red} = h_o + (h_{o.ad} - h_o) \left( 1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) = 55 + (65 - 55) \left( 1 - \frac{319}{400} \right) = 57 \text{ см.}$$

Конструктивна характеристика перерізу

$$A_o = \frac{M_{tot} - A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a')}{b R_b h_{o.red}^2} = \frac{400 - 1,57 \cdot 22,5(57 - 4)}{25 \cdot 1,45 \cdot 57^2} = 0,324.$$

По таблицях знаходимо  $\eta = 0,8$ ,  $\xi = 0,4 < \xi_R = 0,593$ .

У першому розрахунковому випадку

$$A_{s.red} = \frac{M_{tot}}{\eta \cdot h_{o.red} R_s} = \frac{40000}{0,8 \cdot 57 \cdot 28,0} = 31,33 \text{ см}^2.$$

Переріз арматури підсилення за (1.30)

$$A_{s.ad} = (A_{s.red} - A_s) \frac{R_s}{R_{s.ad}} = (31,33 - 24,63) \frac{28,0}{36,5} = 5,14 \text{ см}^2$$

За сортаментом приймаємо 2Ø20A400C ( $A_{s.ad} = 6,28 \text{ см}^2$ ).

Перевірка:

$$x = \frac{A_s R_s + A_{s.ad} R_{s.ad} - A'_s R_{sc}}{b R_b} = \frac{24,63 \cdot 28,0 + 6,28 \cdot 37,5 - 1,57 \cdot 22,5}{25 \cdot 1,45} = 24,5 \text{ см}.$$

Несуча здатність підсиленого елемента

$$\begin{aligned} M_{u.tot} &= R_b b x (h_{o.red} - 0,5x) + A'_s R_{sc} (h_{o.red} - a') = \\ &= 1,45 \cdot 25 \cdot 24,5(57 - 12,2) + 1,57 \cdot 22,5 \cdot 53 = 41660 \text{ кН} \cdot \text{см} = \\ &= 416,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > 400 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

**Розрахунок підсилення нарощуванням стислої зони перерізу.** При нарощуванні перерізу стислої зони несуча здатність збільшується за рахунок висоти нарощування  $d$  і зростання за рахунок цього робочої висоти перерізу.

На практиці для перерізу нарощування може застосовуватися бетон іншого класу міцності в порівнянні з міцністю основного перерізу, що необхідно враховувати при розрахунку підсиленого перерізу.

Розглянемо підсилений переріз (рис. 17). У розрахунках можуть зустрічатися два варіанти положення нейтральної осі (стиснутої зони). Перший варіант - стиснута зона перебуває в межах висоти перерізу нарощування (рис. 17, а), другий - стиснута зона частково захоплює основний переріз (рис. 17, б). Границю між цюма двома випадками можна розрахувати:

якщо виконується умова

$$A_s R_s \leq 2b(z_{b.ad} - h_o)R_{b.ad}, \quad (1.37)$$

маємо перший випадок розрахунку,

а якщо

$$A_s R_s > 2b(z_{b.ad} - h_o)R_{b.ad}, \quad (1.38)$$

або  $z_{b.ad} \leq h_o$ , маємо другий випадок розрахунку.

У формулах (1.37) і (1.38)

$$z_{b.ad} = \frac{M_{tot}}{A_s R_s}. \quad (1.39)$$

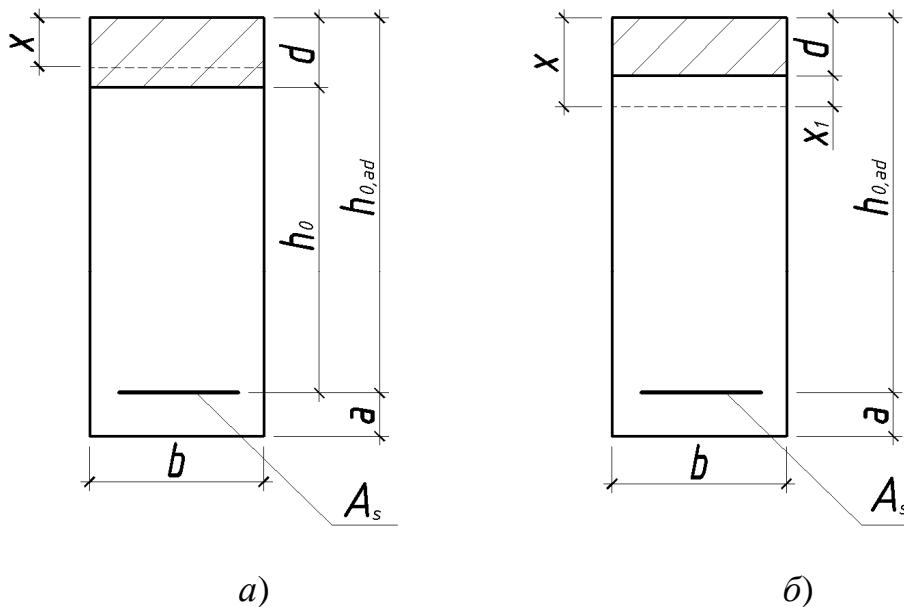


Рис. 17 – Розрахунковий переріз при підсиленні нарощуванням стиснутої зони:

**a** – перший випадок; **б** – другий випадок

Розрахунок за першим випадком зводиться до перевірки міцності звичайного залізобетонного перерізу прямокутного профілю з робочою висотою  $h_{o.ad} = h_o + d$ , шириною  $b$ , заданим моментом  $M_{tot}$  і прийнятою міцністю бетону нарощування  $R_{b.ad}$  за формулою

$$M_{tot} \leq R_{b.ad} b x (h_{o.ad} - 0,5x),$$

де  $x = \frac{A_s R_s}{b R_{b.ad}}$ .

Висота перерізу нарощування

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left( 1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right). \quad (1.40)$$

При перевірці міцності підсиленого перерізу можна враховувати і стиснуту арматуру перерізу нарощування  $A'_{s.ad}$ .

При розрахунку за другим випадком висоту стиснутої зони перерізу рекомендується подавати у вигляді суми

$$x = d + x_1 \quad (1.41)$$

і кожний параметр визначати роздільно. Тоді для  $d$  буде справедлива залежність (1.40), а  $x_1$  знаходимо виходячи з умови рівноваги підсиленого перерізу:

$$A_s R_s = R_{b.ad} b d + R_b b x_1, \quad (1.42)$$

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b d}{R_b b}. \quad (1.43)$$

Перевірку міцності виконуємо за залежністю

$$M_{tot} \leq R_{b.ad} b d (h_o + 0,5d) + R_b b x_1 (h_o - 0,5x_1), \quad (1.44)$$

при цьому повинна дотримуватися умова

$$\xi = \frac{d + x_1}{h_{o.ad}} \leq \xi_R, \quad (1.45)$$

де  $\xi_R$  визначаємо із урахуванням менш міцного бетону.

Аналогічна методика зберігається і при підсиленні таврових перерізів, для яких частіше є перший розрахунковий випадок.

**Приклад 6.** Підсилити залізобетонний ригель прямокутного перерізу ( $b = 25$  см,  $h = 60$  см,  $h_o = 55$  см). Бетон класу В20 ( $R_b = 1,15$  кН/см<sup>2</sup>), для перерізу нарощування - класу В25 ( $R_{b.ad} = 1,45$  кН/см<sup>2</sup>). Арматура  $A_s = 19,63$  см<sup>2</sup>, класу А400С ( $R_s = 37,5$  кН/см<sup>2</sup>). Несуча здатність перерізу до підсилення  $M_u = 304,2$  кН·м. Згинальний момент після підсилення  $M_{tot} = 360$  кН·м.

Розрахунок. Визначаємо плече внутрішньої пари сил підсиленого перерізу:

$$z_{b.ad} = \frac{M_{tot}}{A_s R_s} = \frac{36000}{19,63 \cdot 37,5} = 48,9 \text{ см},$$

тому що  $z_{b.ad} = 48,9 \text{ см} < h_o = 55 \text{ см}$ , це другий випадок розрахунку.

Розраховуємо висоту нарощування

$$d = h_o \frac{R_b}{R_{b.ad}} \left( 1 - \frac{M_u}{M_{tot}} \right) = 55 \frac{1,15}{1,45} \left( 1 - \frac{304,2}{360} \right) = 6,76 \text{ см}.$$

Обчислюємо границю стислої зони

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b d}{R_{b.ad} b} = \frac{19,63 \cdot 37,5 - 1,45 \cdot 25 \cdot 6,76}{1,15 \cdot 25} = 17,1 \text{ см};$$

$$h_{o.ad} = h_o + d = 61,76 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову

$$\xi = \frac{d + x_1}{h_{o.ad}} = \frac{6,76 + 17,1}{61,76} = 0,386 < \xi_R = 0,59.$$

Тоді

$$\begin{aligned} M_{tot} &\leq R_{b.ad} b d (h_o + 0,5d) + R_b b x_1 (h_o - 0,5x_1) = \\ &= 1,45 \cdot 25 \cdot 6,76 (55 + 3,38) + 1,15 \cdot 25 \cdot 17,1 (55 - 8,55) = 37142 \text{ кН} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

$$M_{tot} = 360 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{u.tot} = 371,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

### ***Конструювання і розрахунок підсилення плит перекриття***

Способи підсилення монолітних і збірних плит перекриття багато в чому подібні з аналогічними способами підсилення для стержневих згинальних елементів. Згідно із загальною схемою підсилення конструкцій, вказаною на рис. 1, розглянемо два напрямки конструктивних рішень.

Зміна розрахункової і конструктивної схеми. При необхідності підсилення одночасно за нормальним і похилим перерізами збірних ребристих плит рекомендуються конструкції у вигляді шпренгельних або комбінованих стяжок. Розрахунок підсилення стяжками виконують за залежностями, що використовуються для стержневих елементів.

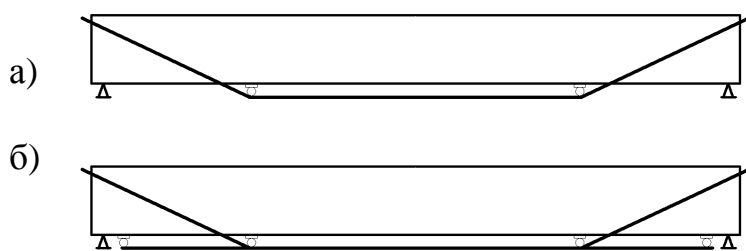


Рис. 18 – Підсилення ребристих плит шпренгельною (а) і комбінованою (б) затяжками

Підсилення збірних ребристих і багатопорожнинних плит перекриття за нормальним і похилим перерізами зручно здійснювати із застосуванням додаткових опорних елементів у вигляді кронштейнів, що встановлюються у пазах між плитами (рис. 19,а). На проміжних опорах кронштейни виступають в обидва боки і є загальними для плит суміжних прольотів.

На практиці розповсюджений варіант підсилення з використанням опорних арматурних каркасів, що встановлюються у швах між плитами (рис. 19, б). Введення в роботу арматурного каркаса з верхньою поздовжньою робочою арматурою перетворює плити перекриття у нерозрізну систему з утворенням опорного моменту, що приводить до зниження прольотного моменту. Таким чином, за рахунок зміни розрахункової схеми плит здійснюється перерозподіл зусиль (моментів). Підсилення за похилим перерізом в розглянутому способі досягається введенням додаткової поперечної арматури, що включається до опорних каркасів.

Наступний спосіб - підведення під ребра додаткових металевих балок (пружних опор). Він застосовується при порівняно невеликій кількості підлягаючих підсиленню плит перекриття. Різновидом його є спосіб передачі зусиль з пошкоджених плит перекриття на сусідні, що перебувають у гарному стані. Передача зусиль здійснюється введенням у шви між плитами з'єднаних елементів (рис. 19, в). Такий спосіб застосовується при випадковому перевантаженні однієї з плит перекриття.

Другий напрямок конструктивного рішення підсилення - нарощування перерізу. Воно застосовується при нарощуванні як розтягнутої, так і стиснутої зон. При нарощуванні розтягнутої зони існуючу арматуру оголюють на окремих ділянках, приварюють коротиші, а до них - арматуру підсилення (рис. 19, г).

Для стяжок використовують арматурні стержні класів А240С, А300С і А400С із обов'язковим їх захистом від корозії.

Можливі варіанти створення попереднього напруження арматури підсилення, але вони трудомісткі і не дістали великого поширення.

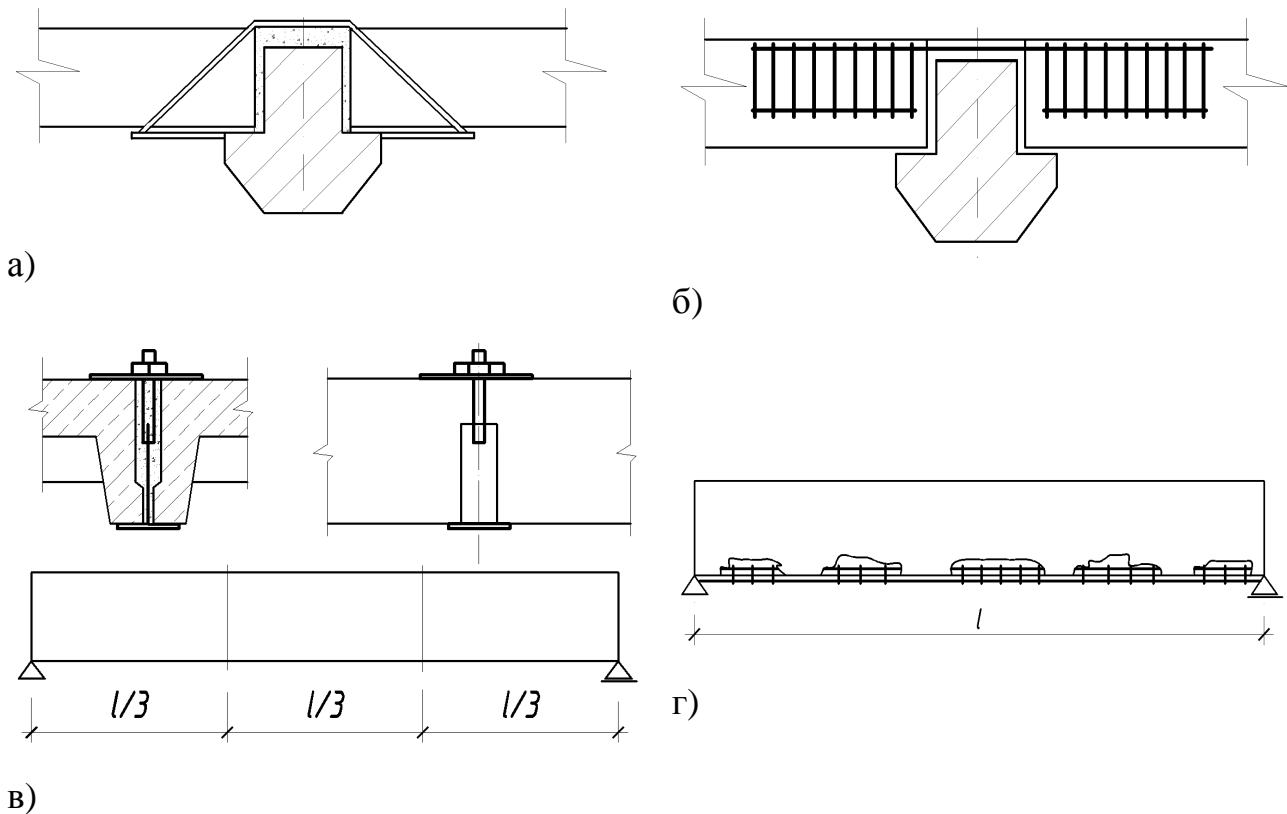


Рис. 19 –Підсилення плит:

**а** – кронштейнами; **б** – введення опорного арматурного каркасу; **в** – передача навантаження на сусідні плити; **г** - нарощування розтягнутої зони перерізу

Спосіб підсилення плит нарощуванням стиснутої зони перерізу найбільш простий у виконанні і успішно застосовується при підвищенні несучої здатності при нормальному перері і як монолітних, так і збірних залізобетонних ребристих і багатопорожнинних плит. Надійність способу в значній мірі визначається якістю сполучення старого і нового перерізів по контактній поверхні. При товщині шару нарощування до 10 см достатньо виконати насічку поверхні плити, промивання водою і використати адгезійні добавки. При збільшенні шару нарощування передбачають спеціальні заходи: армування шару нарощування сітками, використання армованих шпонок (рис. 20) та ін. Сутність підсилення плит нарощуванням полягає в тому, що збільшення несучої здатності нормального перерізу досягається за рахунок збільшення плеча внутрішньої пари сил, при цьому переріз арматури розтягнутої зони зберігається колишнім.

Підсилення плит перекреть за похилими перерізами виконують

введенням додаткової поперечної арматури на розрахункових (приопорних) ділянках. При підсиленні ребристих плит поперечну арматуру в складі каркасів вводять в попередньо розчищений зазор між плитами і потім бетонують сумішшю на дрібнозернистому щебені. У багатопорожнинних плитах каркаси можуть вводитися безпосередньо в порожнечі (рис. 21).

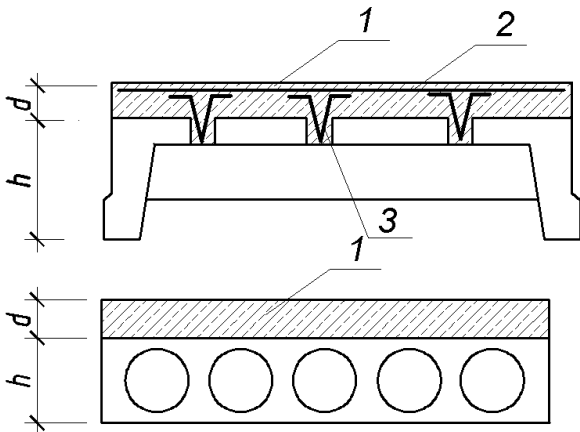


Рис. 20 – Підсилення плит нарощуванням стиснутої зони:  
**1** – шар нарощування; **2** – арматурна сітка; **3** – армована шпонка

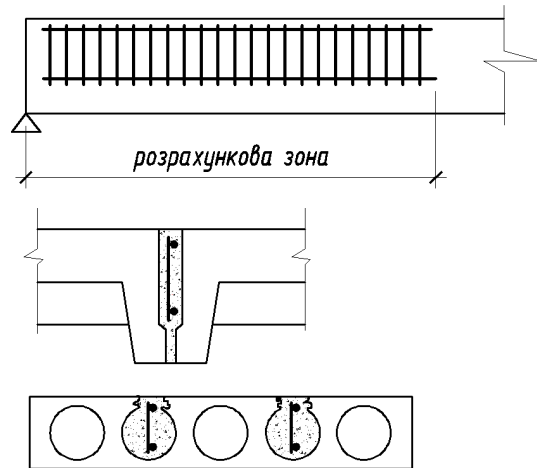


Рис. 21 – Підсилення плит каркасами по похилому перерізу:  
**а** – поздовжній переріз; **б** – установка каркасів у швах; **в** – установка каркасів у порожнечах

**Розрахунок підсилення плит перекриттів нарощуванням стиснутої зони перерізу.** Вихідною передумовою для розрахунку є припущення про спільну роботу існуючого перерізу і підсилюваного елемента. Зсув по контакту відсутній.

При розрахунку підсилення плит перекриттів нарощуванням ураховують додатковий момент, що створюється навантаженням від власної ваги шару бетону товщиною  $d$ . Для статично визначеної плити цей момент

$$M_q = 0,125d\rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2 = dk, \quad (1.46)$$

де  $\rho_b$  - щільність бетону нарощування,  $\text{кН/см}^3$ ;

$b_{sup}$  - вантажна ширина плити;

$l_o$  - розрахунковий прольот плити;

$\gamma_f$  - коефіцієнт надійності по навантаженню для власної ваги матеріалу нарощування;

$$k = 0,125\rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2. \quad (1.47)$$



З умови рівноваги відповідно для основного і підсиленого перерізів

$$\begin{aligned}xb'_f R_b &= A_s R_s, \\x_{ad} b'_f R_{b.ad} &= A_s R_s\end{aligned}\tag{1.48}$$

одержуємо співвідношення, що враховує різну міцність бетону, який потрапив у стиснуту зону підсиленого перерізу:

$$x_{ad} = x\beta,\tag{1.49}$$

де  $\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}}$ .

Залежно від положення нейтральної осі (у шару нарощування або у межах полиці основного перерізу) розрізняють два розрахункових випадки (рис. 22). Якщо висота шару нарощування, що визначається за залежністю

$$d = \frac{M_{tot} - A_s R_s (h_o - 0,5x\beta)}{A_s R_s - k},\tag{1.50}$$

виявиться більше висоти стиснутої зони

$$x_{ad} = A_s R_s / b'_f R_{b.ad},$$

то нейтральна вісь проходить у шарі нарощування. Це перший розрахунковий випадок (рис. 22, а), для якого міцність перерізу визначаємо за залежністю

$$M_{tot} + M_q \leq A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5x_{ad}),\tag{1.51}$$

де  $h_{o.ad} = h_o + d$ .

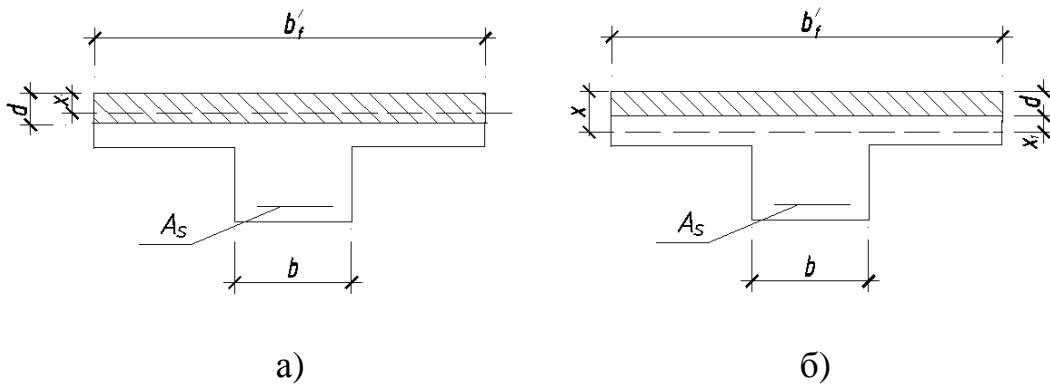


Рис. 22 – Схеми підсилення таврового перерізу:

**а** – перший випадок; **б** – другий випадок

$$\text{Якщо} \quad d \leq x_{ad}, \quad (1.52)$$

розрахунок виконуємо за другим випадком, в якому висоту стислої зони представляємо сумою за формулою (1.41). Висоту перерізу нарощування визначаємо за формулою (1.50), а складову  $x_1$  за залежністю

$$x_1 = \frac{A_s R_s - R_{b.ad} b'_f d}{R_b b'_f}. \quad (1.53)$$

Міцність підсиленого перерізу повинна задовольняти умові

$$M_{tot} + M_q = R_{b.ad} b'_f d (h_o + 0,5d) + R_b b'_f x_1 (h_o - 0,5x_1). \quad (1.54)$$

Якщо міцності бетону основного перерізу й перерізу нарощування прийняті однаковими ( $R_b = R_{b.ad}$ ,  $\beta = 1,0$ ), формула (1.50) набуває вигляду

$$d = \frac{M_{tot} - M_u}{A_s R_s - k}, \quad (1.55)$$

де  $M_u = A_s R_s (h_o - 0,5x)$  - несуча здатність нормального перерізу до підсилення.

**Приклад 7.** Підсилити нарощуванням стиснутої зони збірну залізобетонну ребристу плиту, що має наступні геометричні характеристики:

$$b_{sup} = 150 \text{ см}, \quad b'_f = 146 \text{ см}, \quad h = 35 \text{ см}, \quad h_o = 30 \text{ см}, \quad h'_f = 5 \text{ см}, \quad l_o = 600 \text{ см}.$$

Бетон плити класу В20 ( $R_b = 1,15 \text{ кН/см}^2$ ), арматура 2Ø28А300С ( $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ ).

Згинальний момент у прольоті плити після підсилення  $M_{tot} = 12000 \text{ кН}\cdot\text{см}$ .

Бетон нарощування класу В30 ( $R_{b.ad} = 1,45 \text{ кН/см}^2$ ).

Розрахунок. Визначаємо висоту стиснутої зони бетону плити:

$$x = \frac{A_s R_s}{b'_f R_b} = \frac{12,32 \cdot 28,0}{146 \cdot 1,15} = 2,05 \text{ см} > h'_f = 5 \text{ см}.$$

Тоді несуча здатність до підсилення

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b'_f x (h_o - 0,5x) = 1,15 \cdot 146 \cdot 2,05 (30 - 1,025) = \\ &= 9973 \text{ кН}\cdot\text{м} < M_{tot} = 12000 \text{ кН}\cdot\text{м} \end{aligned}$$

Оскільки  $M_u < M_{tot}$ , необхідно виконати підсилення.

$$\beta = \frac{R_b}{R_{b.ad}} = \frac{1,15}{1,45} = 0,79;$$

$$d = \frac{M_{tot} - A_s R_s (h_o - 0,5x\beta)}{A_s R_s - k} = \frac{12000 - 12,32 \cdot 28,0(30 - 0,5 \cdot 2,05 \cdot 0,79)}{12,32 \cdot 28,0 - 158,95} = 10,38 \text{ см},$$

де  $k = 0,125 \rho_b b_{sup} \gamma_f l_o^2 = 0,125 \cdot 20 \cdot 10^{-6} \cdot 146 \cdot 1,1 \cdot 600^2 = 158,95 \text{ кН}$ .

Знаходимо

$$x_{ad} = \frac{A_s R_s}{b'_f R_{b.ad}} = \frac{12,32 \cdot 28,0}{146 \cdot 1,45} = 1,63 \text{ см}.$$

Оскільки  $d = 10,38 \text{ см} > x_{ad} = 1,63 \text{ см}$ , маємо перший розрахунковий випадок. Приймаємо із запасом  $d = 11 \text{ см}$  і перевіряємо міцність підсиленого перерізу:

$$M_{u.tot} = A_s R_s (h_{o.ad} - 0,5x_{ad}) = 12,32 \cdot 28,0((30 + 11) - 0,5 \cdot 1,63),$$

$$M_{u.tot} = 13862 \text{ кН} \cdot \text{см} > M_{tot} + M_q = 12000 + 1748 = 13748 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Міцність підсиленого перерізу забезпечена.

## НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Конспект лекцій з курсу “Технічна реконструкція будівель” Ч.1  
(для студентів спеціальностей 6.092100 – “Міське будівництво й господарство”)

Автори: Ніна Олексіївна Псурцева,  
Оксана Михайлівна Пустовойтова

Редактор: М.З.Аляб'єв

Верстка: Ю.П. Степась

План 2009, поз.1 Л

---

Підп. до друку 23.10.09	Формат 60x84 1/16	Папір офісний.
Друк на ризографі.	Ум. вид. арк. 1,5	Обл.-вид.арк. 1,9.
Тираж 50 прим.	Зам. №	

---

61002. Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12

Сектор оперативної поліграфії ЦНІТ ХНАМГ.

610002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12