

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

**РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ
ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання індивідуальних завдань

з дисципліни

***"ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
(СПЕЦКУРС)"***

Харків – 2017

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд 13 лютого 2017 р., протокол № 6.

Рекомендується для студентів спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія» усіх форм навчання.

Укладачі:

доц. С. В. Мірошніченко,
асист. Н. М. Партала

Рецензент

доц. О. В. Люб'як

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ
ПІДСИЛЕННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до виконання індивідуальних завдань
з дисципліни
*"ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ
(СПЕЦКУРС)"*

Відповідальний за випуск Партала Н. М.

Редактор Ібрагімова Н. В.

Підписано до друку 17.03.17 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк.арк. 2,0. Тираж 35. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Українська державна академія залізничного транспорту,
61050, Харків-50, майдан Фейєрбаха, 7.
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 2874 від 12.06.2007 р.

ЗМІСТ

Обсяг контрольної (розрахунково-графічної) роботи.....	4
1 Підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою.....	4
2 Підсилення балки шпренгельною зтяжкою.....	13
3 Підсилення колони попередньо напруженими металевими розпірками.....	22
4 Підсилення колони залізобетонною обоймою.....	32
Додаток А.....	40
Додаток Б.....	41
Додаток В.....	42
Додаток Г.....	43
Додаток Д.....	44
Додаток Е.....	45

Обсяг контрольної (розрахунково-графічної) роботи

Контрольна (розрахунково-графічна) робота складається з чотирьох завдань. Кожне завдання складається з пояснювальної записки (3-6 сторінок формату А4) і графічної частини (1 сторінка формату А3).

1 Підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою затяжкою

Підсилення балки здійснюється постановкою додаткової арматури в розтягнутій зоні у вигляді затяжки, що складається з двох стрижнів, які напружуються за допомогою взаємного стягування спеціальними стяжними болтами.

Армування балки та влаштування затяжки показані на рисунку 1.1.

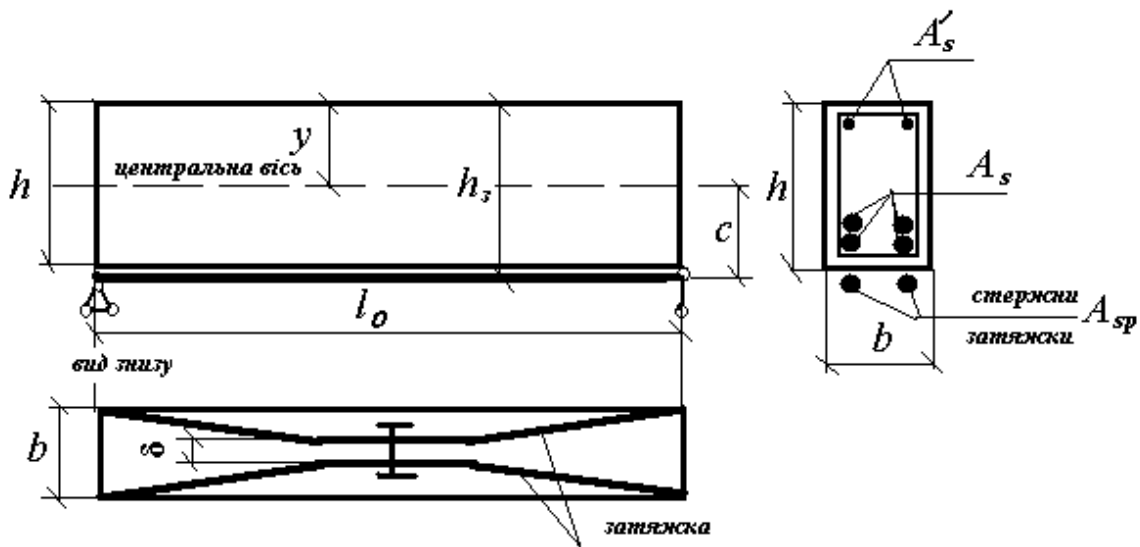


Рисунок 1.1 – Влаштування затяжки

1.1 Послідовність розрахунку підсилення

Дані до розрахунку:

l_0 – розрахунковий прогін балки;

h, b – розміри поперечного перерізу балки;

A_s і A'_s - площі арматури в розтягнутій і стиснутій зоні;

клас бетону і клас арматури.

Причини необхідності підсилення:

- а) збільшення навантаження;
- б) корозія арматури;
- в) міцність бетону конструкції не відповідає проектній.

Послідовність розрахунку

- 1 Визначають несучу здатність балки до підсилення $M_{пер}$.
Відносна висота стиснутої зони бетону

$$\xi = \frac{f_{yd} A_s}{f_{cd} b d}$$

За табличним значенням ζ знаходять (додаток А) відповідні значення α_0 і A_0 .

Несуча здатність балки до підсилення складає:

- по розтягнутій зоні $M_{пер} = f_{yd} A_s d \alpha_0$;
- стиснутій зоні бетону $M_{пер} = f_{cd} b d^2 A_0$.

Найбільший розрахунковий момент у балці до підсилення

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

де q – розрахункове навантаження до підсилення.

2 Залежно від причин необхідності підсилення визначається:

- а) за необхідності збільшення навантаження на балку

$$M^u_{max} = \frac{q^* l_0^2}{8}$$

де q^* - навантаження на балку після реконструкції;

M^u_{max} - найбільший розрахунковий момент у балці після підсилення;

б) при корозії арматури оцінюється фактична несуча здатність балки з урахуванням відсотка корозії арматури:

$$M^u_{пер} = f_{yd} A^*_s d \alpha^*_0,$$

де A^*_s – зменшена площа арматури A_s у зв'язку з її корозією;
 α^*_0 - визначається за ζ при $A_s = A^*_s$;

в) при недостатній міцності бетону оцінюється фактична несуча здатність балки з урахуванням її фактичної міцності:

$$M^u_{пер} = f^*_{cd} b d^2 A^*_0,$$

де f^*_{cd} – зменшене значення f_{cd} у зв'язку зі зниженням міцності бетону;

A^*_0 - визначається за ζ при $f_{cd} = f^*_{cd}$.

3 Визначають величину, на яку необхідно збільшити згинальний момент існуючої балки в розрахунковому перерізі, M_{on} :

а) для випадку збільшення навантаження

$$M_{on} = M^u_{max} - M_{пер};$$

б) випадку корозії арматури

$$M_{on} = M_{пер} - M^u_{пер};$$

в) випадку недостатньої міцності бетону

$$M_{on} = M_{пер} - M^u_{пер}.$$

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 перерізу зтяжки. Прийняти коефіцієнт нерівномірності роботи стрижнів зтяжки $m=0,8$:

$$A_{sp} = \frac{N}{mf_{ydp}},$$

де f_{ydp} – розрахункова міцність попередньо напруженої арматури підсилення (шпренгеля);

m - коефіцієнт умов роботи, який приймається рівним 0,8 (для шпренгельних систем).

За сортаментом арматури підбирають два або чотири стрижні з $A_{sp \text{ факт}} > A_{sp}$.

Фактичне зусилля попереднього натягу в зтяжці

$$N_{\text{факт}} = mf_{ydp}A_{sp \text{ факт}}.$$

6 Усю систему зовнішніх сил приводять до сили N , яка прикладена з ексцентриситетом відносно центра ваги перерізу балки

$$e_0 = \frac{M_{\text{max}}^u - N_{\text{факт}} c}{N_{\text{факт}}}.$$

Ексцентриситети e і e' від центра ваги до розтягнутої і стиснутої арматури (рисунок 1.2)

$$e = e_0 + d - y;$$

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

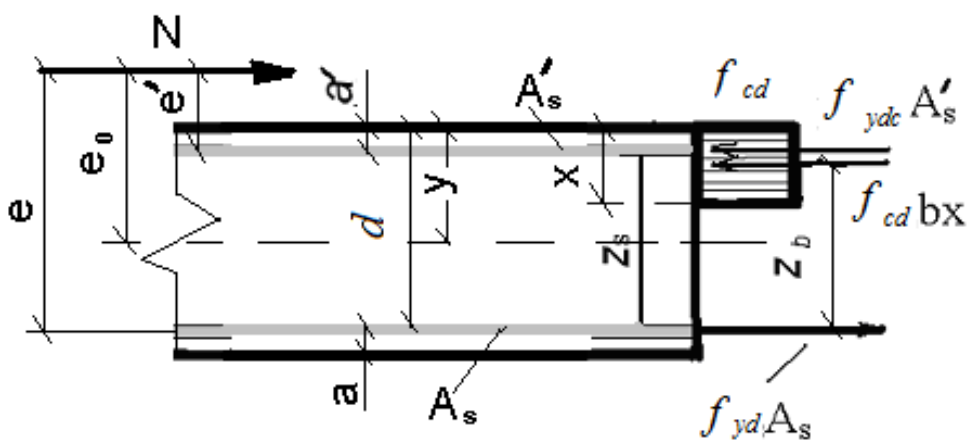


Рисунок 1.2 - Схема зусиль, які виникають у балці з подвійною арматурою

7 Оцінюють несучу здатність підсиленої балки, як внецентрово стиснутого елемента. Вона буде достатньою, якщо буде дотримана умова

$$N_{\text{факт}} e \leq f_{cd} \gamma_{c2} b x (d_{\text{ред}} - 0,5x) + f_{ydc} A'_s (d_{\text{ред}} - a'),$$

де $d_{\text{ред}}$ – приведена робоча висота;

x – висота стиснутої зони приведенного перерізу.

$$d_{\text{ред}} = \frac{d A_s + h_3 A_{SP}}{A_s + A_{SP}},$$

$$x = \frac{N + f_{yd} A_s - f_{ydc} A'_s}{f_{cd} \gamma_{c2}}.$$

8 Призначають величину попередньої напруги в затяжці.

Попередній натяг у затяжці, необхідний для включення її в спільну роботу з балкою, яка підлягає підсиленню, приймають $\sigma_{sp} = 70-100 \text{ МПа}$.

Для цього необхідно створити підсилення затяжкою

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

де Δl – збільшення довжини затяжки;

l – довжина затяжки;

E_{sp} – модуль пружності затяжки.

Подовження затяжки створюють поперечним натяжним болтом за рахунок взаємного стягування стрижнів затяжки.

Величина взаємного стягування стрижнів S знаходиться як

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

У місці установлення натяжного болта відстань між стрижнями буде складати

$$\delta = v - S.$$

9 Роботи з підсилення ригеля шпренгельною системою виконуються в такій послідовності:

- максимально розвантажується перекриття в зоні підсилення ригеля;
- заготовляються елементи підсилення шпренгельної системи (стрижні, стяжні муфти, анкерні пристрої);
- монтуються елементи конструкції підсилення (шпренгеля);
- проводиться натягування зтяжки (стрижневої арматури шпренгеля) муфтою;
- всі елементи шпренгельної системи фарбуються захисними покриттями.

1.2 Приклад розрахунку підсилення балки горизонтальною попередньо напруженою зтяжкою

Балка збірна в спорудженні працює за розрахунковою схемою як така, що вільно лежить, однопрогонова балка з розрахунковим прогоном $l_0 - 6 \text{ м}$. Балка розрахована на навантаження 45 кН/пог.м . Причина необхідності підсилення - збільшення навантаження на балку після реконструкції до 75 кН/пог.м .

Переріз балки і її армування показано на рисунку 1.3.

Матеріали балки:

бетон класу C25/30.

$$f_{cd}=17 \text{ МПа}=1,7 \text{ кН/см}^2; \quad f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа}.$$

Арматура класів:

$$A300 f_{ydc} = 280 \text{ МПа}=28,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$A400 f_{yd}=365 \text{ МПа}=36,5 \text{ кН/см}^2.$$

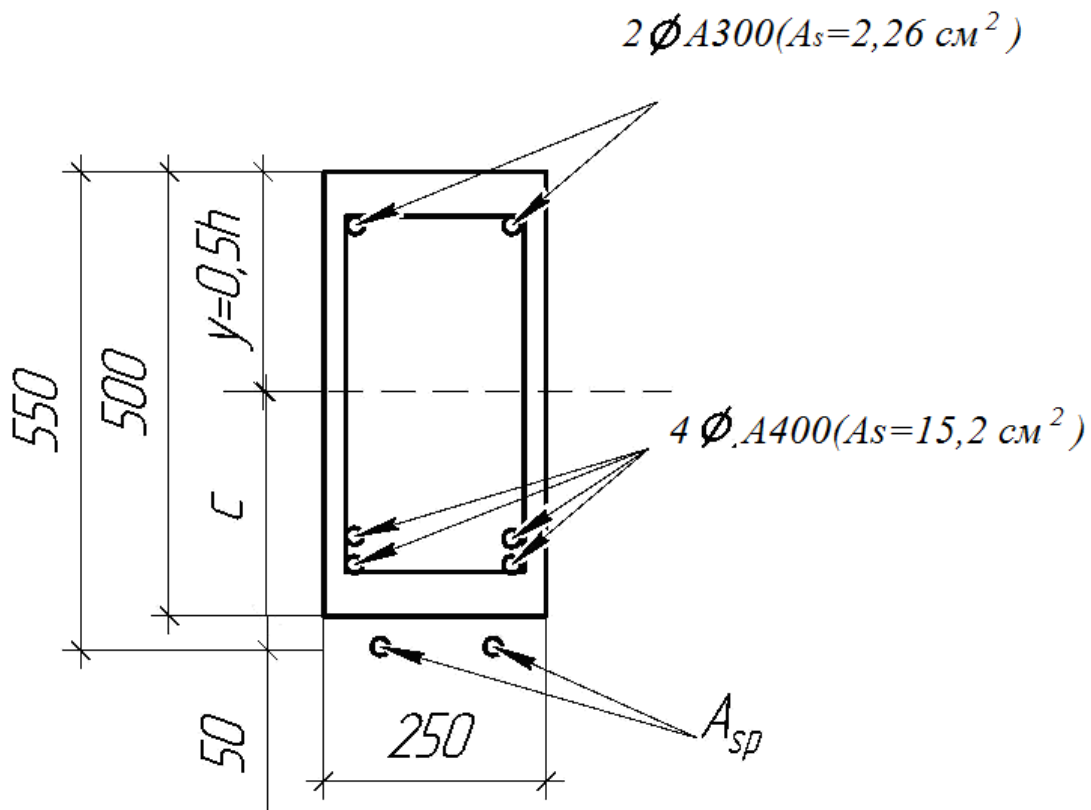


Рисунок 1.3 – Переріз балки, що підсилюють

1 Визначаємо несучу здатність балки до реконструкції $M_{пер}$.
Відносна висота стиснутої зони при робочій висоті перерізу
 $d=45\text{ см}$

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

За таблицю А.1, $A_0 = 0,248$; $\alpha_0 = 0,855$.

За стиснутою зоною бетону

$$M_{пер} = 1,7 \cdot 25 \cdot 45^2 \cdot 0,248 = 21343,5 \text{ кН}\cdot\text{см} = 213,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

За розтягнутою зоною

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

За розрахункову несучу здатність балки приймаємо мінімальне значення

$$M_{пер} = 213,43 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

2 Після реконструкції найбільший розрахунковий момент складе

$$M^u_{max} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{75 \cdot 6^2}{8} = 337,5 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Оскільки $M_{max} = 337,5 > M_{пер} = 213,43 \text{ кН}\cdot\text{м}$, необхідне підсилення балки.

3 Визначаємо момент, що розвантажує, який повинен бути створений зусиллям затягування $M_{он}$:

$$M_{он} = 337,5 - 213,43 = 124,07 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4 Визначаємо підсилення, яке припадає на затяжку:

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

$$N = \frac{124,07}{0,3} = 413,6 \text{ кН}.$$

5 Визначаємо розрахункову площу перерізу затяжки з арматури класу $A600$:

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

$$A_{sp} = \frac{413,6}{0,8 \cdot 51} = 10,14 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за сортаментом $2\varnothing 28 A600$ з $A_{sp} = 12,32 \text{ см}^2$.
Фактичне підсилення затяжкою

$$N_{факт} = 0,8 \cdot 12,32 \cdot 51 = 502,6 \text{ кН},$$
$$N < N_{факт}.$$

6 Всю систему зовнішніх сил приводимо до сили N , яка прикладена з ексцентриситетом відносно центра ваги перерізу балки (див. рисунок 1.2):

$$e_0 = \frac{337,5 - 502,6 \cdot 0,3}{502,6} = 0,372 \text{ м} = 37,2 \text{ см.}$$

Ексцентриситет додавання сили N до арматури розтягнутої зони e

$$e = 37,2 + 45 - 25 = 57,2 \text{ см.}$$

Ексцентриситет додавання сили N до арматури стиснутої зони e'

$$e' = 37,2 - 25 + 3 = 15,2 \text{ см.}$$

7 Визначаємо несучу здатність підсиленої балки. Розраховуємо нову робочу висоту d_{red} перерізу:

$$d_{red} = \frac{45 \cdot 15,2 + 55 \cdot 12,32}{15,2 + 12,32} = 49,5 \text{ см.}$$

Розраховуємо висоту стиснутої зони з урахуванням шпренгеля:

$$x = \frac{502,6 + 36,5 \cdot 15,2 - 28,0 \cdot 2,26}{1,7 \cdot 25} = 23,39 \text{ см.}$$

Перевірка умови міцності:

$$502,6 \cdot 57,2 \leq 1,7 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 23,39 \cdot (49,5 - 0,5 \cdot 23,39) + 28 \cdot 2,26 \cdot (49,5 - 3);$$

$$28748,72 \leq 36765,42.$$

Умова виконується, отже несуча здатність підсиленої балки достатня.

8 Попередню напругу в затяжці, необхідну для включення її в спільну роботу з балкою, що підсилюють, приймаємо

$$\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2.$$

При цьому необхідно створити подовження затяжки:

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

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

Знаходимо величину взаємного стягування стрижнів затяжки S :

$$S = \sqrt{(600 + 0,315)^2 - 600^2} = 19,44 \text{ см.}$$

У місці установаження натяжного болта відстань між стрижнями повинна становити

$$\delta = v - s = 25 - 19,44 = 5,56 \text{ см.}$$

Конструкція шпренгеля подана на сторінці графічної частини (додаток Б).

2 Підсилення балки шпренгельною затяжкою

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

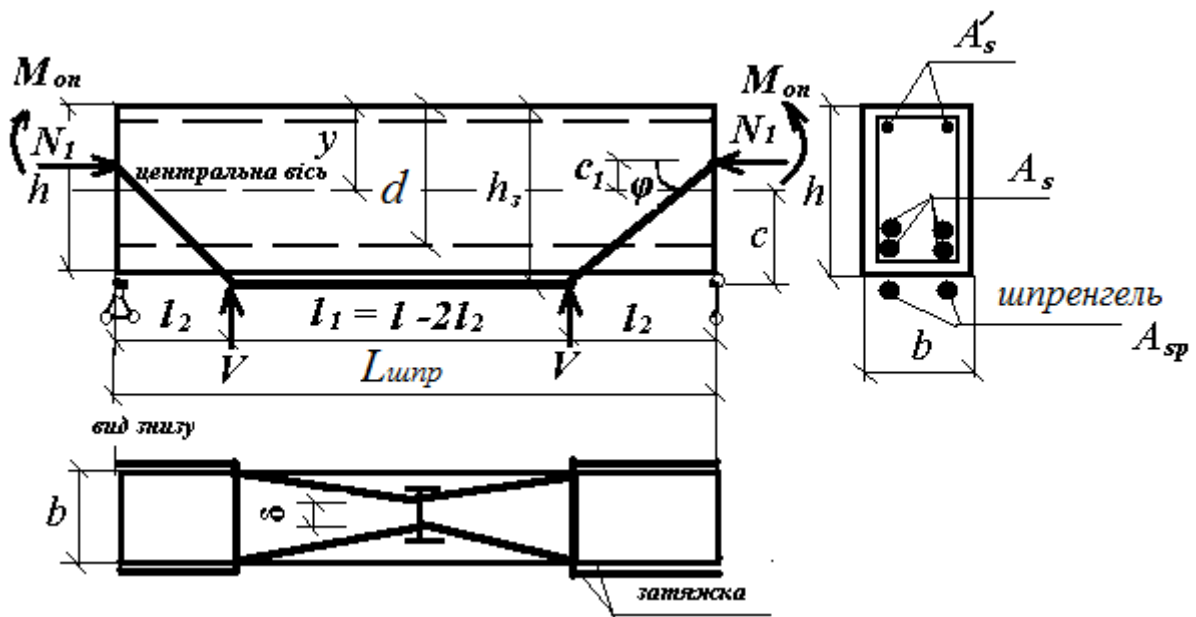


Рисунок 2.1 – Влаштування шпренгеля

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

2.1 Послідовність розрахунку підсилення

1 Вибирають розміри шпренгеля і його площу перерізу l_1 , l_2 , c_1 , h_3 , φ , A_{sp} .

Площа перерізу затяжки шпренгеля A_{sp} і зусилля N у ній визначають як для горизонтальної попередньо напруженої затяжки згідно з пунктами 1, 2, 3, 4, 5 (див. підрозділ 1.1).

2 Визначають згинальні моменти в прогоні балки, які діють від зовнішніх навантажень і які балка спроможна витримати, - M_{max}^u і $M_{пер}$.

3 Призначають величину попередньої напруги в шпренгельній затяжці σ_{sp} .

4 Визначають розпір у шпренгелі в граничному стані:

$$N_I = \left(\frac{M_{\max}^u - M_{nep}}{c + c_1} + \sigma_{sp} A_{sp} \right),$$

де c – відстань від центральної осі балки до низу шпренгеля;
 c_1 – відстань від центральної осі балки до верху шпренгеля.

5 Визначають зусилля, які передані на балку від шпренгеля:
 - реакція V на балку від шпренгеля

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

- опорний момент M_{on}

$$M_{on} = N_I c_1;$$

- момент від реакції шпренгеля

$$M_V = -V l_2.$$

6 Визначають існуючий момент у прогоні:

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

7 Усю систему зовнішніх сил приводять до сили N , яка прикладена з ексцентриситетом відносно центра ваги перерізу балки (див. п. 6 підрозділу 1.1).

8 Оцінюють несучу здатність підсиленої балки як позацентрово стиснутого елемента (див. п. 7 підрозділу 1.1).

9 Конструювання шпренгеля.

Для включення шпренгеля в загальну роботу з ригелем приймають напругу в ньому

$$\sigma_{sp} = 70 - 100 \text{ МПа.}$$

Для цього необхідно створити подовження шпренгельної зтяжки:

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

де $l = l_1 + 2a$,

$$a = \sqrt{l_2^2 + (c + cl)^2} \quad \text{або} \quad a = \frac{l_2}{\cos \varphi}.$$

Визначають величину зближення стрижнів шпренгеля δ у прогоні:

$$\delta = e - \sqrt{(l_1 + \Delta l)^2} - l_1.$$

2.2 Приклад розрахунку підсилення ригеля шпренгельною зтяжкою

Ригель збірний, будинок каркасного типу трипрогоновий, з'єднання ригеля з колоною жорстке. Підсиленню підлягає ригель середнього прогону.

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

Матеріали балки:

бетон класу C20/25;

$$f_{cd} = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2.$$

Арматура класів:

$$A400 f_{yd} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$A240 f_{ydc} = 225 \text{ МПа} = 22,5 \text{ кН/см}^2;$$

$$A400 f_{ydp} = 365 \text{ МПа} = 36,5 \text{ кН/см}^2.$$

Балка розрахована на навантаження $g = 96,17 \text{ кН/пог.м.}$

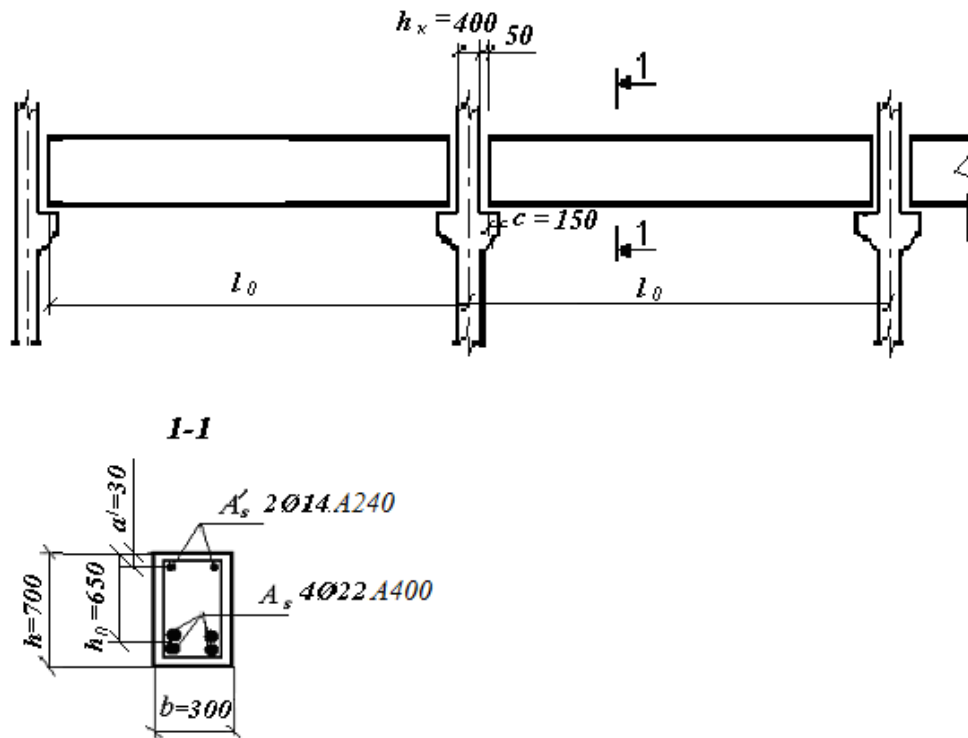


Рисунок 2.2 – Параметри ригеля до підсилення

Розрахункова схема балки - трипрогонова нерозрізна балка з розрахунковим середнім прогоном $l_0 = l_I = 7200$ (рисунок 2.3).

Для нерозрізної балки розрахунковий середній прогін приймається рівним відстані між осями колон, а крайній прогін приймається рівним відстані від центра опираючої балки на консоль до осі середньої колони. При такій розрахунковій схемі в балці виникають прогоновий та опорний моменти. Їх величини складуться:

- для середнього прогону:

$$M_{пер} = 0,075gl^2_0; M_{оп} = 0,05 gl^2_0;$$

- для крайнього прогону:

$$M_{пер} = 0,01gl^2_0; M_{оп} = 0,05 gl^2_0.$$

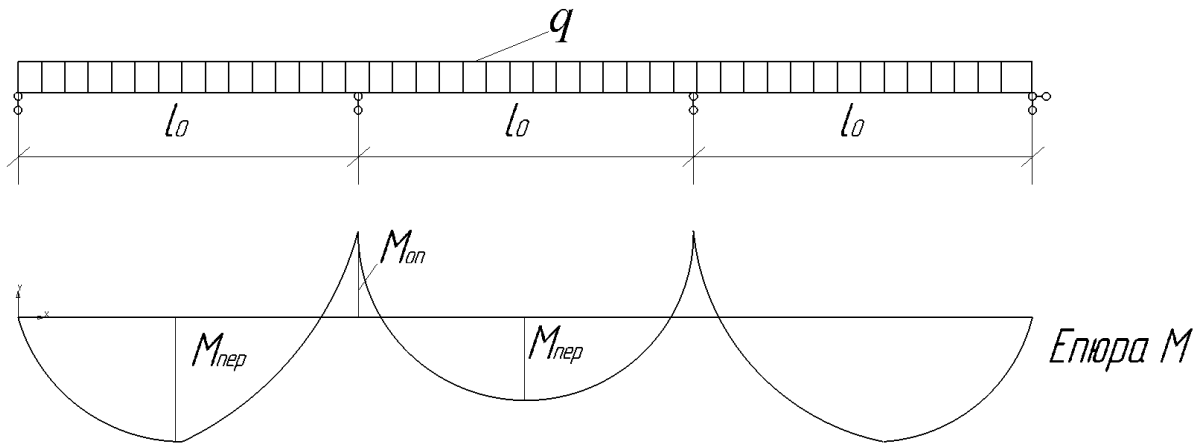


Рисунок 2.3 – Еюра згинальних моментів

Геометричні характеристики балки:

$h=700$ мм;
 $e=300$ мм;
 $h_3=750$ мм.

Причина підсилення балки - збільшення навантаження на 35 %.

$$g^* = g + 0,35g = 96,17 + 0,35 \cdot 96,17 = 129,83 \text{ кН/пог.м.}$$

1 Вибираємо габарити шпренгеля і площу перерізу затяжки відповідно до рисунка 2.4. При розрахунковому прогоні 7200 мм, розмірах поперечного перерізу колон 400 мм і технологічному зазорі між колоною та балкою 50 мм довжина шпренгеля складе

$$L_{шпр.} = 7200 - 400 - 100 = 6700 \text{ мм.}$$

Призначимо розміри l_1 та l_2 .

$$l_1 = 3400 \text{ мм}; l_2 = 1650 \text{ мм.}$$

а) визначаємо несучу здатність ригеля до реконструкції з умови рівноваги (можливо використовувати методику викладену в п.1-3 підрозділу 1.1):

$$f_{cd} \cdot b \cdot x + f_{ydc} A_s' = f_{yd} A_s,$$

знаходимо значення x ($A_s = 15,20$ ($4\emptyset 22$); $A_s' = 3,08$ ($2\emptyset 14$)):

$$x = \frac{f_{yd} A_s - f_{ydc} A'_s}{f_{cd} \gamma_{c2}} = \frac{36,5 \cdot 15,20 - 22,5 \cdot 3,08}{1,45 \cdot 30 \cdot 0,9} = 12,4 \text{ см.}$$

Граничний момент, який сприймає балка до реконструкції,

$$M_u = f_{cd} \gamma_{c2} b x (d - 0,5x) + f_{ydc} A'_s (d - a'),$$

$$M_u = 1,45 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 12,4 (65 - 0,5 \cdot 12,4) + 22,5 \cdot 3,08 (65 - 3) = 32841,65 \text{ кН}\cdot\text{см} = 328,4 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

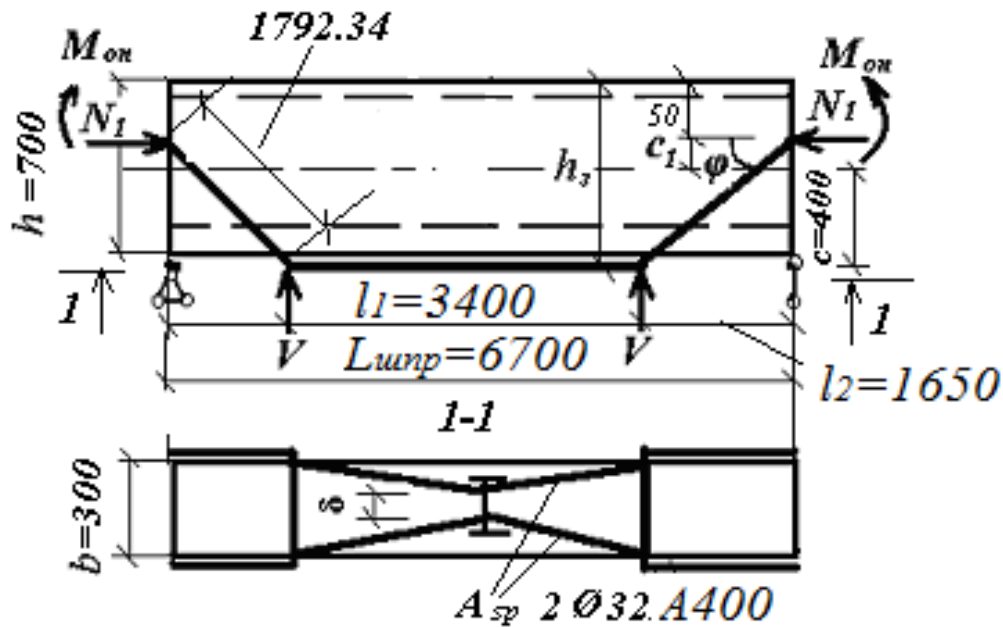


Рисунок 2.4 – Параметри шпренгеля

б) визначаємо момент у прогоні, який виникає в ригелі після реконструкції при збільшенні навантаження:

$$M^u_{max} = 0,075g \cdot l_0^2 = 0,075 \cdot 129,83 \cdot 7,2^2 = 504,78 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Оскільки $M^u_{max} = 504,78 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{нер} = 331,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$, робимо висновок, що ригель необхідно підсилити;

в) визначаємо зусилля в затяжці шпренгеля:

$$N = \frac{504,784 - 331,6}{0,4} = 432,95 \text{ кН};$$

г) визначаємо площу перерізу затяжки:

$$A_{sp} = \frac{432,95}{0,8 \cdot 36,5} = 14,83 \text{ см}^2.$$

Приймаємо відповідно до сортаменту арматуру 2 Ø 32 ($A_{sp} = 16,08 \text{ см}^2$):

$$N_{факт} = 0,8 \cdot 16,08 \cdot 36,5 = 469,54 \text{ кН}.$$

2 Визначаємо зусилля, які передані на балку від шпренгеля:

а) розпір у шпренгелі в граничному стані (величину попередньої напруги σ_{sp} приймаємо 100 МПа)

$$N_1 = \left(\frac{504,78 - 331,6}{0,4 + 0,3} + 10 \cdot 16,08 \right) = 408,2 \text{ кН},$$

$$c_1 = 0,5h - 5 = 0,5 \cdot 70 - 5 = 30 \text{ см};$$

б) реакція V на балку від шпренгеля

$$V = N_1 \operatorname{tg} \varphi = 408,2 \frac{70}{165} = 173,2 \text{ кН};$$

в) опорний момент

$$M_{on} = N_1 c_1 = 408,2 \cdot 0,3 = 122,46 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

г) момент від реакції шпренгеля

$$M_V = -V l_2 = -173,2 \cdot 1,65 = -285,78 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

3 Визначаємо сумарний момент у прогоні від зовнішнього навантаження:

$$M_{np} = M_{tot} + M_{on} + M_V = 504,78 + 122,46 - 285,78 = 341,46 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

4 Розраховуємо ексцентриситет e_0 , e , e' :

$$e_0 = \frac{504,78 - 469,54 \cdot 0,4}{469,54} = 0,67 \text{ м},$$

$$e = 0,67 + 0,65 - 0,35 = 0,97 \text{ м}; \quad e' = 0,67 - 0,35 + 0,03 = 0,35 \text{ м}.$$

5 Перевіряємо несучу здатність перерізу:

$$d_{red} = \frac{0,65 \cdot 15,2 + 0,75 \cdot 16,08}{15,2 + 16,08} = 0,7 \text{ м},$$

$$x = \frac{469,54 + 36,5 \cdot 15,2 - 22,5 \cdot 3,08}{1,45 \cdot 30 \cdot 0,9} = 24,4 \text{ см}.$$

Умова міцності

$$469,54 \cdot 97 \leq 1,45 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 24,4 \cdot (70 - 0,5 \cdot 24,4) + 22,5 \cdot 3,08 \cdot (70 - 3),$$

$$45545 \text{ кН} \cdot \text{см} \leq 59857 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

Умова виконується, тобто міцності підсиленої балки достатньо.

6 Конструювання шпренгеля.

Для включення шпренгеля в загальну роботу з ригелем приймаємо напругу в ньому

$$\sigma_{sp} = 100 \text{ МПа} = 10 \text{ кН/см}^2.$$

В арматурі шпренгельної затяжки необхідно створити подовження Δl

$$\Delta l = \frac{\sigma_{sp} l}{E_{sp}} = \frac{100 \cdot 698,46}{2,0 \cdot 10^5} = 0,349 \text{ см},$$

де $l = l_1 + 2a$,

$$a = \sqrt{l_2^2 + (c + cl)^2} = \sqrt{165^2 + (40 + 30)^2} = 179,23 \text{ см};$$

$$l=340+2\cdot 179,23=698,46 \text{ см.}$$

Визначаємо величину зближення стрижнів у прогоні:

$$\delta = e - \sqrt{(l_1 + \Delta l)^2 - l_1^2} = 30 - \sqrt{(340 + 0,349^2) - 340^2} = 30 - 15,4 = 14,59 \text{ см.}$$

З огляду на рухливість вузлів приймаємо $\delta - 14 \text{ см.}$

Конструкція шпренгеля подана на сторінці графічної частини (додаток В).

3 Підсилення колони попередньо напруженими металевими розпірками

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

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

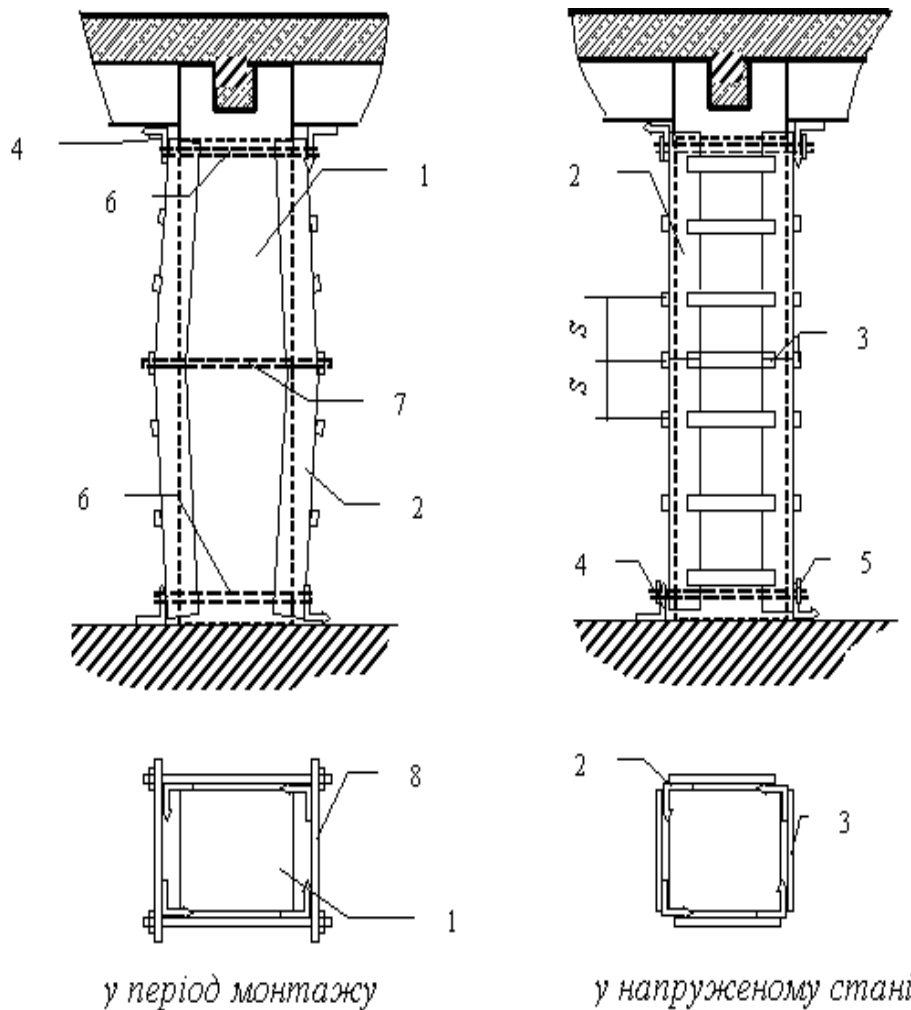
Монтаж розпірок проводять з прогином їх у середині висоти (рисунок 3.1). Для здійснення перегину в бічних полицях кутників необхідно передбачити вирізи.

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

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

Оптимальну величину попередньої напруги рекомендується приймати рівною 70-100 МПа (700-1000 кг/см²).

Заздалегідь напружені розпірки розвантажують колону на величину, що дорівнює створеному в розпірках зусиллю стиснення.



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

Рисунок 3.1 – Підсилення колони попередньо напруженими двобічними розпірками

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

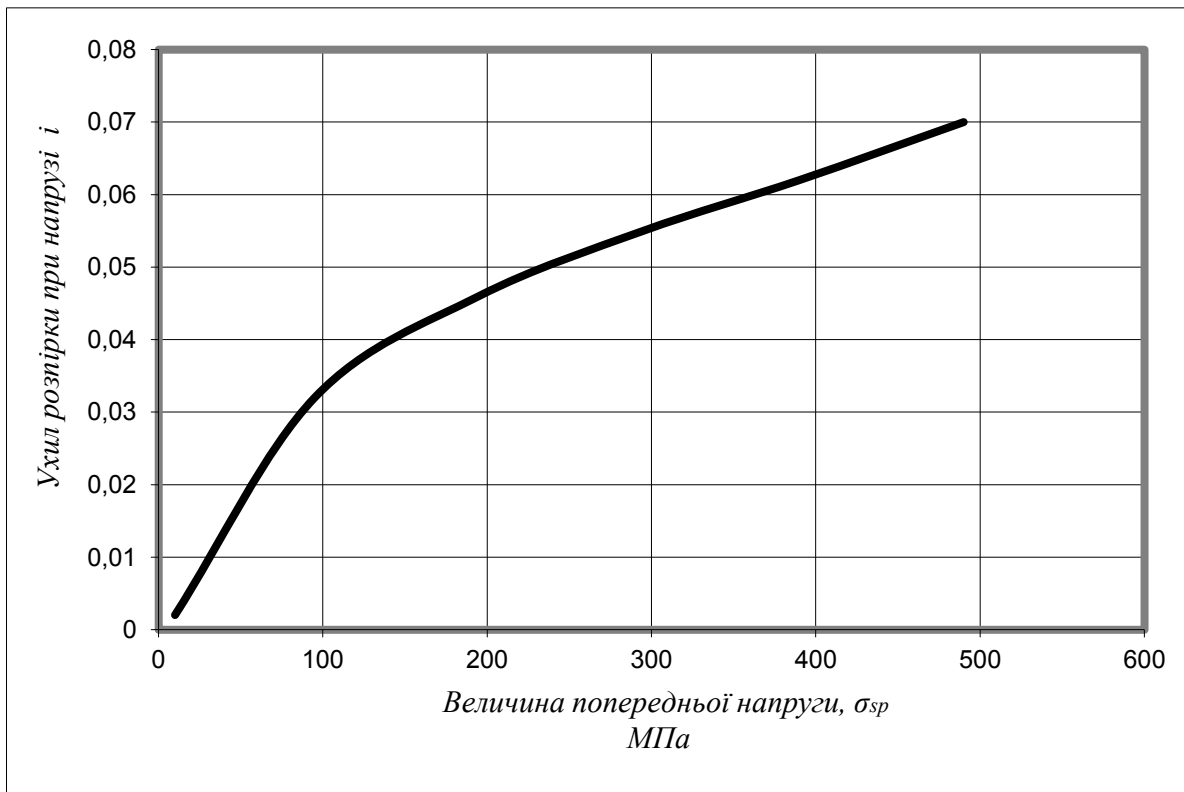


Рисунок 3.2 - Графік залежності напруги від кута нахилу гілок розпірок

При розрахунку ухилу виходять з такого:

- для створення попередньої напруги σ_{sp} треба, щоб розпірка була скорочена на Δl :

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

- 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

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

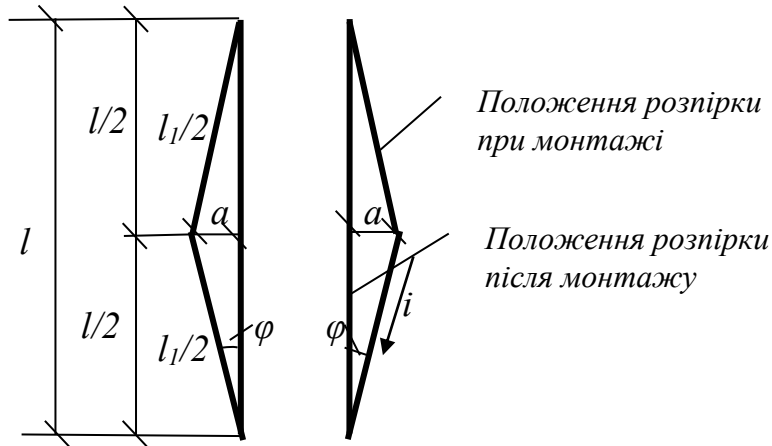


Рисунок 3.3 - До розрахунку розпірки при монтажі

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

Вихідні дані:

переріз колони b, h ;

площа поздовжньої робочої арматури A_s ;

клас бетону і арматури (f_{cd}, f_{ydc});

висота поверху будівлі H_e (довжина колони l).

1 Визначається несуча здатність колони до підсилення:

$$N_{nep} = \eta \varphi (f_{ydc} A_s' + f_{cd} b h),$$

де $\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_r - \varphi_b) \frac{f_{ydc} \cdot A_s'}{f_{cd} \cdot \gamma_{c2} \cdot b \cdot h} \dots$

Коефіцієнти $\varphi_r - \varphi_b$ для елементів з важкого бетону залежно від співвідношення $\frac{l_0}{h}$ та $\frac{N_{dl}}{N}$,

де N – повне розрахункове навантаження;
 N_{dl} – тривала складова повного навантаження, що діє.

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

- при збірних конструкціях перекриттів

$$l_0 = H_e ;$$

- при монолітних

$$l_0 = 0,7H_e ;$$

- для колон першого поверху відповідно

$$l_0 = H_e + h_{cm} \text{ і } l_0 = 0,7H_e + h_{cm},$$

де h_{cm} – глибина стакана фундаменту.

2 Залежно від причин необхідності підсилення:

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

б) для випадку підсилення колони унаслідок міцності бетону, яка не відповідає проектній, визначається фактична здатність колони:

$$N_{nep}^* = \eta\varphi(f_{ydc} A_s' + f_{cd}^*bh),$$

де f_{cd}^* – зменшене значення f_{cd} за рахунок зниження міцності бетону.

У свою чергу коефіцієнт граничного вигину φ визначається при $f_{cd} = f_{cd}^*$;

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

$$N^{**}_{пер} = \eta\varphi(f_{ydc} A_s'^* + f_{cd}bh),$$

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

φ – визначається при $A_s = A_s'^*$.

3 Визначається величина зусилля N_0 , яке буде сприйнято:

а) $N_0 = N_{max} - N_{пер};$

б) $N_0 = N_{пер} - N^*_{пер};$

в) $N_0 = N_{пер} - N^{**}_{пер}.$

4 Визначається необхідна площа розпірок з прокатних кутників:

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

де f_{yd} – розрахунковий опір металу прокатних кутників;

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

5 Конструювання розпірки.

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

$$S \leq 40i,$$

де i – радіус інерції кутника.

Переріз планок можна прийняти конструктивно зі смуги 100х6 мм.

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

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

За таблицею Г.3 для центрально - стиснутих сталевих елементів за значенням λ знаходиться значення φ .

Напруга в розпірці при цьому буде

$$\sigma = f_{yd}\varphi.$$

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

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

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

6 Роботи з посилення колони попередньо напруженими розпірками виконуються в такій послідовності:

- розкривається конструкція підлоги до верхнього обрізу фундаменту (або рівня плити перекриття);

- очищається від штукатурного шару поверхня колони, видаляються ділянки пошкодженого бетону;

- сколюється захисний шар бетону колони у верхній і нижній зонах колони;

- встановлюються строго горизонтально на цементно-піщаному розчині упорні кутники таким чином, щоб внутрішня грань вертикальної полиці розташовувалася врівень з бічною поверхнею підсилюваної колони;

- вирівнюється цементно-піщаним розчином бетонна поверхня колони;

- заготовляються розпірки зі сталевих кутників з попередньо зробленими посередині їх довжини вирізами в бічних полицях і привареними до кутників вгорі і внизу пластинами (планками);

- перегинаються розпірки і потім встановлюються в проектне положення (після набору цементно-піщаним розчином міцності, що дорівнює 70 % проектної);

- притискаються до колони монтажними болтами верхні і нижні планки;

- затягуються гайки середніх стяжних болтів до повного випрямлення куточків розпірок;

- приварюються сполучні планки від середини послідовно вгору і вниз;
- знімаються стяжні болти;
- оштукатурюють поверхню пісиленої колони по сітці (не обов'язково).

3.2 Приклад розрахунку підсилення колони задалегідь напруженими металевими розпірками

Дано: колона першого поверху будівлі з монолітним перекриттям. Висота поверху 4 м. Переріз колони 40х40 см. Бетон класу C25/30 $f_{cd}=17$ МПа. Поздовжня арматура 4Ø25 класу A400. $f_{ydc}=365$ МПа. Відношення $\frac{N_{ол}}{N} = 0,92$.

Поперечний переріз наведено на рисунку 3.4.

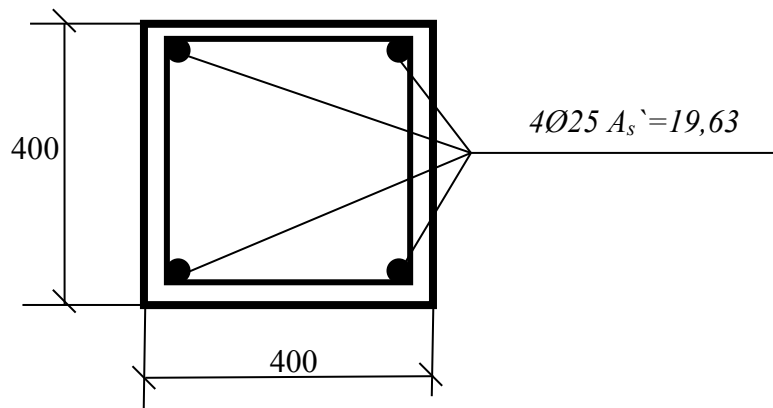


Рисунок 3.4 – Поперечний переріз та армування колони

Після реконструкції навантаження на колону повинно складати $N=5286$ кН.

1 Визначаємо несучу здатність колони до підсилення.

Повна довжина колони першого поверху l дорівнює висоті поверху плюс глибина її закладення в стакан фундаменту. Глибину стакана h_{cm} приймаємо рівною 1,5 висоти перерізу колони.

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

$$l = 0,7 H_e + h_{cm} = 0,7 \cdot 4000 + 600 = 3400.$$

При використанні монолітного залізобетону для колони першого поверху $l_0 = l$ (в окремих випадках можливо використання коефіцієнта 1,2).

$$\text{Визначаємо гнучкість колони } \lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{3,4}{0,4} = 8,5.$$

За таблицями Г.1 та Г.2 для елементів з важкого бетону при значенні λ і відношенні $\frac{N_{ол}}{N} = 0,92$ знаходимо значення коефіцієнтів $\varphi_r = 0,908$, $\varphi_s = 0,906$.

Коефіцієнт поздовжнього вигину колони

$$\varphi = 0,906 + 2(0,908 - 0,906) \frac{36,5 \cdot 19,63}{1,7 \cdot 0,9 \cdot 40 \cdot 40} = 0,9072.$$

Несуча здатність колони до підсилення

$$N_{пер} = 1 \cdot 0,9072(36,5 \cdot 19,63 + 1,7 \cdot 40 \cdot 40) = 3117,59 \text{ кН.}$$

2 Навантаження на колону після реконструкції повинне складати $N_{max} = 5286 \text{ кН}$, що більше навантаження, яке може витримати колона $N_{пер} = 3117,59 \text{ кН}$. У такому разі потрібно підсилення колони за випадком а (підсилення унаслідок збільшення навантаження).

3 Визначаємо величину зусилля N_0 , яке буде сприйнято розпірками:

$$N_0 = 5286 - 3117,59 = 2168,41 \text{ кН.}$$

4 Визначаємо необхідну площу розпірок з прокатних кутників, приймаючи кутники зі сталі 3 з $f_{yd} = 230 \text{ МПа}$ (23 кН/см^2):

$$A_{розп} = \frac{2168,41}{0,91 \cdot 0,9 \cdot 23} = 115,11 \text{ см}^2.$$

З сортаменту прокатного профілю підбираємо чотири кутники з рівними полицями $\perp 125 \times 14$ ($A_{расп} = 133,48 \text{ см}^2$).

5 Конструювання розпірки.

Встановлюємо крок планок S , що з'єднують кутники між собою,

$$S \leq 40i,$$

де i – радіус інерції кутника, для $\perp 125 \times 14$ $i = 3,80$ см.

$$S = 40 \cdot 3,80 = 152,0 \text{ см.}$$

Однак загальна висота підсилення (довжина розпірки l_p) складе для колони при каркасі зі збірного залізобетону при використанні перекриття з суцільних плит товщиною 160 мм, капітелі висотою 380 мм

$$l = 4000 - 160 - 420 = 3400 \text{ мм.}$$

Обов'язково металевою планкою (або двома) необхідно підсилити середній переріз (у якому було виконано монтажний виріз). При використанні двох планок необхідно розділити розпірку на 2 частини і, враховуючи ширину планки 100 мм і кількість планок 3 (виключаючи упорний кутник) отримаємо:

$$(3400/2 - 100)/3 = 533,33 \text{ мм.}$$

Конструктивно приймаємо крок планок 54 см перерізом 100 х 6 мм.

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

$$\lambda = \frac{0,5l_p}{i} = \frac{0,5 \cdot 3400}{3,80} = 44,74.$$

За таблицею Г.3 даному значенню λ відповідає $\varphi = 0,842$.
Напряга в розпірці при цьому буде

$$\sigma = f_{yd} \cdot \varphi, \quad \sigma = 23 \cdot 0,842 = 19,37 \text{ кН/см}^2.$$

Задаємося попередньою напругою розпірки:

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

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

Для створення попередньої напруги σ_{sp} треба, щоб розпірка коротшала на

$$\Delta l = \frac{\sigma_{SP} l}{E_{SP}} = \frac{100 \cdot 340}{2 \cdot 10^5} = 0,17 \text{ см}.$$

Довжина розпірки при монтажі повинна бути

$$l_1 = l + \Delta l = 340 + 0,17 = 340,17 \text{ см}.$$

У місці перегину розпірка повинна відставати від грані колони на

$$a = \sqrt{\left(\frac{340,17}{2}\right)^2 - \left(\frac{340}{2}\right)^2} = 5,38 \text{ см}.$$

Ухил розпірок при монтажі

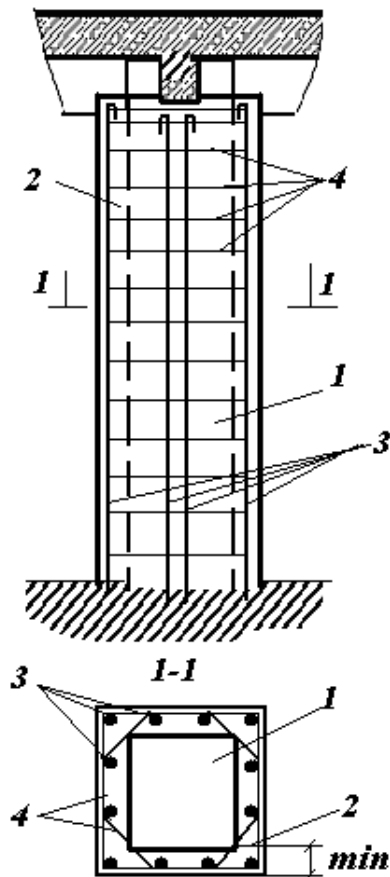
$$i = \frac{5,38}{170} = 0,0316.$$

Конструкція підсилення наведена в додатку Д.

4 Підсилення колони залізобетонною обоймою

Одним з найпоширеніших способів підсилення стрижневих елементів є обойми. Характерною особливістю обойм є обхват елемента, що підлягає підсиленню з усіх чотирьох боків.

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



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

Рисунок 4.1 – Підсилення колони залізобетонною обоймою зі стрижневою арматурою

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

- при торкретуванні - не менше 50 мм;
- при бетонуванні обійм литими бетонними сумішами з зовнішньою вібрацією – не менше 75 мм;
- 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.

4.1 Послідовність розрахунку підсилення

Розрахунок підсилення колони залізобетонною обіймою з 1-го по 3-й пункт аналогічний розрахунку підсилення колони заздалегідь напруженими металевими розпірками (див. підрозділ 3.1):

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

2 Підраховується або задається навантаження на колону після реконструкції N_{max} , а для випадків (б) і (в) визначається фактична несуча здатність колони - $N_{пер}^*$ та N_{max}^* .

3 Визначається величина зусилля N_0 , яке буде прийнято залізобетонною обіймою.

4 Визначається необхідна площа поперечного перерізу бетону обійми.

Умова міцності залізобетонної обійми

$$N_0 \leq \eta \varphi m_{об} (f_{cd, об} A_{c, об} + f_{ydc, об} A'_{s, об}),$$

де m – коефіцієнт, що приймається рівним залежно від висоти перерізу стиснутого елемента h :

при $h > 20$ см – 1;

при $h < 20$ см – 0,9;

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

Умову міцності виразимо через відсоток армування обійми:

$$\mu_{об} = \frac{A_{s, об}}{A_{c, об}}.$$

Виразимо необхідну площу поперечного перерізу обійми з умови міцності, враховуючи відношення площ арматури та бетону через відсоток армування $\mu_{об} = \mu_{колони}$:

$$N_0 \leq \eta \cdot \varphi m_{об} (f_{cd, об} A_{c, об} + f_{ydc, об} A_{c, об} \mu_{об}),$$

$$N_0 \leq \eta \cdot \varphi m_{об} A_{с.об} (f_{cd, об} + f_{ydc, об} \mu_{об}).$$

Звідки площа поперечного перерізу бетону обійми

$$A_{c.ob} = A_{c.ob} = \frac{N_0}{\eta \varphi m_{ob} (f_{cd.ob} + \mu_{ob} \cdot f_{ydc.ob})}.$$

Сумарна площа поперечного перерізу підсиленої колони

$$A_{tot} = A_c + A_{c.ob}.$$

Необхідний розмір квадратного перерізу підсиленої колони

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

Товщина обійми d

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

5 Визначається необхідна площа поздовжньої робочої арматури залізобетонної обійми $A'_{s.ob}$:

$$A'_{s.ob} = \mu_{ob} A_{c.ob}.$$

6 Перевіряється міцність підсиленого перерізу

$$N_{tot} = \eta \varphi (f_{cd} A_c + f_{ydc} A'_{s'}) + \eta \varphi m_{ob} (f_{cd.ob} A_{c.ob} + f_{ydc.ob} A'_{s.ob}).$$

При виконанні умов:

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

несуча здатність підсиленої колони буде забезпечена.

7 Роботи з підсилення колони залізобетонною обіймою виконуються в такій послідовності:

- розвантажують колону (знімається тимчасове навантаження);

- розкривають конструкцію підлоги до верхнього обрізу фундаменту (або рівня плити перекриття);
- очищують від штукатурного шару поверхню колони, видаляють ділянки пошкодженого бетону, виконують насічки на глибину 3 ... 6 мм;
- встановлюють у проектне положення арматуру підсилення;
- монтують поперечну арматуру підсилення (хомути);
- захищають від пилу і промивають водою поверхню колони;
- встановлюють і закріплюють ярусами щити опалубки (у разі бетонування в опалубці);
- укладають з пошаровим ущільненням бетонну суміш (висота шару 200 ... 300 мм);
- демонтують опалубку (при наборі бетоном обійми міцністю не нижче 50 % проектної).

4.2 Приклад розрахунку підсилення колони залізобетонною обіймою

Початкові дані: колона 1-го поверху каркасної будівлі; висота поверху $H_n=3,35$ м; переріз колони 45×45 см; бетон класу С25/30 $f_{cd}=17$ МПа; поздовжня арматура $4\phi 28$ класу А400 $f_{ydc}=365$ МПа (рисунок 4.2).

$$\text{Відношення } \frac{N_{dl}}{N} = 0,93.$$

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

1 Визначаємо несучу здатність колони до підсилення.

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

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

$$l_0 = 3,350 + 0,675 = 4,025 \text{ м}.$$

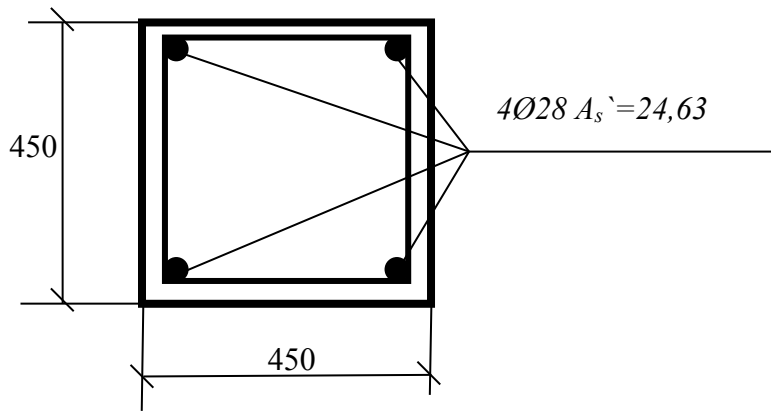


Рисунок 4.2 – Поперечний переріз колони, яку підсилюють

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

Для відношення $\frac{N_{dl}}{N} = 0,93$ і $\lambda = 8,94$ знаходимо значення з таблиць Г.1 та Г.2:

$$\varphi_r = 0,9, \quad \varphi_e = 0,895.$$

Коефіцієнт поздовжнього вигину колони

$$\varphi = 0,895 + 2(0,9 - 0,895) \frac{36,5 \cdot 24,63}{1,7 \cdot 45 \cdot 45} = 0,921.$$

Несуча здатність колони до підсилення

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

2 Навантаження на колону після реконструкції повинне скласти

$$N_{max} = 4170 \text{ кН.}$$

3 Величина зусилля N_0 , яке повинне бути сприйняте обіймою,

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

4 Визначаємо розрахункову площу поперечного перерізу бетону обойми, приймаючи $\eta=1$; $m_{об} = 0,75$:

$$\mu_{об} = \mu_{колонн} = \frac{A'_s}{b h} = \frac{24,63}{45 \cdot 45} = 0,012,$$

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

Сумарна площа поперечного перерізу підсиленої колони:

$$A_{tot} = A_c + A_{с.об.} = 45 \cdot 45 + 584,09 = 2609,09 \text{ см}^2.$$

Визначаємо розмір квадратного перерізу підсиленої колони:

$$h_{tot} = v_{tot} = \sqrt{A_{tot}} = \sqrt{2609,09} = 51 \text{ см.}$$

Визначаємо товщину обойми d :

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

Враховуючи мінімальну товщину обойми, приймаємо $d = 5 \text{ см.}$

Фактичний розмір перерізу підсиленої колони $h_{tot} = v_{tot} = 45 + 5 \cdot 2 = 55 \text{ см.}$

5 Визначаємо площу поздовжньої арматури обойми:

$$A'_{s об} = \mu_{об} A_{в. об},$$

$$A_{с. об} = 55 \cdot 55 - 45 \cdot 45 = 1000 \text{ см}^2,$$

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

Приймаємо за сортаментом арматуру $8\text{Ø}16 (A'_{s об} = 16,08 \text{ см}^2)$, оскільки меншого діаметра використовувати не можна, виходячи з конструктивних вимог.

6 Перевіряємо міцність підсиленого перерізу колони:

$$N_{tot} = 1 \cdot 0,921(1,7 \cdot 45 \cdot 45 + 36,5 \cdot 24,63) + 1 \cdot 0,921 \cdot 0,75(1,7 \cdot 1000 + 36,5 \cdot 16,08) = \\ = 5578,21 \text{ кН},$$

оскільки $N_{max} = 4770 < N_{tot} = 5578,21 \text{ кН}$.

Несуча здатність підсиленої колони забезпечена.
Конструкція підсилення наведена в додатку Е.

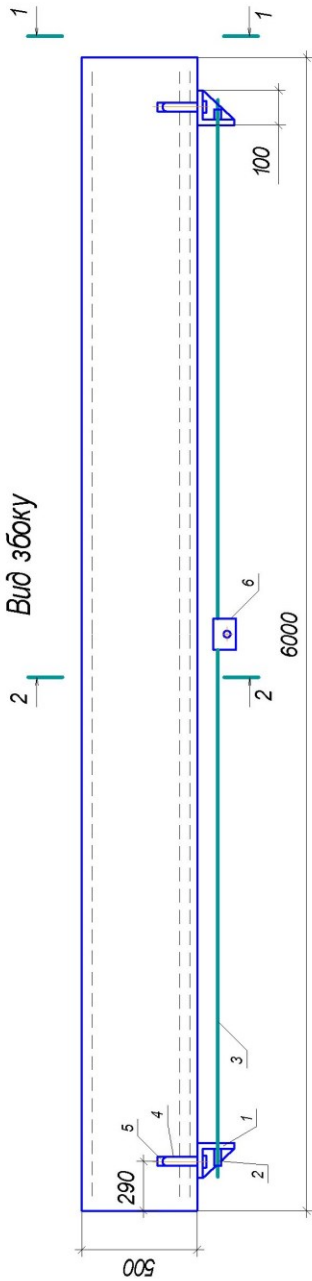
Додаток А

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

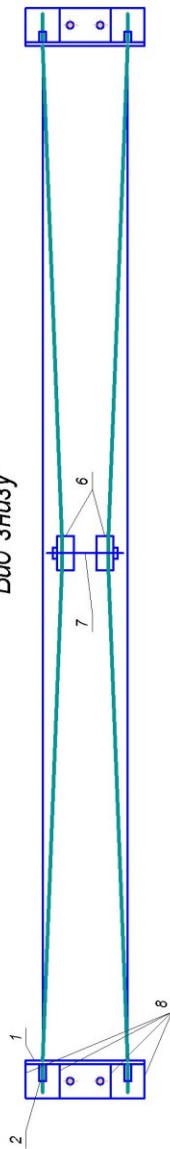
ξ	α_0	A_0	ξ	α_0	A_0	ξ	α_0	A_0
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	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			
Примітка - $\xi = x/h_0$; $\alpha_0 = 1 - 0,5\xi$; $A = \xi(1 - 0,5\xi)$								

Додаток Б

Вид збоку

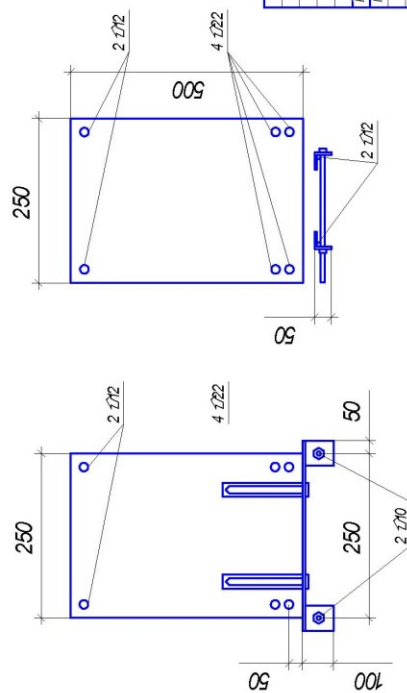


Вид знизу



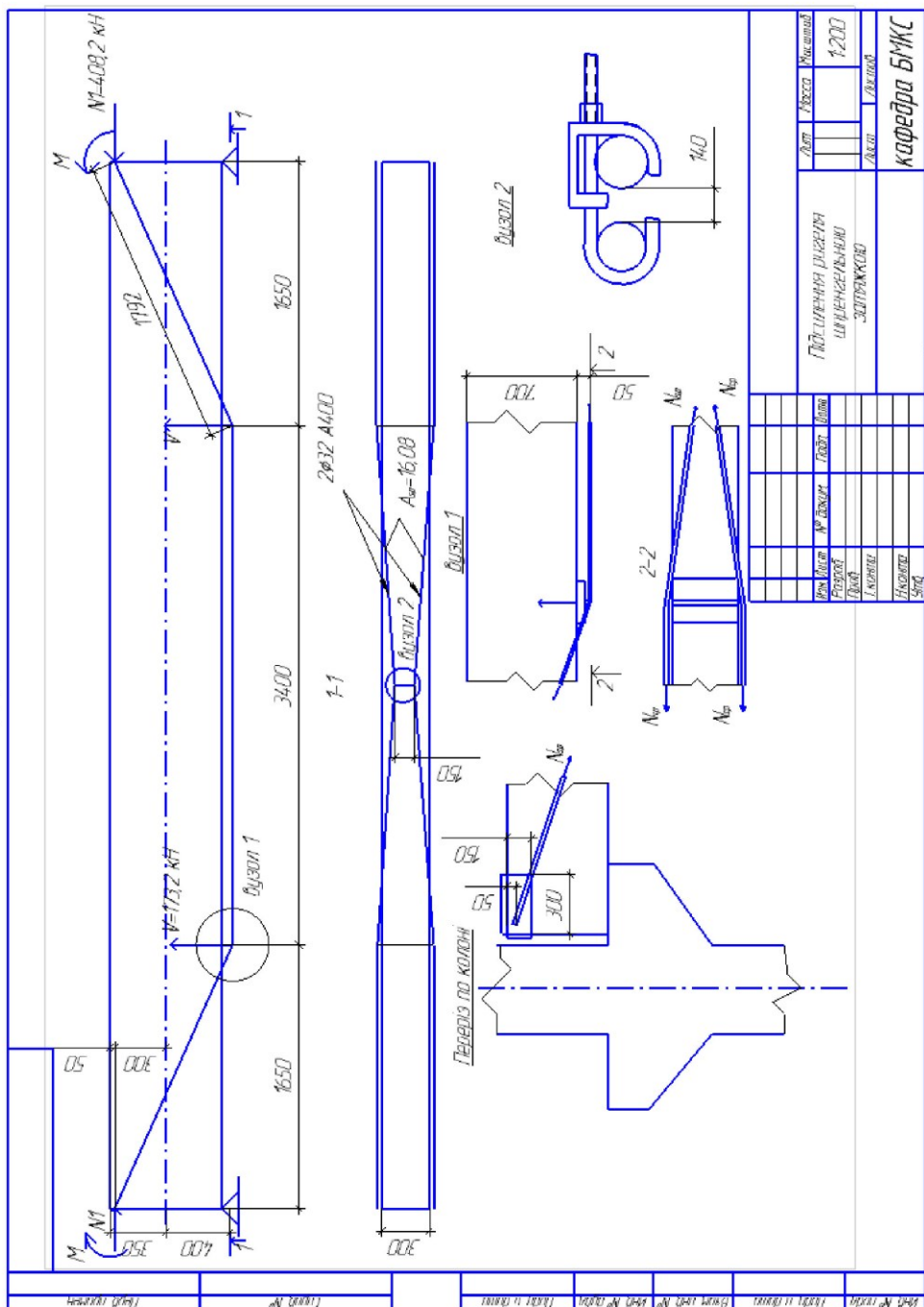
Експлікація

- 1 - кутик 100x5
- 2 - високоміцна гайка
- 3 - затяжка, $\phi=10$ мм
- 4 - анкер, 250 мм
- 5 - прошарок епоксидного склею
- 6 - кутик 50x5
- 7 - шпилька
- 8 - ребра міцності



Зм	Лист	Назва	Дата	Страна	Архив
Розробив					
Перевірив					
Кафедра БМЖС					
Підсилення ригеля шпильковою затяжкою					
УкрДАСТ					

Додаток В



Курс	Група	№ групи	№ роботи	Дата	Курс	Група	№ групи	№ роботи	Дата
ПІДПИСАНА ПРИБУДІ ШІФЕРСЬКИМ ЗОТРАЖКОЮ									
кафедра БМКС									

Листок 13

Додаток Г

Таблиця Б.1 – Коефіцієнт φ_b для елементів із важкого бетону

N_l/N	l_o/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Коефіцієнт φ_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

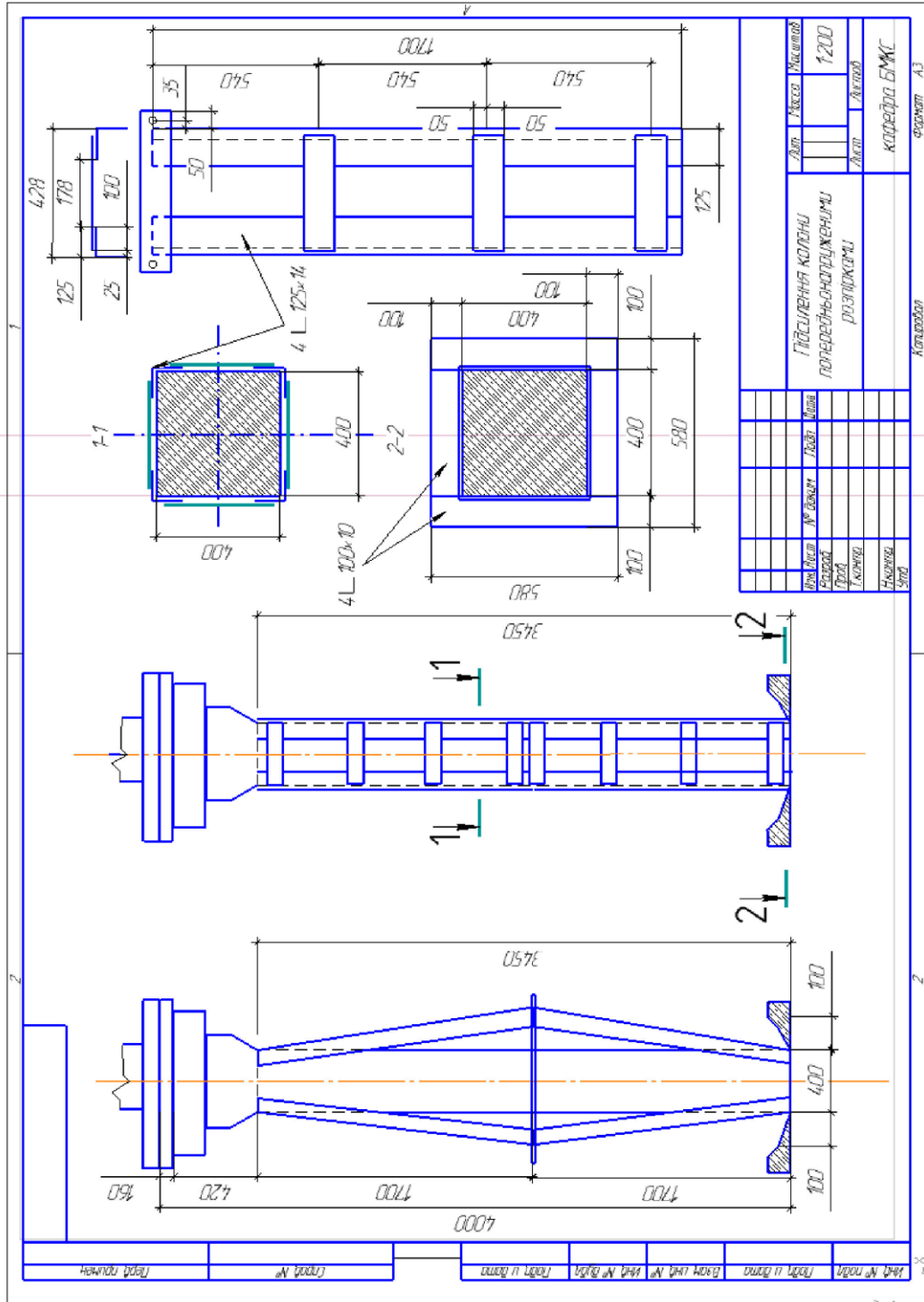
Таблиця Б.2 – Коефіцієнт φ_r при l_o/h

А При площі перерізу проміжних стрижнів, розташованих біля граней, паралельних розглянутій площині, менше $1/3(A_s+A'_s)$								
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 стрижнів, розташованих біля 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

Таблиця Б.3 – Коефіцієнт φ для елементів зі сталі

Гнуч- кість	Коефіцієнт φ для елементів із сталі з розрахунковим опором R, МПа (кгс/см ²)										
	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

Додаток Д



Додаток Е

