

**БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ**

**Кафедра „Будівельні матеріали, конструкції та споруди”**

**РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ  
ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

**до контрольної роботи (розрахунково-графічної роботи)  
з дисципліни**

***"ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ"***

**Харків - 2009**

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри "Будівельні матеріали, конструкції та споруди" 11 квітня 2007 р., протокол № 10.

Рекомендуються для студентів спеціальності ПЦБ всіх форм навчання.

Укладачі:

доценти А.С. Наконечний,  
С.В. Мірошніченко,  
асист. Н.М. Паргала

Рецензент

доц. І.М. Єгорова

РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ  
ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до контрольної роботи (розрахунково-графічної роботи)  
з дисципліни "Залізобетонні конструкції"

Відповідальний за випуск Беляєв В.В.

Редактор Буранова Н.В.

---

Підписано до друку 18.05.07 р.  
Формат паперу 60x84 1/16 . Папір писальний.  
Умовн.-друк.арк. 2,5. Обл.-вид.арк. 1,75.  
Замовлення № Тираж 150 Ціна

---

Видавництво УкрДАЗТу, свідоцтво ДК 2874 від 12.06.2007 р.  
Друкарня УкрДАЗТу,  
61050, Харків - 50, пл. Фейєрбаха, 7

УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ ЗАЛІЗНИЧНОГО  
ТРАНСПОРТУ

Кафедра "Будівельні матеріали, конструкції та споруди"

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до контрольної роботи (розрахунково-графічної роботи) з  
дисципліни "Залізобетонні конструкції" для студентів спеціальності  
ПЦБ всіх форм навчання

*Розрахунок та конструювання елементів підсилення  
залізобетонних конструкцій*

Харків 2008

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри "Будівельні матеріали, конструкції та споруди" 11 квітня 2007р., протокол № 10.

Укладачі:

доценти А.С. Наконечний,  
С.В. Мірошніченко,  
асист. Н.М.Партала

Рецензент

доц. І.М. Єгорова

## ЗМІСТ

1 Підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою .....	4
2 Підсилення балки шпренгельною зтяжкою .....	13
3 Підсилення колони попередньо напруженими металевими розпірками .....	21
4 Підсилення колони залізобетонною обіймою .....	30
Додаток А .....	36
Додаток Б .....	37
Додаток В .....	39
Додаток Г .....	40
Додаток Д .....	41

### **1 ПІДСИЛЕННЯ БАЛКИ ГОРИЗОНТАЛЬНОЮ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНОЮ ЗАТЯЖКОЮ**

Підсилення балки здійснюється постановкою додаткової арматури в розтягнутій зоні у вигляді зтяжки, що складається з двох

стержнів, які напружуються за допомогою взаємного стягування спеціальними стяжними болтами.

Армування балки та пристрій затяжки показані на рисунку 1.1.

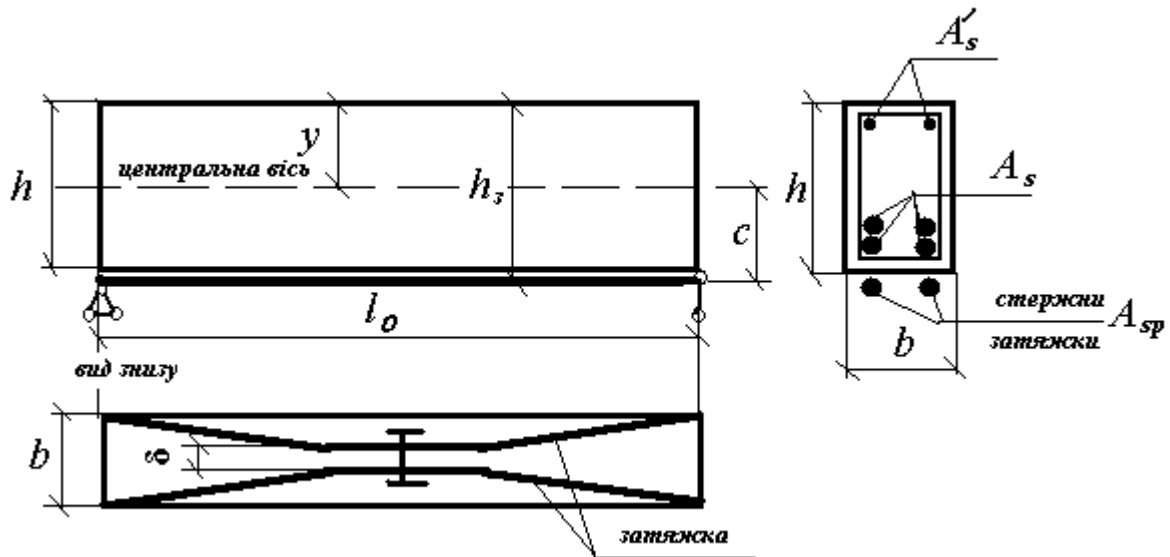


Рисунок 1.1 – Побудова затяжки

Дані для розрахунку:

$L_0$  – розрахунковий проліт балки;

$H, b$  – розміри поперечного перерізу балки;

$A_s$  і  $A_s'$  – площа арматури в розтягнутій і стиснутій зоні;  
клас бетону і клас арматури.

Причини необхідності підсилення:

- а) збільшення навантаження;
- б) корозія арматури;
- в) зниження міцності бетону.

Послідовність розрахунку

1 Визначають несучу здатність балки до підсилення ( $M_{пер}$ ).

Відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0^2}$$

За табличним значенням  $\zeta$  знаходять відповідні значення  $\alpha_0$  і  $A_0$ . Несуча здатність балки до підсилення складає:

- по розтягнутій зоні  $M_{пер} = R_s A_s h_0 \alpha_0$ ,
- по стиснутій зоні бетону  $M_{пер} = R_b b h_0^2 A_0$ .

Найбільший розрахунковий момент у балці до підсилення

$$M_{max} = \frac{q l_0^2}{8},$$

де  $q$  – розрахункове навантаження до підсилення.

2 У залежності від причин необхідності підсилення визначається:

- а) при необхідності збільшення навантаження на балку

$$M_{max}^u = \frac{q^* l_0^2}{8},$$

де  $q^*$  - навантаження на балку після реконструкції;

$M_{max}^u$  - найбільший розрахунковий момент у балці після підсилення;

- б) при корозії арматури - оцінюють фактичну несучу здатність балки з урахуванням відсотка корозії арматури

$$M_{пер}^u = R_s A_s^* h_0 \alpha_0^*,$$

де  $A_s^*$  – зменшена площа арматури  $A_s$  у зв'язку з її корозією;

$\alpha_0^*$  - визначається за  $\zeta$  при  $A_s = A_s^*$ ;

- в) при зниженні міцності бетону - оцінюють фактичну несучу здатність балки з урахуванням зниження міцності бетону

$$M_{пер}^u = R_b^* b h_0^2 A_0^*,$$

де  $R^*_e$  – зменшене значення  $R_e$  у зв'язку зі зниженням міцності бетону;  
 $A^*_0$  - визначається за  $\zeta$  при  $R_e=R^*_e$  .

3 Визначають момент, що руйнує балку, створений зусиллям у розрахунковому перетині балки ( $M_{on}$ ):

а) для випадку збільшення навантаження

$$M_{on} = M^u_{max} - M_{nep} ,$$

$$M_{nep} = R_s A_s h_0 \alpha_0 ;$$

б) для випадку корозії арматури

$$M_{on} = M_{nep} - M^u_{nep} ,$$

$$M_{nep} = R_s A_s h_0 \alpha_0 ,$$

$$M^u_{nep} = R_s A^*_s h_0 \alpha^*_0 ;$$

в) для випадку зниження міцності бетону

$$M_{on} = M_{nep} - M^u_{nep} ,$$

$$M_{nep} = R_e \vartheta h_0^2 A_0 ,$$

$$M^u_{nep} = R^*_e \vartheta h_0^2 A^*_0 .$$

4 Визначають зусилля, яке необхідно створити в затяжці

$$N \geq \frac{M_{on}}{C} ,$$

де  $C = h_3 - y$  (рисунок 1.1).

5 Визначають розрахункову площу перетину затяжки. Коефіцієнт нерівномірності роботи стержнів затяжки прийняти рівним 0,8:

$$A_{sp} = \frac{N}{0,8 R_{sp}} .$$

Приймають два стержні з  $A_{sp \text{ факт}} > A_{sp}$  .



Фактичне зусилля попереднього натягу в затяжці

$$N = 0,8R_s A_{sp \text{ факт}} .$$

6 Усю систему зовнішніх сил приводять до сили  $N$ , яка прикладена з ексцентриситетом щодо центру ваги перетину балки:

$$e_0 = \frac{M_{\max} - N_c}{N} .$$

Ексцентриситети  $e$  і  $e'$  від центру ваги до розтягнутої і стиснутої арматури (рисунок 1.2) дорівнюють:

$$e = e_0 + h_0 - y ,$$

$$e' = e_0 - y + a .$$

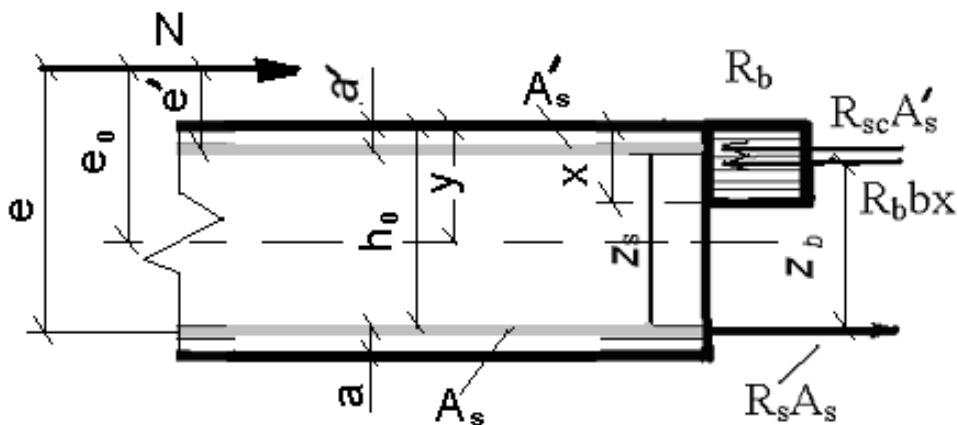


Рисунок 1.2 - Схема зусиль, які виникають у балці з подвійною арматурою

7 Оцінюють несучу здатність підсиленої балки. Вона буде достатньою, якщо буде дотримана умова

$$Ne \leq M_{\text{пер}} ,$$

$$M_{\text{пер}} = R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_b b x (h_0 - \frac{x}{2}) ,$$

$$\text{де } x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b \epsilon} .$$

8 Призначають величину попередньої напруги в зтяжці.

Попередній натяг у зтяжці, необхідний для включення її в спільну роботу з балкою, яка підлягає підсиленню, приймають  $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$ .

Для цього необхідно створити підсилення зтяжкою

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l}{E_{sp}},$$

де  $\Delta l$  – збільшення довжини зтяжки;

$l$  – довжина зтяжки;

$E_{sp}$  – модуль пружності зтяжки.

Подовження зтяжки створюють поперечним натяжним болтом за рахунок взаємного стягування стержнів зтяжки.

Величина взаємного стягування стержнів  $S$  знаходиться за формулою

$$S = \sqrt{(l + \Delta l)^2 - e^2}.$$

У місці установлення натяжного болта відстань між стержнями буде складати

$$\delta = e - S$$

### **Приклад розрахунку підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою**

Балка збірна у спорудженні працює за розрахунковою схемою як вільно лежача однопролітна балка з розрахунковим прольотом  $l_0$  - 6м. Балка розрахована на навантаження 45 кН/пог.м. Причина необхідності підсилення - збільшення навантаження на балку після реконструкції до 75 кН/пог.м.

Перетин балки і її армування показано на рисунку 1.3.

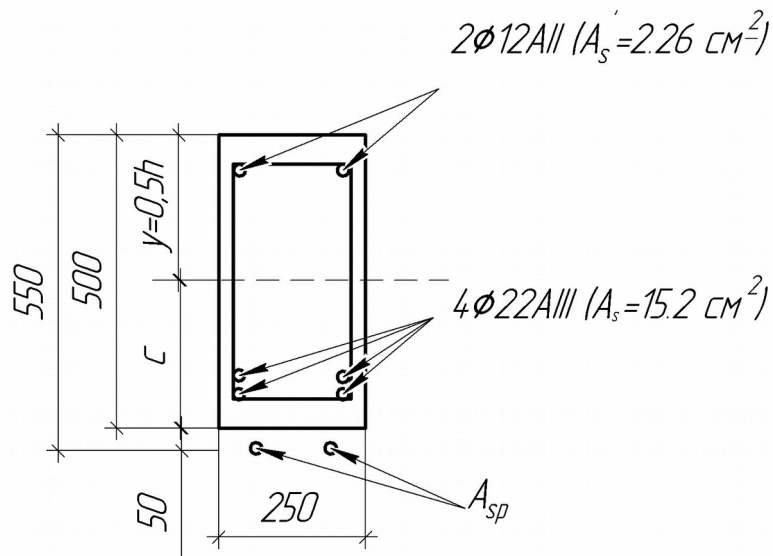


Рисунок 1.3 – Перетин балки, що підсилюють

Матеріали балки:

Бетон класу В 30,  
 $R_b = 17 \text{ МПа} = 1,7 \text{ кН/см}^2$ ,  $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$ .

Арматури класів:

A-II  $R_{sc} = 280 \text{ МПа} = 28,0 \text{ кН/см}^2$ ,  
 A-III  $R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ .

1 Визначаємо несучу здатність балки до реконструкції ( $M_{nep}$ )  
 Відносна висота стиснутої зони

$$\zeta = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0^2}.$$

Приймаємо  $h_0 = 45 \text{ см}$ .

$$\zeta = \frac{36,5 \cdot 15,2}{1,7 \cdot 25 \cdot 45} = 0,29;$$

за таблицею А1 додатка А

$$A_0 = 0,248, \quad \alpha_0 = 0,855.$$

По стиснутій зоні бетону  $M_{неp} = R_s \sigma h_0^2 A_0$ :

$$M_{неp} = 1,7 \cdot 25 \cdot 45^2 \cdot 0,248 = 86062,5 \text{ кН}\cdot\text{см} = 860,62 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

По розтягнутій зоні  $M_{неp} = R_s A_s h_0 \alpha_0$ :

$$M_{неp} = 36,5 \cdot 15,2 \cdot 45 \cdot 0,855 = 21345,93 \text{ кН}\cdot\text{см} = 213,46 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

За розрахункову несучу здатність балки приймаємо мінімальне значення,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_{неp} = 213,46.$$

2 Після реконструкції найбільший розрахунковий момент складає,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_{max} = \frac{ql^2}{8} = \frac{75 \cdot 6^2}{8} = 337,5,$$

оскільки  $M_{max} = 337,5 > M_{неp} = 213,46 \text{ кН}\cdot\text{м}$ , то необхідне підсилення балки.

3 Визначаємо момент, що розвантажує, який має бути створений зусиллям затягування ( $M_{on}$ ),  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_{on} = 337,5 - 213,46 = 124.$$

4 Визначаємо підсилення, яке припадає на затяжку,  $\text{кН}$ ,

$$N \geq \frac{M_{on}}{C},$$

$$C = h_3 - y = 0,55 - 0,5 \cdot 50 = 0,3 \text{ м},$$

$$N = \frac{124}{0,3} = 413,3.$$

5 Визначаємо розрахункову площу перетину затяжки із арматури класу  $A-IV$ .

$$R_{sp}=510 \text{ МПа}=51 \text{ кН/см}^2, \quad E_{sp}=19 \cdot 10^4 \text{ МПа} = 19 \cdot 10^3 \text{ кН/см}^2,$$

$$A_{sp} = \frac{413,3}{0,8 \cdot 51} = 10,13 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\emptyset 28 \text{ А-IV}$  з  $A_{sp} = 12,32 \text{ см}^2$ .

Фактичне підсилення попереднього натягу в затяжці,  $\text{кН}$ ,

$$N = 0,8 \cdot 12,32 \cdot 51 = 502,6.$$

6 Усю систему зовнішніх сил приводимо до сили  $N$ , яка прикладена з ексцентриситетом щодо центру ваги перетину балки (див. рисунок 1.2),  $\text{см}$ ,

$$e_0 = \frac{337,5 - 413,3 \cdot 0,3}{413,3} = 0,52 \text{ м} = 52.$$

Ексцентриситет додатка сили  $N$  до арматури розтягнутої зони  $e$  складає,  $\text{см}$ ,

$$e = e_0 + h_0 - y, \quad e = 52 + 45 - 25 = 72.$$

Ексцентриситет додатка сили  $N$  до арматури стислої зони  $e'$  складає,  $\text{см}$ ,

$$e' = e_0 - y + a', \quad e' = 52 - 25 + 3 = 30.$$

7 Визначаємо несучу здатність підсиленої балки  $M_{nep}$ ,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$x = \frac{413,3 + 36,5 \cdot 15,2 - 28,0 \cdot 2,26}{1,7 \cdot 25} = 21,29 \text{ см},$$

$$M_{nep} = R_{sc} A'_s (h_0 - a') + R_s \sigma x (h_0 - \frac{x}{2}),$$

$$M_{nep} = 28 \cdot 2,26 (45 - 3) + 1,7 \cdot 25 \cdot 21,29 (45 - \frac{21,29}{2}) = 33738,5 \text{ кН}\cdot\text{см} = 337,38.$$

З умови рівноваги  $\Sigma M = 0$ .

$$Ne \leq M_{nep},$$

$$Ne = 413,5 \cdot 72 = 29772 \text{ кН}\cdot\text{см} = 297,7 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$Ne = 297,7 < M_{nep} = 337,38 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Умова виконується, отже, несуча здатність підсиленої балки достатня.

8 Попередню напругу в зтяжці, необхідну для включення її в спільну роботу з балкою, що підсилюють, приймаємо,  $\text{кН}/\text{см}^2$ ,

$$\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10.$$

При цьому необхідно створити подовження зтяжки,  $\text{см}$ ,

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} \cdot l}{E_{sp}},$$

$$\Delta l = \frac{10 \cdot 600}{19 \cdot 10^3} = 0,315,$$

Знаходимо величину взаємного стягування стержнів зтяжки  $S$ ,  $\text{см}$ ,

$$S = \sqrt{(600 + 0,315)^2 - 600^2} = 19.$$

У місці установлення натяжного болта відстань між стержнями повинна становити (рисунок 1.1),  $\text{см}$ ,

$$\delta = e - s = 25 - 19 = 6.$$

## **2 ПІДСИЛЕННЯ БАЛКИ ШПРЕНГЕЛЬНОЮ ЗАТЯЖКОЮ**

Методика розрахунку шпренгеля пропонує розглядати балку як самостійний позацентрово стиснутий елемент, що знаходиться під впливом заданого зовнішнього навантаження і зусиль переданих на балку з боку шпренгеля як зовнішнього навантаження (рисунок 2.1).

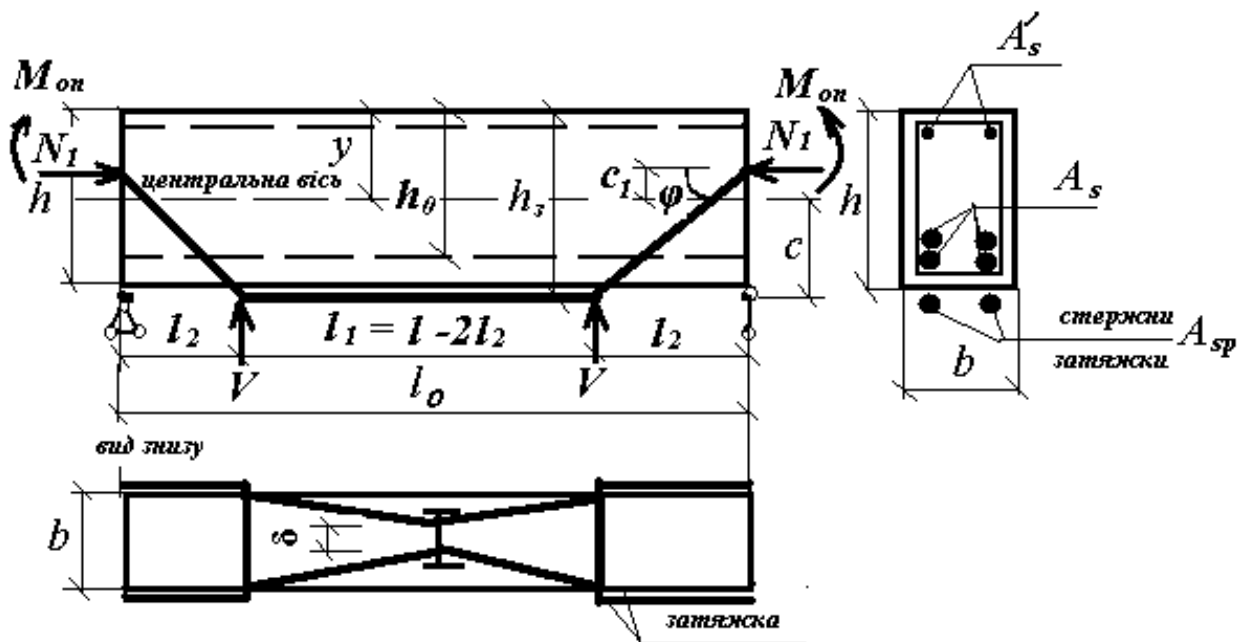


Рисунок 2.1 – Побудова шпренгеля

Розрахунок балки, підсиленої шпренгелем, коли зусилля, передане на балку від шпренгеля, розглядається як зовнішнє, здійснюють у такій послідовності.

1 Вибирають витрати шпренгеля і його площу перетину:

$$l_1, l_2, c_1, h_3, \varphi, A_{sp}.$$

Площа перетину затяжки шпренгеля  $A_{sp}$  і зусилля  $N$  у ній визначають як для горизонтальної попередньо напруженої затяжки згідно з п.п. 1, 2, 3, 4, 5 (див. підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою затяжкою).

2 Визначають згинальні моменти у прольоті балки до і після підсилення відповідно  $M_I$  і  $M_{tot}$ .

3 Призначають величину попередньої напруги у шпренгельній затяжці  $\sigma_{sp}$ .

4 Визначають розпір у шпренгелі у граничному стані:

$$N_I = \left( \frac{M_{tot} - M_I}{C + C_1} + \sigma_{sp} A_{sp} \right).$$

5 Визначають зусилля, які передані на балку від шпренгеля:

реакція  $V$  на балку від шпренгеля

$$V = N_I \cdot \operatorname{tg} \varphi;$$

опорний момент  $M_{on}$

$$M_{on} = N_I \cdot C_I;$$

момент від реакції шпренгеля

$$M_V = -V \cdot l_2.$$

6 Визначають існуючий момент у прольоті:

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_V.$$

7 Приводять систему сил до однієї зовнішньої сили  $N$  з ексцентриситетом  $e_0$  (рисунок 2.1):

$$e_0 = \frac{M_{np}}{N_I},$$

тоді  $e = e_0 + h_0 - y$ ;  $e' = e_0 - y + a'$ .

8 Оцінюють несучу здатність підсиленої балки.

Вона буде достатньою, якщо буде дотримуватися умова

$$Ne \leq M_{nep},$$

$$M_{nep} = R_{sc} A'_s (h_0 a') + R_{\sigma} b x (h_0 - 0,5x),$$

$$\text{де } x = \frac{N + R_s A_s - R_s A'_s}{R_{\sigma} b}.$$

9 Конструювання шпренгеля.



Для включення шпренгеля в загальну роботу з ригелем напругу в ньому приймають рівною, МПа,

$$\sigma_{sp} = 100.$$

Для цього необхідно створити подовження шпренгельної зтяжки

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l}{E_{sp}},$$

де  $l = l_1 + 2a$ ;  $a = \frac{l_2}{\cos \varphi}$ .

Визначають величину зближення стержнів шпренгеля  $\delta$  у прольоті.

$$\delta = e - \sqrt{(a + \Delta l)^2 - a^2}.$$

### **Приклад розрахунку підсилення ригеля шпренгельною зтяжкою**

Ригель збірний, будинок каркасного типу трипролітний, сполучення ригеля з колоною жорстке. Підсиленню підлягає ригель середнього прольоту.

Параметри ригеля і вузлів обпирання його на колони показані на рисунку 2.2.

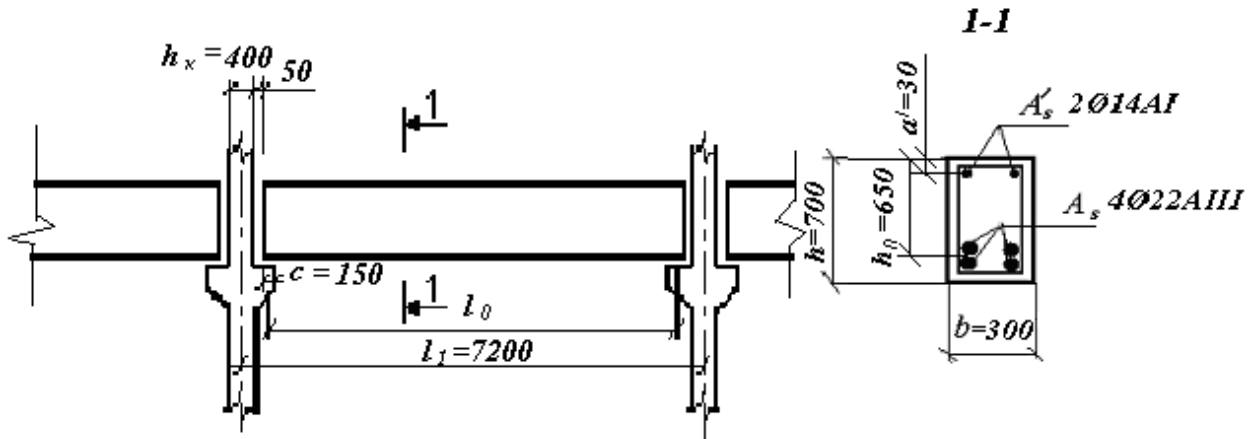


Рисунок 2.2 – Параметри ригеля до підсилення

Матеріали балки:

Бетон класу  $B 25$ ;  
 $R_b = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$ .

Арматура класів:

$A_{III} R_s = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ ;  
 $A_I R_{sc} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2$ .

Балка розрахована на навантаження  $g = 96,17 \text{ кН/пог.м}$ .  
 Розрахункова схема балки - трипролітна нерозрізна балка з розрахунковим прольотом  $l_0$  (рисунок 2.4)

$$l_0 = l_1 - h_k - c - 2 \cdot 50 = 7200 - 400 - 150 - 100 = 6550 \text{ мм};$$

$$M_{np} = 0,075 g l^2_0 \quad M_{on} = 0,117 g l^2_0;$$

$$e = 300 \text{ мм}.$$

Причина підсилення балки - збільшення навантаження на 55%

$$g^* = g + 0,5g = 96,17 + 52,9 = 149 \text{ кН/пог.м}.$$

1 Вибираємо габарити шпренгеля і площу перетину затяжки відповідно до рисунка 2.3.

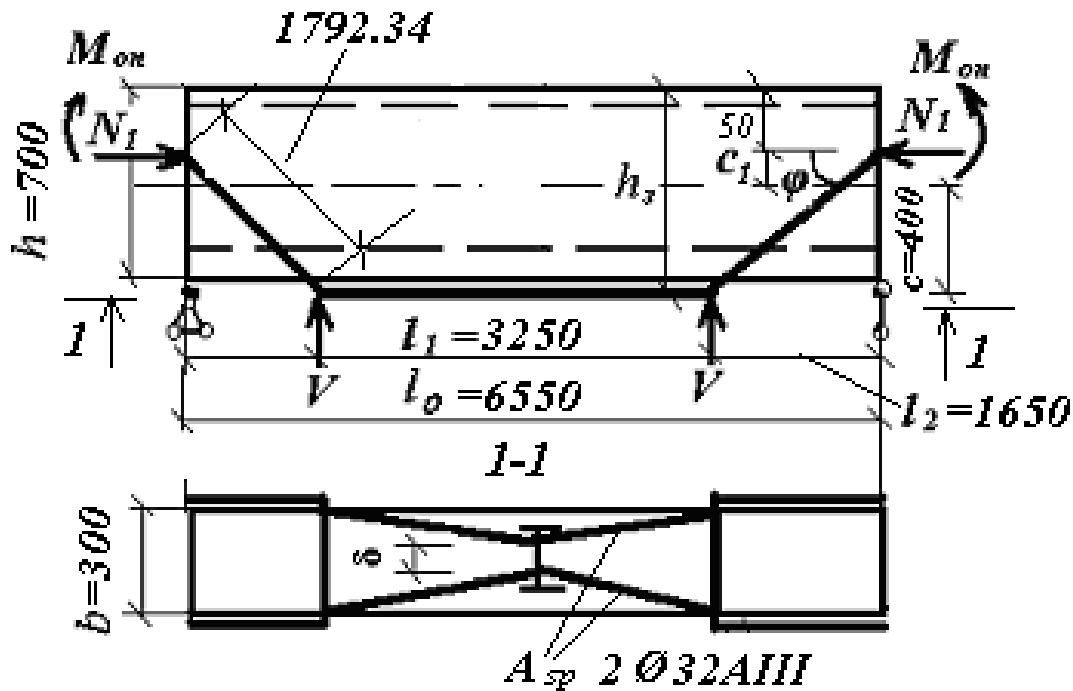


Рисунок 2.3 – Параметри шпренгеля

1.1 Визначаємо несучу здатність ригеля до реконструкції:

- з умови рівноваги  $R_g \cdot b \cdot x + R_{sc} A'_s = R_s A_s$ ;
- знаходимо значення  $x$  ( $A_s = 15,20$  ( $4\text{Ø}22$ );  $A'_s = 3,08$  ( $2\text{Ø}14$ )), см,

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_g b} = \frac{36,5 \cdot 15,20 - 22,5 \cdot 3,08}{1,45 \cdot 30} = 11,17.$$

Граничний момент, який сприймає балка до реконструкції,  $\kappa\text{H}\cdot\text{м}$ ,

$$M_u = R_g \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

$$M_u = 1,45 \cdot 30 \cdot 11,17 (65 - 0,5 \cdot 11,17) + 22,5 \cdot 3,08 (65 - 3) = 33158 \kappa\text{H}\cdot\text{см} = 331,6.$$

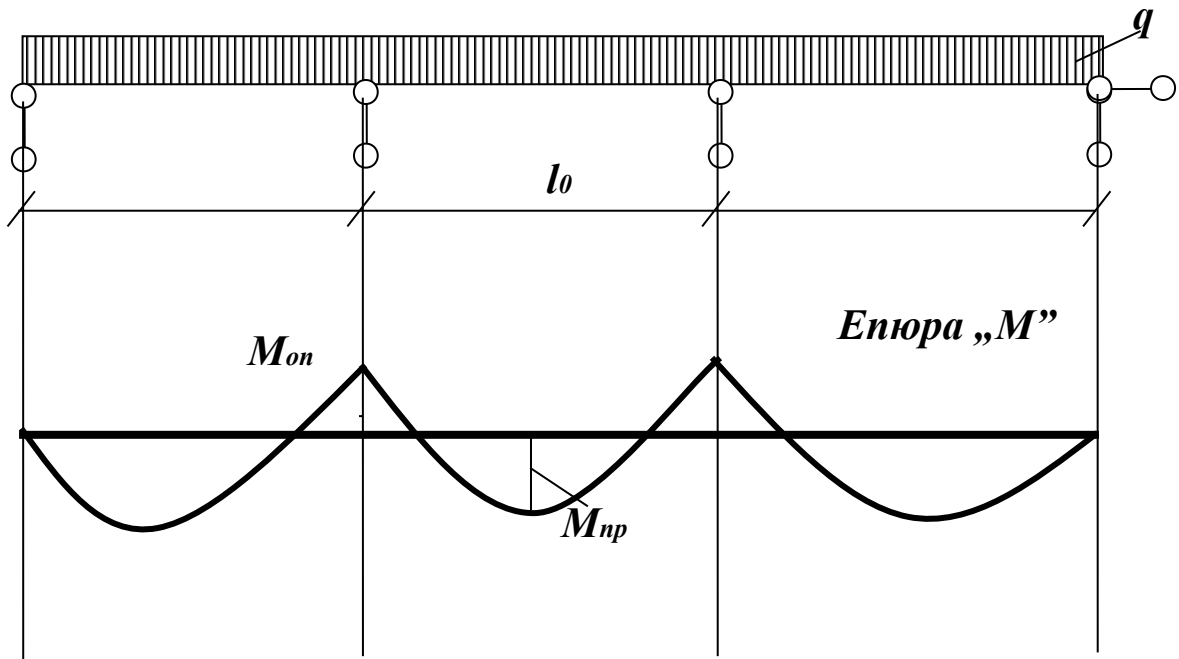


Рисунок 2.4 – Епюра згинальних моментів

1.2 Визначаємо момент у прольоті, який виникає у ригелі після реконструкції при збільшенні навантаження,  $кН\cdot м$ ,

$$M_{tot} = 0,075g \cdot l_0^2 = 0,075 \cdot 149 \cdot 6,55^2 = 479,4;$$

оскільки  $M_{tot} = 479,4 кН\cdot м > M_u = 331,6$ , то ригель необхідно підсилити.

1.3 Визначаємо зусилля в затяжці шпренгеля,  $кН$ ,

$$N = \frac{M_{tot} - M_u}{C} = \frac{479,4 - 331,6}{0,4} = 369,5.$$

1.4 Визначаємо площу перетину затяжки,  $см^2$ ,

$$A_{sp} = \frac{N}{0,8 \cdot R_{sp}} = \frac{369,5}{0,8 \cdot 36,5} = 12,65.$$

Приймаємо відповідно до сортаменту арматуру:

$$2 \text{ } \emptyset \text{ } 32 (A_{sp} = 16,08 \text{ } см^2).$$

2 Визначаємо зусилля, які передані на балку від шпренгеля

2.1 Реакція  $V$  на балку від шпренгеля,  $\text{кН}$ ,

$$V = N_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi = 369,5 \frac{70}{165} = 156,7.$$

2.2 Опорний момент,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_{on} = N \cdot C_1 = 369,5 \cdot 0,3 = 110,85,$$

де  $C_1 = 0,5h - 5 = 0,5 \cdot 70 - 5 = 30 \text{ см}$ .

2.3 Момент від реакції шпренгеля,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_V = -V \cdot l_2 = -156,7 \cdot 1,65 = -258,6$$

3 Визначаємо сумарний момент у прольоті,  $\text{кН}\cdot\text{м}$ ,

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_V = 479,4 + 110,85 - 258,6 = 331,6.$$

4 Приводимо систему сил до однієї зовнішньої сили  $N$ , яка прикладена з ексцентриситетом:

$$e_0 = \frac{M_{np}}{N} = \frac{331,6}{369,5} = 0,89 \text{ м};$$

$$e = e_0 + h_0 - y = 89 + 65 - 35 = 119 \text{ см}.$$

5 Перевіряємо несучу здатність перетину

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} = \frac{369,5 + 36,5 \cdot 15,2 - 22,5 \cdot 3,18}{1,45 \cdot 30} = 19,65 \text{ см},$$

$$\zeta = \frac{x}{h} = \frac{19,65}{65} = 0,3 \zeta_R = 0,7.$$

Умови міцності:

$$Ne \leq R_{sc}A_s'(h_0-a') + R_g v \cdot (h_0 - 0,5x);$$

$$Ne = 369,5 \cdot 1,19 = 439,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$R_{sc}A_s'(h_0-a') + R_g v \cdot (h_0 - 0,5x) = 22,5 \cdot 3,08(65-4) + 1,45 \cdot 30 \cdot 19,65^*;$$

$$*(65 - 0,5 \cdot 19,65) = 51410,3 \text{ кН} \cdot \text{см} = 514,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$439,7 < 514,1.$$

Умова виконується, тобто міцності підсиленої балки достатньо.

### 6 Конструювання шпренгеля.

Для включення шпренгеля в загальну роботу з ригелем напруги в ньому приймаємо рівним,  $\text{кН/см}^2$ ,

$$\sigma_{SP} = 100 \text{ МПа} = 10.$$

В арматурі шпренгельної затяжки необхідно створити подовження,  $\text{см}$ ,

$$\Delta l = \frac{\sigma_{SP} l}{E_{SP}} = \frac{100 \cdot 683,4}{2,0 \cdot 10^5} = 0,34.$$

де  $l = l_1 + 2 l_2 \cdot \frac{1}{\cos \varphi}; \quad l = 325 + 2 \cdot 179,2 = 683,4 \text{ см}.$

Визначаємо величину зближення стержнів у прольоті,  $\text{см}$ ,

$$\delta = v - \sqrt{(l_1 + \Delta l)^2 - l_1^2} = 30 - \sqrt{(325 + 0,34)^2 - 325^2} = 30 - 14,87 = 15,13.$$

З огляду на рухливість вузлів, приймаємо  $\delta = 15 \text{ см}$ .

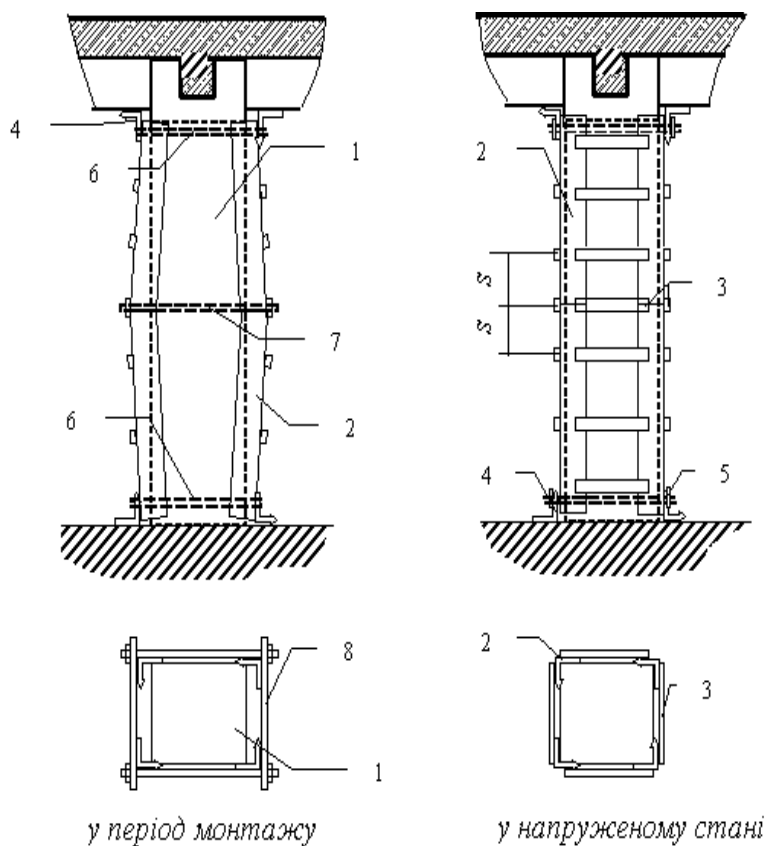
Конструкція шпренгеля показана на аркуші графічної частини (додаток В).

## **3 ПІДСИЛЕННЯ КОЛОНИ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИМИ МЕТАЛЕВИМИ РОЗПІРКАМИ**

Пристрій попередньо напружених розпірок є конструкцією типу металевих обойм з напруженими болтами.

Конструкція розпірки складається з двох кутиків, зв'язаних між собою привареними сполучними планками з листового металу. Вгорі і внизу кожного кутика необхідно приварити спеціальні планки, за допомогою яких розпірка передає навантаження при натягненні і експлуатації на упорні кутики. Упорні кутики встановлюють на елементах конструкції, що безпосередньо примикають до колони, яку підсилюють (ригелях, обрізах фундаментів і т.ін.).

Монтаж розпірок проводять з прогином їх в середині висоти (рисунок 3.1). Для здійснення перегину в бічних полицях кутиків необхідно передбачити вирізи.



- 1 – колона, що підлягає підсиленню; 2 – кутики розпірок; 3 – планки, що з'єднують;  
 4 – упорні кутики; 5 – планки-упори; 6 – монтажний болт; 7 – натяжний болт;  
 8 – планка для натягування болтів у місці перегину

Рисунок 3.1 – Підсилення колони попередньо напруженими двобічними розпірками

Для створення попередньої напруги стиснення розпіркам надають вертикальне положення шляхом закручування болтів.

Після випрямлення двобічних розпірок і включення їх у спільну роботу з колоною, що підсилюють, їх об'єднують в єдину систему приварюванням планок по вільних бічних гранях.

Оптимальну величину попередньої напруги рекомендується приймати рівною 70-100 МПа (700-1000 кг/см<sup>2</sup>).

Попередньо напружені розпірки розвантажують колону на величину рівну створеному в розпірках зусиллю стиснення.

Для попередньої напруги гілкам розпірок дається ухил, величина якого, залежно від необхідної попередньої напруги, визначається за графіком (рисунок 3.2) або розрахунком.

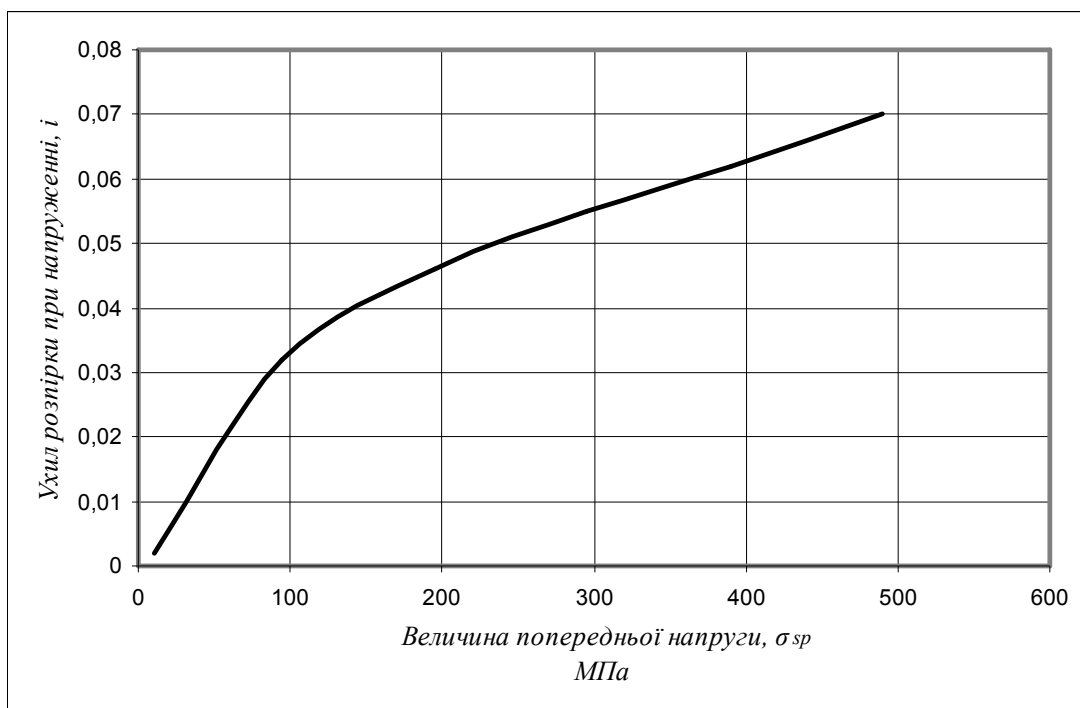


Рисунок 3.2 - Графік залежності напруги від кута нахилу гілок розпірок

При розрахунку ухилу виходять з наступного:

- для створення попередньої напруги  $\sigma_{sp}$  треба, щоб розпірка була скорочена на  $\Delta l$

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} L}{E_{sp}}.$$

- довжина розпірки при монтажі повинна бути



$$l_1 = l + \Delta l.$$

У місці перегину розпірка повинна знаходитись від грані колони на відстані  $a$  (рисунок 3.3).

$$a = \sqrt{\left(\frac{l_1}{2}\right)^2 - \left(\frac{l}{2}\right)^2}$$

Ухил розпірки при монтажі,  $i$

$$i = \operatorname{tg} \varphi = \frac{a}{l/2}.$$

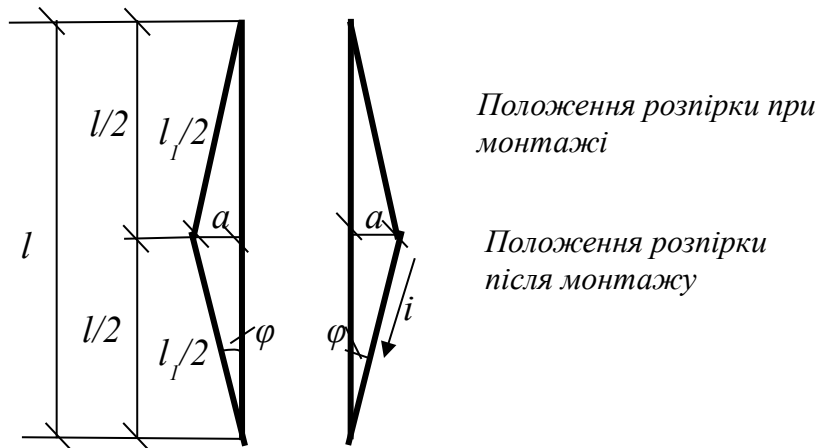


Рисунок 3.3 - До розрахунку розпірки при монтажі

### Послідовність розрахунку посилення центрально-стиснутої колони попередньо напруженими металевими розпірками

Вихідні дані:

перетин колони  $b, h$ ;

площа поздовжньої робочої арматури  $A_s$ ;

клас бетону і арматури ( $R_b, R_{sc}$ );

висота поверху будівлі  $H_n$  (довжина колони  $l$ ).

1 Визначається здатність колони до підсилення

$$N_{nep} = m\varphi(R_{sc} A_s' + R_b b h),$$

$$\text{де } \varphi = \varphi_{\epsilon} + 2(\varphi_r - \varphi_{\epsilon}) \frac{R_{sc} A_s'}{R_b \epsilon h};$$

коефіцієнти  $\varphi_r - \varphi_{\epsilon}$  для елементів з важкого бетону залежно від відношень  $\frac{l_0}{h} i \frac{N_{mp}}{N}$ ;

$N$  – повне розрахункове навантаження;

$N_{mp}$  – тривала складова повного навантаження, що діє.

Для колон багатоповерхових будівель при з'єднаннях ригелів і колон, що розраховуються, як жорсткі, приймають розрахункові довжини:

- при збірних конструкціях перекриттів

$$l_0 = H_n;$$

- при монолітних

$$l_0 = 0,7H_n;$$

- для колон першого поверху відповідно

$$l_0 = H_n + h_{cm} \text{ i } l_0 = 0,7H_n + h_{cm},$$

де  $h_{cm}$  – глибина стакана фундаменту.

2

а) для випадку підсилення колони унаслідок збільшення навантаження – підраховується або задається навантаження на колону після реконструкції  $N_{max}$ ;

б) для випадку підсилення колони унаслідок зниження міцності бетону - визначається фактична здатність колони:

$$N_{неp}^* = m\varphi(R_{sc} A_s' + R_{\epsilon}^* \epsilon h),$$

де  $R_{\epsilon}^*$  – зменшене значення  $R_{\epsilon}$  за рахунок зниження міцності бетону, коефіцієнт граничного вигину  $\varphi$  визначається при  $R_{\epsilon} = R_{\epsilon}^*$ ;

в) для випадку підсилення колони унаслідок корозії робочої арматури - визначається фактична здатність колони:

$$N_{неp}^{**} = m\varphi(R_{sc} A_s^* + R_{\epsilon}^* \epsilon h),$$

де  $A_s^*$  – площа перетину поздовжньої арматури з урахуванням відсотка її корозії;

$\varphi$  – визначається при  $A_s = A_s^*$ .

3 Визначається величина зусилля  $N_0$ , яке буде сприйнято з причин *a*, *б*, *в*.

$$a) N_0 = N_{max} - N_{пер};$$

$$б) N_0 = N_{пер} - N_{пер}^*;$$

$$в) N_0 = N_{пер} - N_{пер}^{**}.$$

4 Визначається необхідна площа розпірок з прокатних кутиків.

$$A_{розп} = \frac{N_0}{\varphi m_0 R_s},$$

де  $R_s$  – коефіцієнт опору металу прокатних кутиків;

$m_0$  – коефіцієнт умов роботи розпірок, приймають  $m_0 = 0,9$ .

5 Конструювання розпірки.

Встановлюємо крок планок  $S$ , що з'єднують кутики між собою:

$$S \leq 40i.$$

де  $i$  – радіус інерції кутика.

Перетин планок можна прийняти конструктивно із смуги 100х6мм.

Розраховуємо розпірку на стійкість при введенні її в роботу (від упору до місця перегину)

$$\lambda = \frac{0,5l}{i}.$$

За таблицею Б3 додатка Б для центрально-стиснутих сталевих елементів за значенням  $\lambda$  знаходиться значення  $\varphi$ .

Напруга в розпірці при цьому буде

$$\sigma = R_s \varphi.$$

Включаючи розпірку в роботу без втрати її стійкості, слід дати попередню напругу

$$\sigma_{sp} < \sigma,$$

призначається напруга  $\sigma_{sp}$  в межах міцності 70-100 МПа і визначається відстань  $a$  в місці перегину.

### Приклад розрахунку підсилення колони попередньо напруженими металевими розпірками

Дано: колона першого поверху каркасної збірної будівлі. Висота поверху - 4м. Перетин колони 40х40см. Бетон класу В30  $R_g=17\text{МПа}$ . Поздовжня арматура 4 $\varnothing$ 25 класу А III.  $R_{sc}=365\text{МПа}$ . Відношення  $\frac{N_{\partial z}}{N}=0,92$ . Поперечний переріз наведено на рисунку 3.4

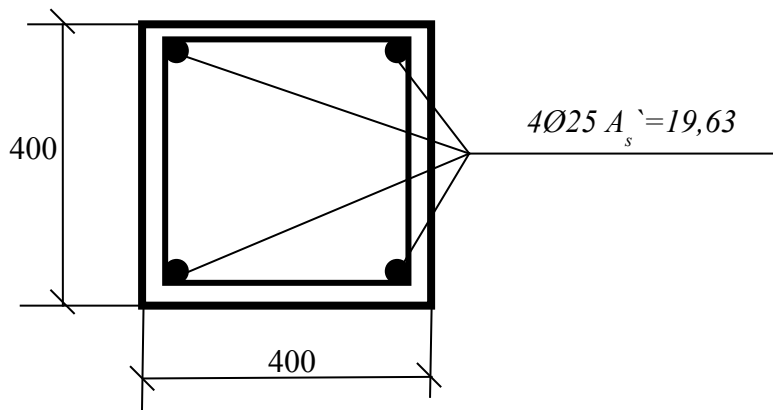


Рисунок 3.4 - Поперечний переріз та армування колони

Після реконструкції навантаження на колону повинно складати  $N=5286\text{кН}$ .

- 1 Визначаємо здатність колони до підсилення.

Повна довжина колони першого поверху  $l$  дорівнює висоті поверху плюс глибина її закладення в стакан фундаменту. Глибина стакана  $h_{cm}$  приймається рівною 1,5 висоти перетину колони.

$$h_{cm} = 1,5 \cdot 400 = 600 \text{ мм};$$

$$l = H_n + h_{cm} = 4000 + 600 = 4600.$$

У нашому випадку для колони першого поверху  $l_0 = l$ .

$$\text{Визначаємо гнучкість колони } \lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{4.6}{0.4} = 11,5.$$

За таблицями Б1 та Б2 додатка Б коефіцієнти  $\varphi_r - \varphi_e$  для елементів з важкого бетону при значенні  $\lambda$  і відношенні  $\frac{N_{mp}}{N} = 0,92$  знаходимо із значеннями  $\varphi_r = 0,895$ ,  $\varphi_e = 0,855$ .

Коефіцієнт поздовжнього вигину колони

$$\varphi = \varphi_e + 2(\varphi_r - \varphi_e) \frac{R_{sc} A_s'}{R_b b h};$$

$$\varphi = 0,885 + 2(0,895 - 0,885) \frac{365 \cdot 19,63}{1,7 \cdot 40 \cdot 40} = 0,937.$$

Несуча здатність колони до підсилення,  $\kappa H$ ,

$$N_{nep} = m\varphi(R_{sc} A_s' + R_b b h);$$

$$N_{nep} = 1 \cdot 0,937(365 \cdot 19,63 + 1,7 \cdot 40 \cdot 40) = 3220.$$

2 Для випадку підсилення колони унаслідок збільшення навантаження – навантаження на колону після реконструкції повинне складати,  $\kappa H$ ,

$$N_{max} = 6286.$$

3 Визначаємо величину зусилля  $N_0$ , яке буде сприйнято розпірками,  $\kappa H$ ,

$$N_0 = N_{max} - M_{nep};$$

$$N_0 = 5286 - 3220 = 2066.$$

4 Визначаємо необхідну площу розпірок з прокатних кутиків

$$A_{розп} = \frac{N_0}{\varphi m_0 R_s},$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт подовжнього вигину колони,  $\varphi = 0,937$ ;

$m_0$  – коефіцієнт умов роботи колони,  $m_0 = 0,9$ ;

$R_s = 230 \text{ МПа}$  – розрахунковий опір металу прокатних кутиків.

$$A_{розп} = \frac{2066}{0,937 \cdot 0,9 \cdot 23} = 106,5 \text{ см}^2.$$

З сортаменту прокатного профілю підбираємо 4 кутики з рівними полками  $\perp 125 \times 12$  ( $A_{розп} = 115,6 \text{ см}^2$ ).

5 Конструювання розпірки.

Встановлюємо крок планок  $S$ , що з'єднують кутики між собою.

$$S \leq 40i,$$

де  $i$  – радіус інерції кутика,  $\perp 125 \times 12$   $i = 3,82 \text{ см}$ ;

$$S = 40 \cdot 3,82 = 152,8 \text{ см}.$$

Конструктивно приймаємо крок планок  $56 \text{ см}$  перетином  $100 \times 6$ .

Розраховуємо розпірку на стійкість при введенні її в роботу (від упору до місця перегину)

$$\lambda = \frac{0,5l}{i} = \frac{0,5 \cdot 345}{3,82} = 45,15.$$

За таблицею Б3 додатка Б даному значенню  $\lambda$  відповідає  $\varphi = 0,886$ .

Напруга в розпірці при цьому буде,  $\text{кН/см}^2$ ,

$$\sigma = R_s \varphi; \quad \sigma = 23 \cdot 0,886 = 20,38.$$

Приймаємо попередню напругу розпірки, МПа,

$$\sigma_{sp} < \sigma; \quad \sigma_{sp} = 70 \div 100 \text{ МПа} < \sigma = 203,8.$$

Приймаємо  $\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа}$ .

Для створення попередньої напруги  $\sigma_{sp}$  треба щоб розпірка коротшала на, см,

$$\Delta l \Delta l = \frac{\sigma_{sp} \cdot l}{E_{sp}} = \frac{100 \cdot 345}{2 \cdot 10^5} = 0,173.$$

Довжина розпірки при монтажі повинна бути, см,

$$l_1 = l + \Delta l = 345 + 0,173 = 345,173.$$

У місці перегину розпірка повинна відставати від грані колони на, см,

$$a = \sqrt{\left(\frac{345 \cdot 173}{2}\right)^2 - \left(\frac{345}{2}\right)^2} = 5,24$$

Ухил розпірок при монтажі

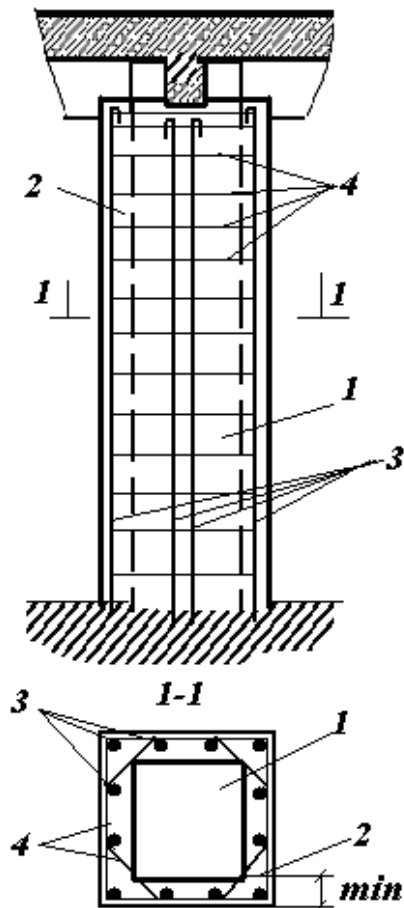
$$i = \frac{5,24}{172,5} = 0,0303.$$

Конструкція підсилення наведена у додатку Г.

#### **4 ПІДСИЛЕННЯ КОЛОНИ ЗАЛІЗОБЕТОННОЮ ОБОЙМОЮ**

З поширених способів підсилення стержневих елементів є обойми. Характерною особливістю обойм є обхват елемента, що підлягає підсиленню, зі всіх чотирьох боків.

Одним з типів залізобетонних обойм є обойми із звичайною поздовжньою і поперечною арматурою без зв'язку арматури обойми з арматурою колони, що підсилюють (рисунок 4.1).



*1 - колона, що підсилюють; 2 - обойма; 3 - поздовжня арматура; 4 - поперечна арматура обойми*

Рисунок 4.1 - Підсилення колони залізобетонною обоймою із стержневою арматурою

Товщина обойми колони залежить від ступеня підсилення. Мінімальна товщина обойми на вимоги технології підсилення приймається залежно від методу бетонування:

- при торкретуванні - не менше 50мм;
- при бетонуванні обойм литими бетонними сумішами із зовнішньою вібрацією – не менше 75мм;
- при вібрації глибинними вібраторами – не менше 80 мм.

Площа поздовжньої арматури обойми визначається розрахунком, але її діаметр для стиснутих елементів повинен бути не менше 16 мм.



Поперечна в'язана арматура приймається діаметром не менше 6 мм., а зварна - 8 мм і встановлюється з кроком 15 діаметрів поздовжньої, але не більше триразової товщини обойми і не більше 200 мм.

### Послідовність розрахунку підсилення

Розрахунок підсилення колони залізобетонною обоймою з 1-го по 3-й пункт аналогічний розрахунку підсилення колони попередньо напруженими металевими розпірками (див. попередній розрахунок):

1 Визначається несуча здатність колони до підсилення  $N_{пер}$ .

2 Підраховується або задається навантаження на колону після реконструкції  $N_{max}$ , а для випадків  $b$  і  $v$  визначається фактична несуча здатність колони відповідно  $N_{пер}^*$  та  $N_{max}^*$ .

3 Визначається величина зусилля  $N_0$ , яке буде прийнято залізобетонною обоймою.

4 Визначається необхідна площа поперечного перетину бетону обойми.

Умова міцності залізобетонної обойми

$$N_0 \leq m \varphi m_{об} (R_{в.об} \cdot A_{в.об} + R_{сc.об} \cdot A'_{с.об}),$$

де  $m$  – коефіцієнт, що приймається рівним залежно від висоти перетину стислого елемента  $h$ ;

при  $h > 20$  см - 1;

при  $h < 20$  см - 0,9;

$m_{об}$  – коефіцієнт умов роботи залізобетонної обойми,  $m_{об} = 0,75$ .

Умову міцності виразимо через відсоток армування обойми

$$M_{об} = \frac{A_{с.об}}{A_{в.об}};$$

$$M_{об} = M_{кол};$$

$$\frac{N_0}{A_{в.об}} = m \varphi m_{об} (R_{в.об} + R_{сc.об} \cdot M_{об}).$$

Звідки площа поперечного перетину бетону обойми

$$A_{в.об} = \frac{N_0}{m\varphi m_{об} (R_{в.об} + M_{об} \cdot R_{sc.об})}.$$

Сумарна площа поперечного перетину підсиленої колони

$$A_{tot} = A_в + A_{в.об}.$$

Необхідний розмір квадратного перетину підсиленої колони;

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

Товщина обойми  $d$ :

$$d = \frac{h_{tot} - h}{2}.$$

5 Визначається необхідна площа поздовжньої робочої арматури залізобетонної обойми  $A'_{s об}$

$$A'_{s об} = M_{об} \cdot A_{в. об}.$$

6 Перевіряється міцність підсиленого перетину

$$N_{tot} = m\varphi (R_в A_в + R_{sc} A'_{s'}) + m\varphi m_{об} (R_{в.об} \cdot A_{в.об} + R_{sc.об} A'_{s.об}).$$

При виконанні умов:

- для випадку (а)  $N_{max} < N_{tot}$ ;
- для випадку (б)  $N_{неп}^* < N_{tot}$ ;
- для випадку (в)  $N_{неп}^{**} < N_{tot}$ .

Несуча здатність підсиленої колони буде забезпечена.

**Приклад розрахунку підсилення колони залізобетонною обоймою**

Початкові дані:

Колонa 1-го поверху каркасної будівлі. Висота поверху  $H_n=3,2$  м. Перетин колони -  $45 \times 45$  см. Бетон класу B30  $R_b=17$  МПа. Поздовжня арматура  $4\phi 28$  класу A-III  $R_{sc}=365$  МПа (рисунок 4.2).

Відношення  $\frac{N_{\partial l}}{N} = 0,93$ .

Після реконструкції навантаження на колону повинне скласти  $N=4770$  кН.

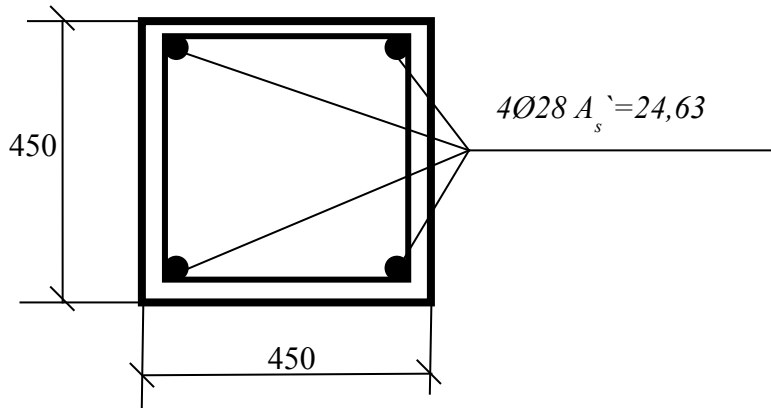


Рисунок 4.2 - Поперечний переріз колони, що підсилюють

1 Визначаємо несучу здатність колони до підсилення.

Глибина стакана фундаменту  $h_{cm}=1,5h_k$ ;

$$h_{cm}=1,5 \cdot 450=675 \text{ мм};$$

$$l_0=3,350+0,675=4,025 \text{ м.}$$

Гнучкість колони  $\lambda = \frac{4,025}{0,45} = 8,94$

Для відношення  $\frac{N_{mp}}{N} = 0,93$  і  $\lambda=8,94$ .

Знаходимо значення з таблиць Б1 та Б2 додатка Б:

$$\Phi_r=0,9; \quad \varphi_e=0,895.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину колони

$$\varphi = \varphi_e + 2(\varphi_r - \varphi_e) \frac{R_{sc} A'_s}{R_{bbh}};$$

$$\varphi = 0,895 + 2(0,9 - 0,895) \frac{365 \cdot 2463}{1,7 \cdot 45 \cdot 45} = 0,921$$

Несуча здатність колони до підсилення

$$N_{nep} = m\varphi(R_{sc}A'_s + R_{ввн});$$

$$N_{nep} = 1 \cdot 0,921(36,5 \cdot 24,63 + 1,7 \cdot 45 \cdot 45) = 3907,4 \text{ кН.}$$

2 Навантаження на колону після реконструкції повинне скласти

$$N_{max} = 4170 \text{ кН.}$$

3 Величина зусилля  $N_0$ , яке повинне бути сприйняте обіймою

$$N_0 = N_{max} - N_{nep};$$

$$N_0 = 4770 - 3907,4 = 862,6 \text{ кН.}$$

4 Визначаємо розрахункову площу поперечного перетину бетону обійми

$$A_{в.об} = \frac{N_0}{m\varphi m_{об}(R_{в.об} + M_{об} \cdot R_{sc.об})},$$

$$m = 1, \quad m_{об} = 0,75.$$

$$M_{об} = M_{колони} = \frac{A'_s}{b \cdot h} = \frac{24,63}{45 \cdot 45} = 0,012;$$

$$A_{в.об} = \frac{862,6}{1 \cdot 0,921 \cdot 0,75(1,7 + 0,012 \cdot 36,5)} = 584,09 \text{ см}^2.$$

Сумарна площа поперечного перетину посиленої колони,  $\text{см}^2$ ,

$$A_{tot} = A_B + A_{B.об} = A_{tot} = 45 \cdot 45 + 584,09 = 2609,09.$$

Визначаємо розмір квадратного перетину підсиленої колони,  $\text{см}$ ,

$$h_{tot} = b_{tot} = \sqrt{A_{tot}} = \sqrt{2609,09} = 51.$$

Визначаємо товщину обойми  $d$ , см,

$$d = \frac{h_{tot} - h}{2} = \frac{51 - 45}{2} = 3.$$

Враховуючи мінімальну товщину обойми, приймаємо  $d = 5$  см.  
Фактичний розмір перетину підсиленої колони  $h_{tot} = e_{tot} = 55$  см.

5 Визначаємо площу поздовжньої арматури обойми

$$A'_{s\ o\ \bar{o}} = M_{o\ \bar{o}} \cdot A_{e.\ o\ \bar{o}};$$

$$A_{e.\ o\ \bar{o}} = 55 \cdot 55 - 45 \cdot 45 = 1000 \text{ см}^2;$$

$$A'_{s\ o\ \bar{o}} = 0,012 \cdot 1000 = 12 \text{ мм}^2.$$

Приймаємо згідно з сортаментом арматуру  $4\text{Ø}20$  ( $A'_{s\ o\ \bar{o}} = 12,56 \text{ см}^2$ ).

6 Перевіряємо міцність підсиленого перетину колони.

$$N_{tot} = m\varphi(R_e A_s + R_{sc} A'_s) + m\varphi m_{o\ \bar{o}}(R_{e.\ o\ \bar{o}} A_{e.\ o\ \bar{o}} + R_{sc.\ o\ \bar{o}} A'_{s.\ o\ \bar{o}});$$

$$N_{tot} = 1 \cdot 0,921(1,7 \cdot 45 \cdot 45 + 36,5 \cdot 24,63) + 1 \cdot 0,921 \cdot 0,75(1,7 \cdot 1000 + 36,5 \cdot 12,56) = 5398,3 \text{ кН},$$

оскільки  $N_{max} = 4770 < N_{tot} = 5308,3 \text{ кН}$ .

Несуча здатність підсиленої колони забезпечена.  
Конструкція підсилення наведена у додатку Д.

## Додаток А

Таблиця А.1 - Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок

$\xi$	$\alpha_0$	$A_0$	$\xi$	$\alpha_0$	$A_0$	$\xi$	$\alpha_0$	$A_0$
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375

0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,088	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,360			
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			

$$\xi = x / h_0$$

Примітка;  $\alpha_0 = 1 - 0,5\xi$

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

## Додаток Б

Таблиця Б.1 - Коефіцієнт  $\varphi_b$  для елементів із важкого бетону

N <sub>l</sub> /N	l <sub>o</sub> /h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коефіцієнт $\varphi_b$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80

0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

Таблиця Б.2 - Коефіцієнт  $\varphi_r$  при  $l_0/h$ .

А. При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих у граней, паралельних розглянутій площині, менш $1/3(A_s+A'_s)$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70
Б. При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих у граней, паралельних розглянутій площині, більше $1/3(A_s+A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,90	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58

## **Додаток В**



## **Додаток Г**

## **Додаток Д**



## МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до контрольної роботи (розрахунково-графічної роботи) з  
дисципліни "Залізобетонні конструкції" для студентів спеціальності  
ПЦБ всіх форм навчання

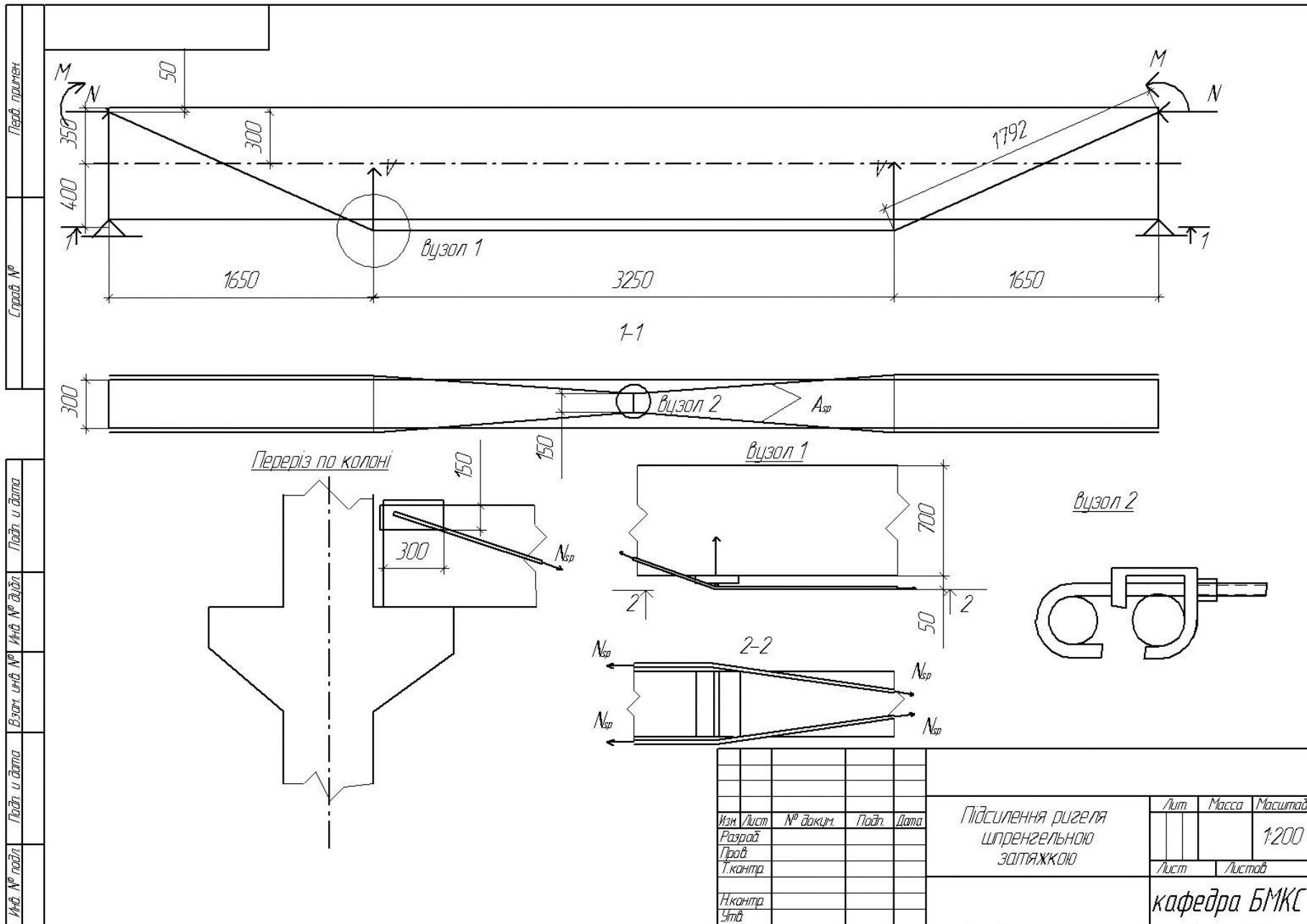
Відповідальний за випуск Беляєв В.В.

Редактор

---

Підписано до друку  
Формат паперу. Папір писальний.

---



Лист № \_\_\_\_\_  
 Стор. № \_\_\_\_\_  
 Підп. і дата \_\_\_\_\_  
 Взам. інв. № \_\_\_\_\_  
 Інв. № дод. \_\_\_\_\_  
 Підп. і дата \_\_\_\_\_  
 Інв. № габл. \_\_\_\_\_

Изм.	Лист	№ док.	Підп.	Дата
Розроб				
Проб				
І.контр				
Н.контр				
Утв				

Підсилення ригеля шпренгельною зтяжкою

Лист	Маса	Масштаб
		1:200
Лист	Листов	

кафедра БМКС









Таблиця Б.3 - Коефіцієнт  $\varphi$  для елементів зі сталі

Гнучкість	Коефіцієнт $\varphi$ для елементів із сталі з розрахунковим опором R, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )										
	200 (2050)	240 (2450)	280 (2850)	320 (3250)	360 (3650)	400 (4100)	440 (4500)	480 (4900)	520 (5300)	560 (5700)	600 (6100)
10	0,988	0,987	0,985	0,984	0,983	0,982	0,981	0,98	0,979	0,978	0,977
20	0,967	0,962	0,959	0,955	0,952	0,949	0,946	0,943	0,941	0,938	0,936
30	0,939	0,931	0,924	0,917	0,911	0,905	0,9	0,895	0,891	0,887	0,883
40	0,906	0,894	0,883	0,873	0,863	0,854	0,846	0,849	0,832	0,825	0,82
50	0,869	0,852	0,836	0,822	0,809	0,796	0,785	0,775	0,764	0,746	0,729
60	0,827	0,805	0,785	0,766	0,749	0,721	0,696	0,672	0,65	0,628	0,608
70	0,782	0,754	0,724	0,687	0,654	0,623	0,595	0,568	0,542	0,518	0,494
80	0,734	0,686	0,641	0,602	0,566	0,532	0,501	0,471	0,442	0,414	0,386
90	0,665	0,612	0,565	0,522	0,483	0,447	0,413	0,38	0,349	0,326	0,305
100	0,599	0,542	0,493	0,448	0,408	0,369	0,335	0,309	0,286	0,267	0,25
110	0,537	0,478	0,427	0,381	0,338	0,306	0,28	0,258	0,239	0,223	0,209
120	0,479	0,419	0,366	0,321	0,287	0,26	0,237	0,219	0,203	0,19	0,178
130	0,425	0,364	0,313	0,276	0,247	0,223	0,204	0,189	0,175	0,163	0,153
140	0,376	0,315	0,272	0,24	0,215	0,195	0,178	0,164	0,153	0,143	0,134
150	0,328	0,276	0,239	0,211	0,189	0,171	0,157	0,145	0,134	0,126	0,118
160	0,29	0,244	0,212	0,187	0,167	0,152	0,139	0,129	0,12	0,112	0,105
170	0,259	0,218	0,189	0,167	0,15	0,136	0,125	0,115	0,107	0,1	0,094
180	0,233	0,196	0,17	0,15	0,135	0,123	0,112	0,104	0,097	0,091	0,085
190	0,21	0,177	0,154	0,136	0,122	0,111	0,102	0,094	0,088	0,082	0,077
200	0,191	0,161	0,14	0,124	0,111	0,101	0,093	0,086	0,08	0,075	0,071
210	0,174	0,147	0,128	0,113	0,102	0,093	0,085	0,079	0,074	0,069	0,065
220	0,16	0,135	0,118	0,104	0,094	0,086	0,077	0,073	0,068	0,064	0,06

