

Міністерство освіти і науки України  
Полтавський національний технічний університет  
імені Юрія Кондратюка



А.М. Павліков, О.В. Гарькава

**ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ  
ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПРОЛЬОТОМ 12 м**

Навчальний посібник

Полтава 2017

УДК 624.012.35

ББК – 38.533Я7

Рекомендовано до друку науково-методичною радою університету  
(протокол №3 від 05.04.2017 р.)

Рецензенти: О.В. Семко, д.т.н., професор, завідувач кафедри  
архітектури та міського будівництва;

С.М. Микитенко, к.т.н., доцент, доцент кафедри  
залізобетонних і кам'яних конструкцій та опору матеріалів.

Павліков А.М., Гарькава О.В. Проектування залізобетонної  
підкранової балки прольотом 12 м : навчальний посібник / А.М. Павліков,  
О.В. Гарькава. – Полтава : ПолтНТУ, 2017. – 82 с.

У посібнику наведено розрахунок і конструювання залізобетонних  
підкранових балок прольотом 12 м під мостові крани загального  
призначення вантажопідйомністю до 32 т. Розрахунок балок здійснено за  
міцністю та тріщиностійкістю при навантаженнях у стадіях експлуатації,  
виготовлення, транспортування й монтажу. Проектування підкранової  
балки виконано відповідно до чинних нормативних документів з  
проектування залізобетонних конструкцій.

Посібник призначений для студентів, які навчаються за напрямом  
«Будівництво» у вищих навчальних закладах.

© Павліков А.М., 2017

© Гарькава О.В., 2017

41.02.01.01

## ЗМІСТ

1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ .....	5
2 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ БАЛКИ В НОРМАЛЬНОМУ ПЕРЕРІЗІ НА ДІЮ ВЕРТИКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ .....	8
2.1 Визначення значень розрахункового прольоту та зовнішнього навантаження .....	8
2.2 Визначення внутрішніх зусиль у перерізах балки.....	11
2.3 Попередній розрахунок міцності балки в нормальному перерізі .....	17
3 ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ БАЛКИ В НОРМАЛЬНОМУ ПЕРЕРІЗІ З УРАХУВАННЯМ КОСОГО ЗГИНАННЯ.....	22
3.1 Визначення значення моменту, що спричиняє косе згинання .....	22
3.2 Визначення випадку розрахунку .....	23
3.2.1 Визначення групи форм стиснутої зони .....	23
3.2.2 Визначення положення нейтральної лінії .....	24
3.3 Перевірка міцності нормального перерізу .....	30
4 ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ АРМАТУРИ.....	34
4.1 Геометричні характеристики розрахункового нормального перерізу балки .....	34
4.2 Визначення попереднього напруження арматури та його втрат.....	37
4.2.1 Миттєві втрати попереднього напруження .....	39
4.2.2 Залежні від часу втрати попереднього напруження.....	43
5 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ БАЛКИ В ПОХИЛОМУ ПЕРЕРІЗІ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ .....	49
5.1 Розрахунок міцності балки в перерізі на опорі .....	49

5.1.1 Визначення опору зсуву бетонного перерізу без урахування поперечної арматури.....	49
5.1.2 Розрахунок поперечного армування .....	50
5.2 Розрахунок міцності балки в перерізі на відстані 1,15 м від осі опори.....	53
5.2.1 Визначення опору зсуву бетонного перерізу без урахування поперечної арматури.....	53
5.2.2 Розрахунок поперечного армування .....	54
5.3 Розрахунок міцності балки в перерізі на відстані $1/4l_0$ від осі опори.....	55
6 РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ.....	57
6.1 Розрахунок на утворення нормальних тріщин на стадії виготовлення .....	57
6.2 Розрахунок на утворення нормальних тріщин на стадії експлуатації .....	59
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ.....	62
ДОДАТОК А Таблиці значень параметрів та характеристик, що використовуються у розрахунках.....	64
ДОДАТОК Б Креслення підкранової балки.....	74

## 1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Запроектувати однопролітну залізобетонну двотаврову підкранову балку прольотом 12 м.

Балка проектується для мостового крана нормального типу з керуванням з кабіни машиніста, вантажопідйомністю  $Q=32/5$  т. Проліт крана  $L=16,5$  м. Режим роботи – 1К – 7К.

База крана  $B = 4400$  мм, ширина крана  $A = 5600$  мм, маса крана  $m_k = 34$  т, маса візка  $m_v = 10$  т.

Максимальне навантаження на колесо крана  $F_{\max} = 270$  кН (табл. А.1).

Мінімальне навантаження на колесо крана

$$F_{\min} = \frac{10}{n}(m_k + Q) - F_{\max} = \frac{10}{2}(34 + 32) - 270 = 60 \text{ кН},$$

де  $n$  – кількість колес з однієї сторони крана;

$Q$  – вантажопідйомність крана, т.

Бетон класу С40/50.

Фізико-механічні характеристики бетону наведені в таблиці 1.1 (за табл. А.2).

Таблиця 1.1 – Характеристики міцності та деформативності бетону

Клас бетону	$f_{ck,cube}$ , МПа	$f_{ck,prism}$ , МПа	$f_{cd}$ , МПа	$f_{ctm}$ , МПа	$E_{cm}$ , ГПа	$E_{cd}$ , ГПа	$\varepsilon_{c1,cd}$ , ‰	$\varepsilon_{cu1,cd}$ , ‰
С50/60	60	43	33	4,1	40	34	1,91	2,29

Визначаємо необхідні розрахункові параметри для бетону:

$$K = \frac{1,05 E_{cd} \varepsilon_{c1,cd}}{f_{cd}} = \frac{1,05 \cdot 34 \cdot 10^3 \cdot 1,91 \cdot 10^{-3}}{33} \approx 2 \text{ [1; 3.1.5];}$$

$$\eta_u = 1,268; \omega = 0,732; \chi = 0,539 \text{ (табл. А.5).}$$

Попередньо напружена арматура класу Вр1200. Фізико-механічні характеристики арматури наведені в таблиці 1.2 (за табл. А.3).

Таблиця 1.2 – Характеристики міцності та деформативності попередньо напруженої арматури

Клас арматури	$f_{pk}$ , МПа	$f_{p0,1k}$ , МПа	$f_{pd}$ , МПа	$E_p$ , МПа	$\varepsilon_{ud}$ , ‰
Вр1200	1260	1145	916	190000	0,014

Ненапружена арматура класу А400С. Фізико-механічні характеристики арматури наведені в таблиці 1.3 (за табл. А.4).

Таблиця 1.3 – Характеристики міцності та деформативності ненапруженої арматури

Клас арматури	$f_{yk}$ , МПа	$f_{yd}$ , МПа	$f_{ywd}$ , МПа	$E_s$ , МПа	$\varepsilon_{ud}$
А400С	400	364	285	210000	0,025

Опалубкові креслення підкранової балки наведені на рисунку 1.1 та у додатку Б

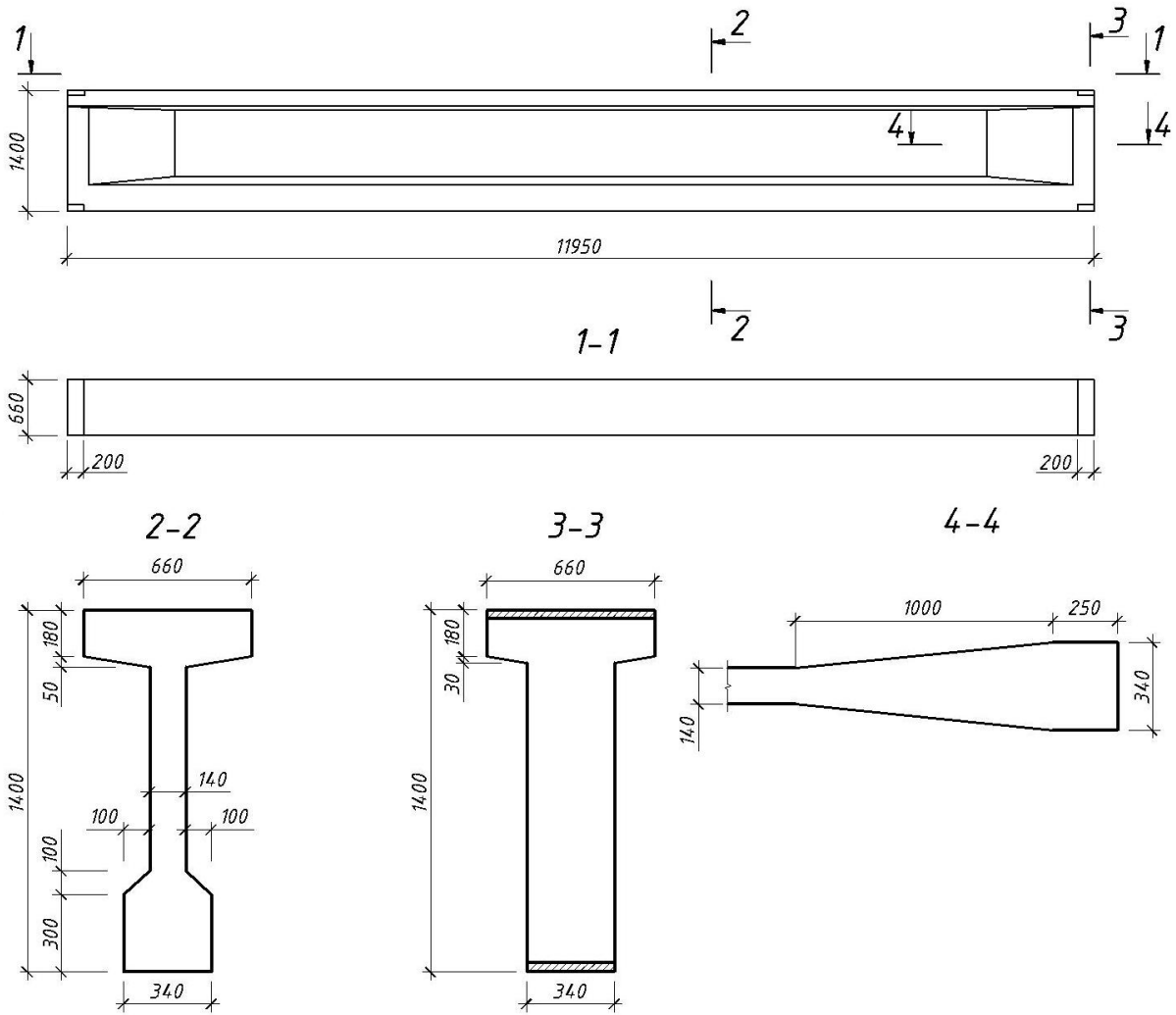


Рисунок 1.1 – Опалубкові креслення підкранової балки

## 2 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ БАЛКИ В НОРМАЛЬНОМУ ПЕРЕРІЗІ НА ДІЮ ВЕРТИКАЛЬНИХ НАВАНТАЖЕНЬ

### 2.1 Визначення значень розрахункового прольоту та зовнішнього навантаження

При ширині опорної закладної деталі балки 200 мм (рис. 1.1) визначаємо розрахунковий проліт

$$l_0 = l_b - 2 \cdot \frac{a}{2} = 11950 - 2 \cdot \frac{200}{2} = 11750 \text{ мм} = 11,75 \text{ м},$$

де  $l_b$  – довжина балки;

$a$  – довжина ділянки спирання балки на колону.

Загальне навантаження на підкранову балку складається з постійного навантаження  $g$  від маси балки та кранової колії, що діє у вертикальній площині, а також змінного навантаження:  $F$  (у вертикальній площині) та  $H$  (у горизонтальній площині) від мостового крана. Підрахунок значень навантажень виконуємо в табличній формі (табл. 2.1).

Характеристичне значення рівномірно розподіленого постійного навантаження від маси підкранової балки (рис. 1.1)

$$g_{0,b} = A \rho g = (0,66 \cdot 0,205 + 0,34 \cdot 0,35 + 0,845 \cdot 0,14) \cdot 2500 \cdot 9,81 = 9,14 \cdot 10^3 \text{ Н/м} = 9,14 \text{ кН/м},$$

де  $A$  – площа поперечного перерізу балки,  $\text{м}^2$ ;

$\rho$  – густина залізобетону,  $\text{кг/м}^3$ ;

$g$  – прискорення вільного падіння,  $\text{м/с}^2$ .



Характеристичне значення рівномірно розподіленого постійного навантаження від маси кранової колії

$$g_{0,cr} = g_{cr}g = 200 \cdot 9,81 = 1,96 \cdot 10^3 \text{ Н/м} = 1,96 \text{ кН/м},$$

де  $g_{cr}$  – погонна маса кранової колії, кг/м.

Характеристичне значення навантаження від мостового крана у вертикальній площині  $F_0 = F_{\max} = 270 \text{ кН}$ .

Характеристичне значення навантаження від крана у горизонтальній площині, яке виникає через перекося мостових електричних кранів і непаралельність кранових колій, за нормами [4; 7.5],

$$H_{01} = 0,1F_{\max} + \frac{\alpha(F_{\max} - F_{\min})L}{B} = 0,1 \cdot 270 + \frac{0,01(270 - 60)16,5}{4,4} = 34,88 \text{ кН},$$

де  $F_{\max}$  – максимальне навантаження на колесо крана, кН;

$F_{\min}$  – мінімальне навантаження на колесо крана, кН;

$\alpha$  – коефіцієнт, прийнятий таким, що дорівнює 0,03 при центральному приводі механізму руху моста і 0,01 – при роздільному приводі;

$L$  – проліт крана, м;

$B$  – база крана, м.

Таблиця 2.1 – Навантаження на підкранову балку

№ з/п	Навантаження	Характеристичне значення навантаження	Коефіцієнт надійності за відповідальністю $\gamma_n$ [5] (для граничних станів 1-ї/2-ї груп)	Коефіцієнт надійності за експлуатаційним значенням навантаження $\gamma_{fe}$ [4]	Розрахункове експлуатаційне значення навантаження	Коефіцієнт надійності за граничним значенням навантаження $\gamma_{fm}$ [4]	Розрахункове граничне значення навантаження
1	2	3	4	5	6	7	8
Постійне (кН/м) від маси:							
1	підкранової балки	$g_{0,b} = 9,14$	1,1/0,975	1	8,91	1,1	11,06
2	кранової колії	$g_{0,cr} = 1,96$	1,1/0,975	1	1,91	1,1	2,37
Разом постійне $g$		$g_0 = 11,10$	–	–	$g_e = 10,82$	–	$g_m = 13,43$
Змінне (кН) від крана:							
3	у вертикальній площині $F_e = \gamma_n \gamma_{fe} F_0$ $F_m = \gamma_n \gamma_{fm} \psi F_0$ ( $\psi = 0,95$ [4; 7.22])	$F_0 = 270,00$	1,1/0,975	1	$F_e = 263,25$	1,1	$F_m = 310,36$
4	у горизонтальній площині $H_e = \gamma_n H_{01}$ $H_m = \gamma_n \gamma_{fm} H_{01}$	$H_{01} = 34,88$	1,1/0,975	–	$H_e = 34,01$	1,1	$H_m = 42,20$

## 2.2 Визначення внутрішніх зусиль у перерізах балки

Збірна залізобетонна підкранова балка розраховується як однопролітна вільно обперта. Розрахункова схема підкранової балки, завантаженої двома кранами, зображена на рисунку 2.1.

Відстань між осями сусідніх коліс двох максимально зближених кранів  $b = A - B = 5600 - 4400 = 1200$  мм.

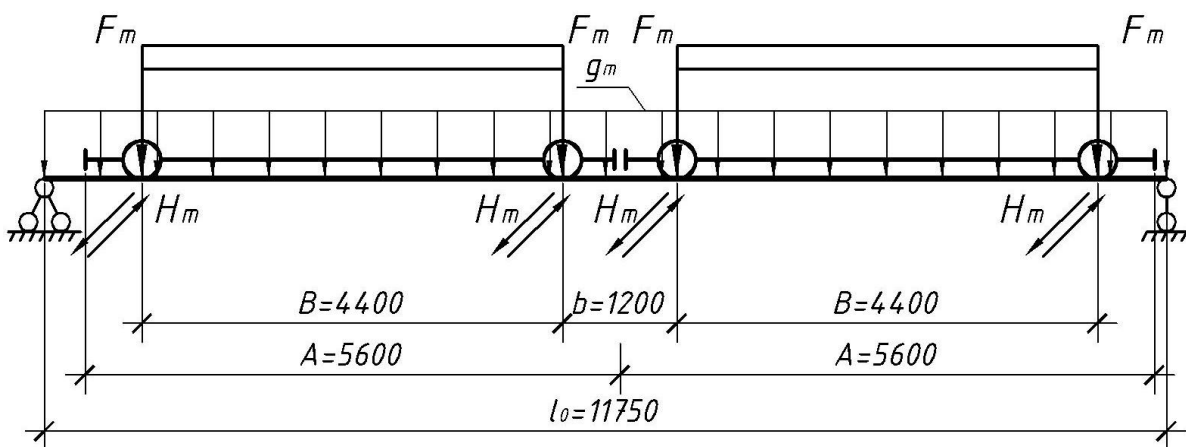


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема підкранової балки на дію навантажень від двох зближених кранів

Побудова обвідної епюри згинальних моментів здійснюється для 10 ділянок довжиною  $0,1l_0 = 1175$  мм (точки 0 – 10).

Значення ординат епюр згинальних моментів у вертикальному напрямі:

від розрахункового експлуатаційного значення навантаження

$$M_{Fe} = k_g g_e l_0^2 + k_1 k_f F_e l_0; \quad (2.1)$$

від розрахункового граничного значення навантаження

$$M_{Fm} = k_g g_m l_0^2 + k_1 k_f F_m l_0. \quad (2.2)$$

Значення ординат епюр згинальних моментів у горизонтальному напрямку:

від розрахункового експлуатаційного значення навантаження

$$M_{He} = k_1 k_f H_e l_0; \quad (2.3)$$

від розрахункового граничного значення навантаження

$$M_{Hm} = k_1 k_f H_m l_0. \quad (2.4)$$

У формулах (2.1) – (2.4) значення коефіцієнтів  $k_g$  та  $k_f$  беруться з таблиці А.6 для перерізів балки через  $0,1l_0$ , а значення коефіцієнта  $k_1$  приймається за таблицею А.7 залежно від коефіцієнтів  $\alpha$  і  $\beta$ .

Для розглядуваного випадку

$$\alpha = B / l_0 = 4400 / 11750 = 0,375,$$

$$\beta = b / l_0 = 1200 / 11750 = 0,102.$$

Остаточно за таблицею А.7, застосувавши інтерполяцію, маємо, що  $k_1 = 0,525$ .

Визначення ординат обвідних епюр згинальних моментів за формулами (2.1) – (2.4) виконано в табличній формі (табл. 2.2 – 2.3).

Максимальні ординати обвідних епюр поперечних сил у вертикальному напрямку на опорах (точки 0 та 10):

від розрахункового експлуатаційного значення навантаження

$$V_{Fe} = 0,5g_e l_0 + k_0 F_e; \quad (2.5)$$

від розрахункового граничного значення навантаження

$$V_{Fm} = 0,5g_m l_0 + k_0 F_m. \quad (2.6)$$

Мінімальні ординати обвідних епюр поперечних сил у вертикальному напрямку на відстані  $0,6l_0 = 7050$  мм від осі кожної опори (точки 4 та 6):

від розрахункового експлуатаційного значення навантаження

$$V_{Fe} = -0,1g_e l_0 + k_6 F_e; \quad (2.7)$$

від розрахункового граничного значення навантаження

$$V_{Fm} = -0,1g_m l_0 + k_6 F_m. \quad (2.8)$$

У формулах (2.5) – (2.8) значення коефіцієнтів  $k_0$  та  $k_6$  беруться за інтерполяцією з таблиці А.7 при  $\alpha = 0,375$  і  $\beta = 0,102$ . Маємо:  $k_0 = 2,45$  і  $k_6 = 0,5$ .

Визначення ординат обвідних епюр поперечних сил за формулами (2.5) – (2.8) виконано в табличній формі (табл. 2.4 – 2.5).

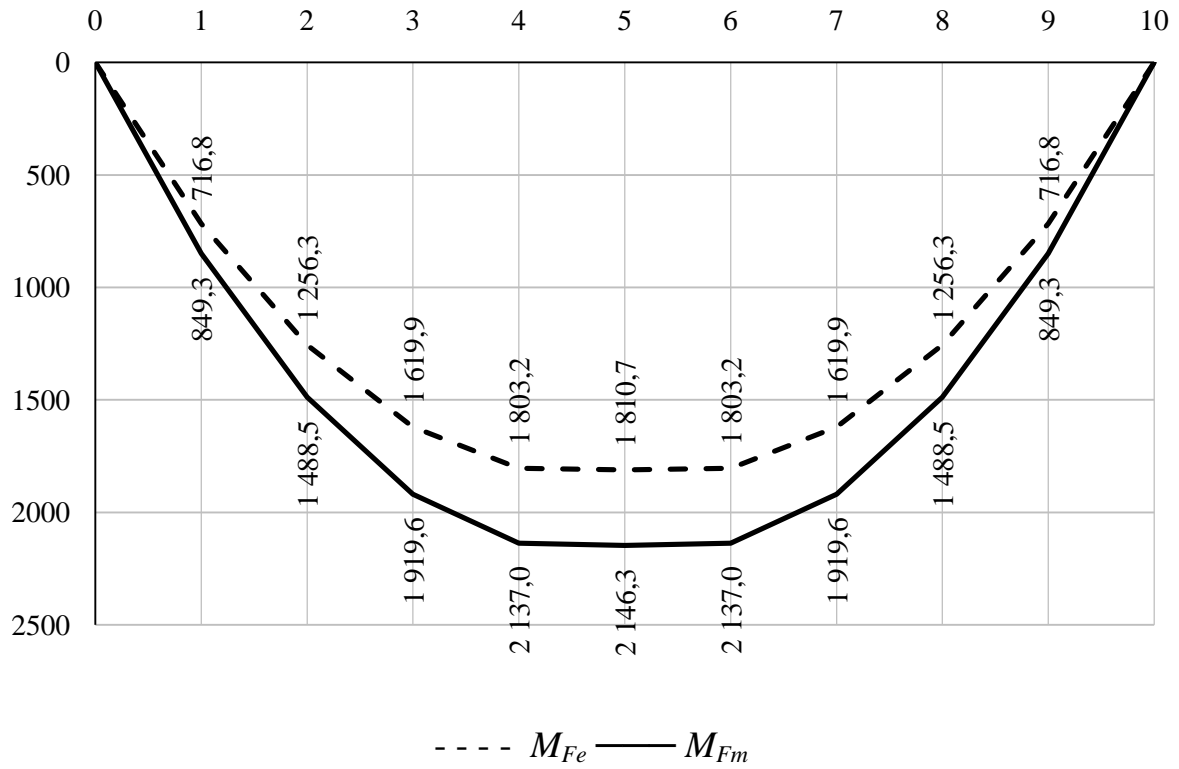
Таблиця 2.2 – Підрахунок значень ординат обвідних епюр згинальних моментів для розрахункових експлуатаційних значень навантажень

№ точки	$k_g$	$g_e$ , кН/м	$l_0$ , м	$k_f$	$k_1$	$F_e$ , кН	$H_e$ , кН	$M_{Fe}$ , кНм	$M_{He}$ , кНм
0	0	10,82	11,75	0	0,525	263,25	34,01	0	0
1	0,045	10,82	11,75	0,4	0,525	263,25	34,01	716,8	83,9
2	0,08	10,82	11,75	0,7	0,525	263,25	34,01	1256,3	146,9
3	0,106	10,82	11,75	0,9	0,525	263,25	34,01	1619,9	188,8
4	0,12	10,82	11,75	1	0,525	263,25	34,01	1803,2	209,8
5	0,125	10,82	11,75	1	0,525	263,25	34,01	1810,7	209,8
6	0,12	10,82	11,75	1	0,525	263,25	34,01	1803,2	209,8
7	0,106	10,82	11,75	0,9	0,525	263,25	34,01	1619,9	188,8
8	0,08	10,82	11,75	0,7	0,525	263,25	34,01	1256,3	146,9
9	0,045	10,82	11,75	0,4	0,525	263,25	34,01	716,8	83,9
10	0	10,82	11,75	0	0,525	263,25	34,01	0	0

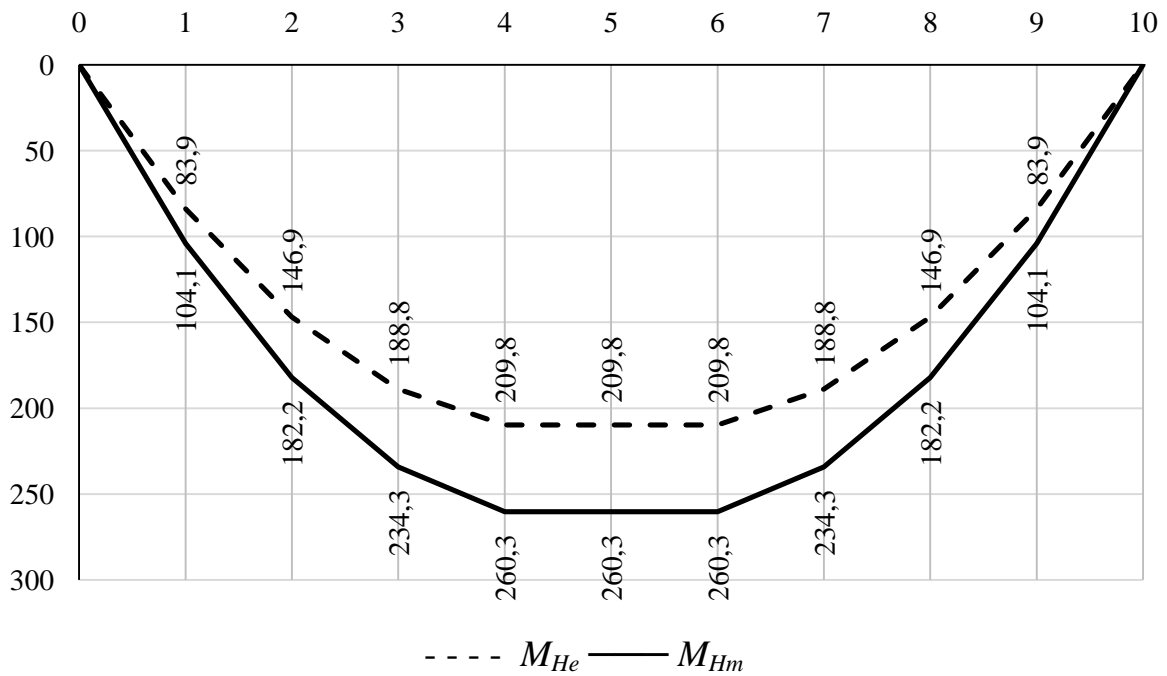
Таблиця 2.3 – Підрахунок значень ординат обвідних епюр згинальних моментів для розрахункових граничних значень навантажень

№ точки	$k_g$	$g_m$ , кН/м	$l_0$ , м	$k_f$	$k_1$	$F_m$ , кН	$H_m$ , кН	$M_{Fm}$ , кНм	$M_{Hm}$ , кНм
0	0	13,43	11,75	0	0,525	310,36	42,20	0	0
1	0,045	13,43	11,75	0,4	0,525	310,36	42,20	849,3	104,1
2	0,08	13,43	11,75	0,7	0,525	310,36	42,20	1488,5	182,2
3	0,106	13,43	11,75	0,9	0,525	310,36	42,20	1919,6	234,3
4	0,12	13,43	11,75	1	0,525	310,36	42,20	2137,0	260,3
5	0,125	13,43	11,75	1	0,525	310,36	42,20	2146,3	260,3
6	0,12	13,43	11,75	1	0,525	310,36	42,20	2137,0	260,3
7	0,106	13,43	11,75	0,9	0,525	310,36	42,20	1919,6	234,3
8	0,08	13,43	11,75	0,7	0,525	310,36	42,20	1488,5	182,2
9	0,045	13,43	11,75	0,4	0,525	310,36	42,20	849,3	104,1
10	0	13,43	11,75	0	0,525	310,36	42,20	0	0

Обвідні епюри згинальних моментів, побудовані за даними таблиць 2.2 та 2.3, зображені на рис. 2.2.



a)



б)

Рисунок 2.2 – Обвідні епюри згинальних моментів:

а) у вертикальному напрямку; б) у горизонтальному напрямку

Таблиця 2.4 – Підрахунок значень ординат обвідних епюр поперечних сил для розрахункових експлуатаційних значень навантажень

№ точки	$g_e$ , кН/м	$l_0$ , м	$k_0$	$k_6$	$F_e$ , кН	$V_{Fe}$ , кН
0 (10)	10,82	11,75	2,45	–	263,3	708,7
6 (4)	10,82	11,75	–	0,5	263,3	118,9

Таблиця 2.5 – Підрахунок значень ординат обвідних епюр поперечних сил для розрахункових граничних значень навантажень

№ точки	$g_m$ , кН/м	$l_0$ , м	$k_0$	$k_6$	$F_m$ , кН	$V_{Fm}$ , кН
0 (10)	13,43	11,75	2,45	–	310,4	839,4
6 (4)	13,43	11,75	–	0,5	310,4	139,4

Між точками 0 (10) і 6 (4) значення поперечної сили змінюється за лінійним законом, тому обвідні епюри поперечних сил, побудовані за даними таблиць 2.4 та 2.5, матимуть вигляд, зображений на рисунку 2.3.

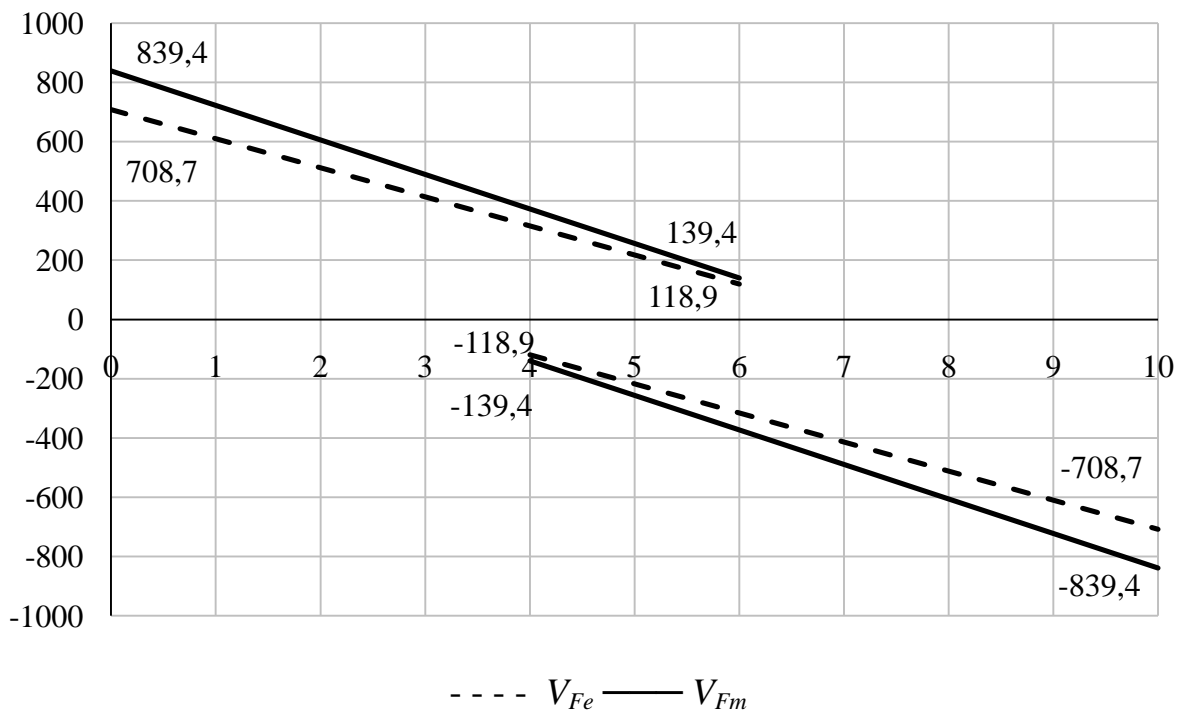


Рисунок 2.3 – Обвідні епюри поперечної сили в підкрановій балці у вертикальному напрямку



Максимальні значення внутрішніх зусиль у нормальних перерізах балки за обвідними епюрами:

$$M_{Fm} = 2146,3 \text{ кНм}; \quad M_{Hm} = 260,3 \text{ кНм}; \quad V_{Fm} = 839,4 \text{ кН};$$

$$M_{Fe} = 1810,7 \text{ кНм}; \quad M_{He} = 209,8 \text{ кНм}; \quad V_{Fe} = 708,7 \text{ кН}.$$

Поперечна сила в перерізі на відстані 1,15 м від осі опори підкранової балки (у місці максимального звуження стінки)

$$V_{Fm,1,15} = 725,2 \text{ кН}.$$

Поперечна сила в перерізі на відстані 2,94 м ( $1/4l_0$ ) від осі опори підкранової балки

$$V_{Fm,2,94} = 548,5 \text{ кН}.$$

При розрахунку балки в стадії транспортування та монтажу її опори (монтажні петлі) розташовуються на відстані  $0,2l_0$  від торців. Тоді найбільший негативний момент (на опорі) від маси балки при коефіцієнті динамічності  $k_d = 1,4$

$$M_{ep} = g_{ep} (0,2l_0)^2 / 2 = 12,80(0,2 \cdot 11,75)^2 / 2 = 35,3 \text{ кНм},$$

де  $g_{ep}$  – навантаження від маси підкранової балки в стадії транспортування та монтажу,

$$g_{ep} = k_d \cdot g_{0,b} = 1,4 \cdot 9,14 = 12,80 \text{ кН/м (табл. 2.1)}.$$

### **2.3 Попередній розрахунок міцності балки в нормальному перерізі**

Розрахунок міцності армованих згинальних елементів з попередньо напруженою арматурою  $A_p$  (у нижній зоні) і  $A'_p$  (у верхній зоні)

виконується у два етапи: *попередній* розрахунок без урахування ненапруженої арматури  $A_s$  і  $A'_s$  і напруженої арматури  $A'_p$  та *остаточний* розрахунок з урахуванням усієї арматури ( $A_p$ ,  $A'_p$ ,  $A_s$  і  $A'_s$ ).

У розрахунках міцності фактичний переріз підкранової балки в середині прольоту (рис. 1.1) приводиться до розрахункового (рис. 2.4).

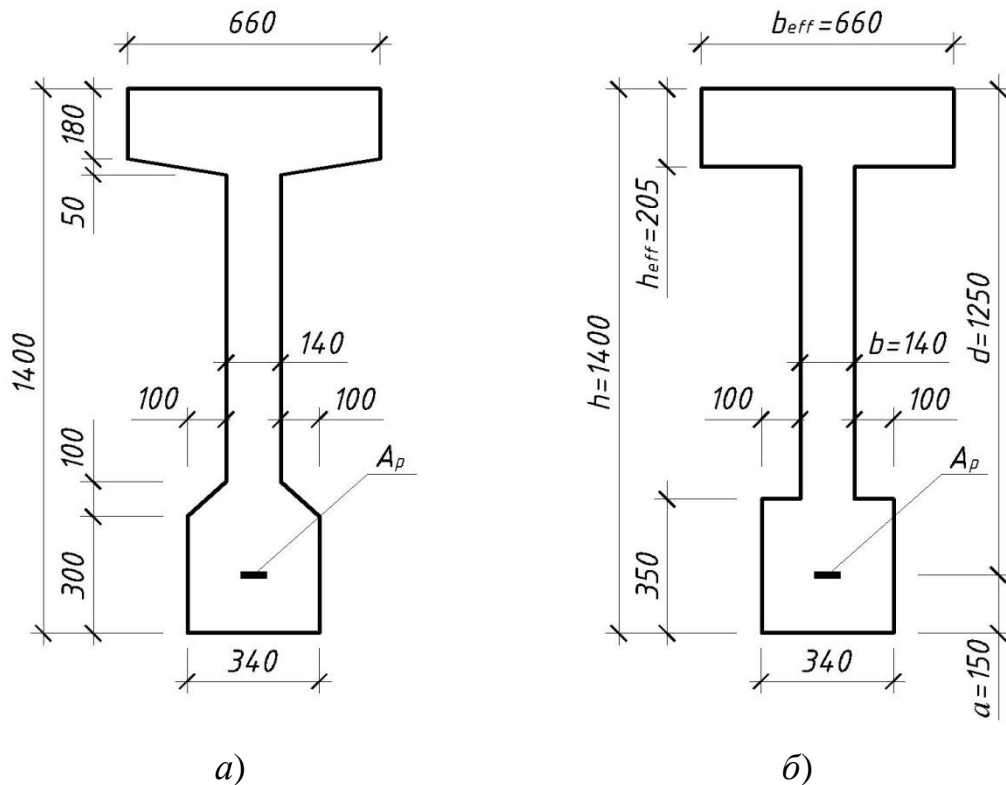


Рисунок 2.4 – Форма поперечного перерізу підкранової балки в прольоті:

а) фактична; б) розрахункова

Перевіряємо розрахункову ширину полиці  $b_{eff} = 660$  мм (рис. 2.4), що вводиться в розрахунок для таврових балок з консольними звисами полиць, за умовою [4; 5.7, a]

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} \leq 0,2 \cdot l_0, \quad (2.9)$$

де  $b_{eff,1}$ ,  $b_{eff,2}$  – звиси полиць таврової балки в обидва боки;

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = (b_{eff} - b) / 2 = (660 - 140) / 2 = 260 \text{ мм};$$

$b$  – ширина ребра таврової балки;

$$b_{eff,1} = b_{eff,2} = 260 \text{ мм} < 0,2 \cdot l_0 = 0,2 \cdot 11750 = 2350 \text{ мм}.$$

Умова (2.9) виконується, отже, в розрахунках приймаємо  $b_{eff} = 660 \text{ мм}$ .

Визначаємо розрахункову висоту полиці  $h_{eff} = 180 + 50/2 = 205 \text{ мм}$ .

Визначаємо робочу висоту перерізу балки, вважаючи, що точка прикладання рівнодійної зусиль в арматурі  $A_{sp}$  розташована на відстані  $a = 150 \text{ мм}$  від нижньої грані перерізу балки (рис. 2.4),

$$d = h - a = 1400 - 150 = 1250 \text{ мм}.$$

Визначаємо положення нейтральної лінії в розрахунковому перерізі балки. Для цього перевіряємо, чи виконується умова розташування нейтральної лінії в полиці

$$M_{Fm} \leq M_{eff} = N_c Z_c = f_{cd} b_{eff} h_{eff} \omega (d - \chi \omega h_{eff}), \quad (2.10)$$

де  $M_{eff}$  – момент, що сприймається балкою в припущенні співпадання нейтральної лінії з нижньою гранню полиці;

$N_c$  – рівнодійна зусиль у стиснутій зоні бетону,

$$N_c = f_{cd} b_{eff} h_{eff} \omega = 33 \cdot 660 \cdot 205 \cdot 0,732 = 3268 \cdot 10^3 \text{ Н} = 3268 \text{ кН};$$

$Z_c$  – плече внутрішньої пари сил (відстань між точками прикладання рівнодійних зусиль у стиснутому бетоні та розтягнутій арматурі  $A_p$ ),

$$Z_c = d - \chi \omega h_{eff} = 1250 - 0,539 \cdot 0,732 \cdot 205 = 1169 \text{ мм} = 1,169 \text{ м};$$

$$M_{eff} = N_c Z_c = 3268 \cdot 1,169 = 3820 \text{ кНм.}$$

Оскільки умова (2.10) виконується, тобто  $M_{Fm} = 2146,3 \text{ кНм} < M_{eff} = 3820 \text{ кНм}$ , то нейтральна лінія розташована у верхній полиці. Таким чином, подальший попередній розрахунок міцності необхідно виконувати як для балки прямокутного перерізу шириною  $b_{eff} = 660 \text{ мм}$ .

Спочатку підраховуємо коефіцієнт  $\bar{\alpha}_m$ :

$$\bar{\alpha}_m = \frac{M_{Fm}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} = \frac{2146,3 \cdot 10^6}{33 \cdot 660 \cdot 1250^2} = 0,063.$$

За таблицею А.8 при  $K = 2,5$  значенню  $\bar{\alpha}_m = 0,063$  відповідає значення  $\bar{\zeta} = 0,965$ .

Необхідна площа перерізу попередньо напруженої арматури

$$A_p = \frac{M_{Fm}}{f_{pd} \cdot \bar{\zeta} \cdot d} = \frac{2146,3 \cdot 10^6}{916 \cdot 0,965 \cdot 1250} = 1942 \text{ мм}^2.$$

Для забезпечення тріщиностійкості верхньої зони балки, розтягнутої від попереднього її обтиснення на стадії виготовлення й монтажу, передбачено попередньо напружену арматуру  $A'_p$  у кількості 20% від площі робочої арматури  $A_p$  [6]. Ураховуючи можливе зниження міцності

нормальних перерізів при додаванні арматури  $A'_p$  у розрахункову стиснуту зону (після її напруження), а також із умов тріщиностійкості збільшуємо розраховану площу напруженої робочої арматури  $A_p$  на 10%.

Тоді необхідна площа попередньо напруженої арматури:

$$A_p = 1942 \cdot 1,1 = 2136 \text{ мм}^2;$$

$$A'_p = 1942 \cdot 0,2 = 388 \text{ мм}^2.$$

Остаточню за сортаментом арматури (табл. А.9) приймаємо (рис. 2.5): у нижній зоні балки  $44\text{Ø}8\text{Вр}1200$  фактичною площею  $A_p = 2213 \text{ мм}^2$ ; у верхній зоні балки  $8\text{Ø}8\text{Вр}1200$  фактичною площею  $A'_p = 402 \text{ мм}^2$ .

Конструктивна ненапружена арматура (рис. 2.5):

у нижній зоні балки  $4\text{Ø}10\text{А}400\text{С}$  фактичною площею  $A_s = 314 \text{ мм}^2$ ;

у верхній зоні балки  $2\text{Ø}10\text{А}400\text{С}$  фактичною площею  $A'_s = 157 \text{ мм}^2$ .

Схема армування підкранової балки наведена в додатку Б (рис. Б.3).

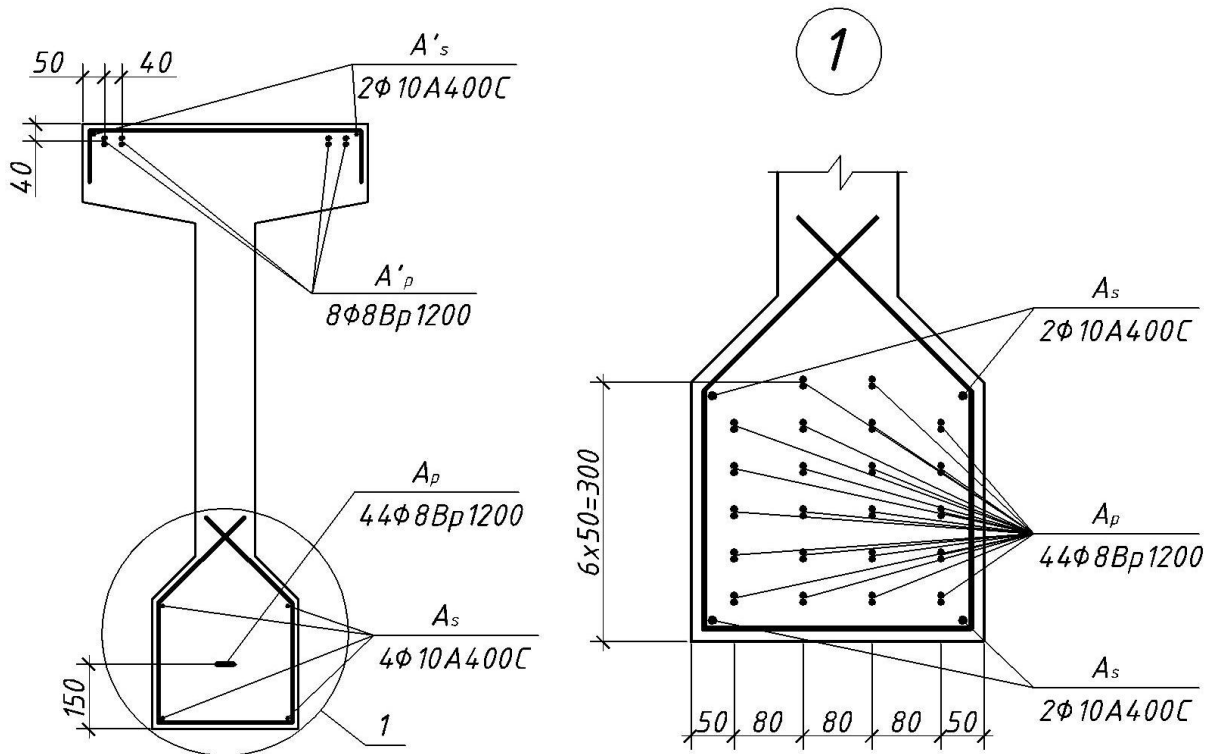


Рисунок 2.5 – Розміщення поздовжньої арматури в перерізі підкранової балки

### 3 ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ БАЛКИ В НОРМАЛЬНОМУ ПЕРЕРІЗІ З УРАХУВАННЯМ КОСОГО ЗГИНАННЯ

#### 3.1 Визначення значення моменту, що спричиняє косо згинання

Від зовнішніх навантажень у розрахунковому перерізі (посередині прольоту) підкранової балки згинальні моменти досягають максимальних значень (табл. 2.3):

$M_{Fm} = 2146,3$  кНм – у вертикальному напрямку;

$M_{Hm} = 260,3$  кНм – у горизонтальному напрямку.

Сумарний момент від дії всіх зовнішніх навантажень є векторною сумою моментів у вертикальній і горизонтальній площинах (рис 3.1).

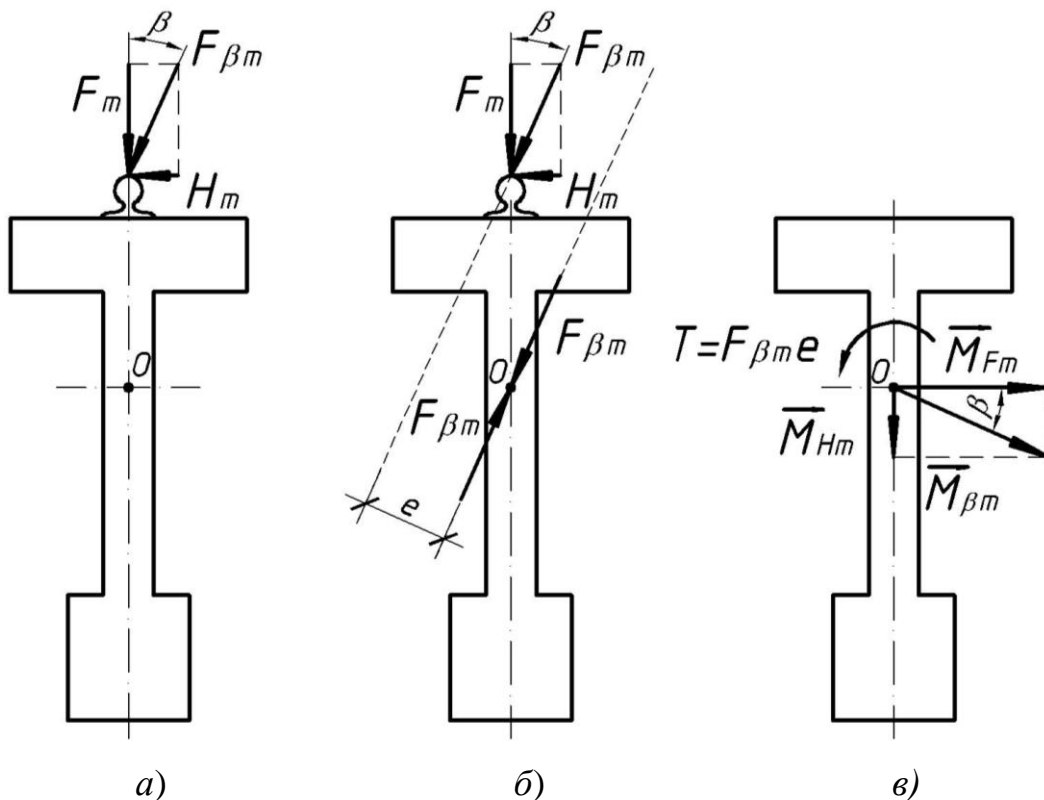


Рисунок 3.1 – До визначення величини моменту косо згинання балки:  
а) схема прикладання зусиль; б) схема прикладання зусиль в центрі ваги перерізу (т.О); в) схема дії моментів у перерізі

Згинальний момент, що викликає косо згинання,

$$M_{\beta m} = \sqrt{M_{Fm}^2 + M_{Hm}^2} = \sqrt{2146,3^2 + 260,3^2} = 2162 \text{ кНм.}$$

Момент  $M_{\beta m}$  діє в площині, котра складає кут  $\beta$  з вертикальною віссю інерції перерізу

$$\beta = \arctg \frac{M_{Hm}}{M_{Fm}} = \arctg \frac{260,3}{2146,3} = 6,9^\circ.$$

З рисунка 3.1, а видно, що сумарне зусилля  $F_{\beta m}$  не проходить через центр ваги перерізу (т. О), тобто відносно нього присутня крутильна складова моменту  $T$ . У подальших розрахунках ураховується лише згинальна складова діючого моменту, оскільки крутний момент суттєвого впливу не має.

## 3.2 Визначення випадку розрахунку

### 3.2.1 Визначення групи форм стиснутої зони

Оскільки розрахунки на дію косо згину за нелінійною деформаційною моделлю досить складні [7 – 8], а площа поперечного перерізу арматури визначена (п. 2.3), то, згідно з нормами [1; 3.1.7 (3)], у подальших перевірних розрахунках прийнятий рівномірний розподіл напружень у стиснутій зоні бетону.

Групи форм стиснутих зон диференціюються залежно від величини умовної висоти стиснутої зони для плоского згину:

$$x = \frac{f_{pd} A_p}{f_{cd} b_{eff}} = \frac{916 \cdot 2213}{33 \cdot 660} = 93 \text{ мм.}$$

Оскільки  $x = 93 \text{ мм} < 0,5h_{eff} = 0,5 \cdot 205 = 102,5 \text{ мм}$ , то форма стиснутої зони бетону в перерізі, що розглядається, відноситься до першої групи.

### 3.2.2 Визначення положення нейтральної лінії

У першій групі форм стиснутої зони можливі 3 граничних положення нейтральної лінії (табл. 3.1), які розмежовують 4 форми стиснутої зони. Параметром для визначення форми стиснутої зони є кут  $\beta_i$  ( $i$  – номер граничного положення нейтральної лінії) між вертикаллю і площиною дії внутрішньої пари сил (рис. 3.2).

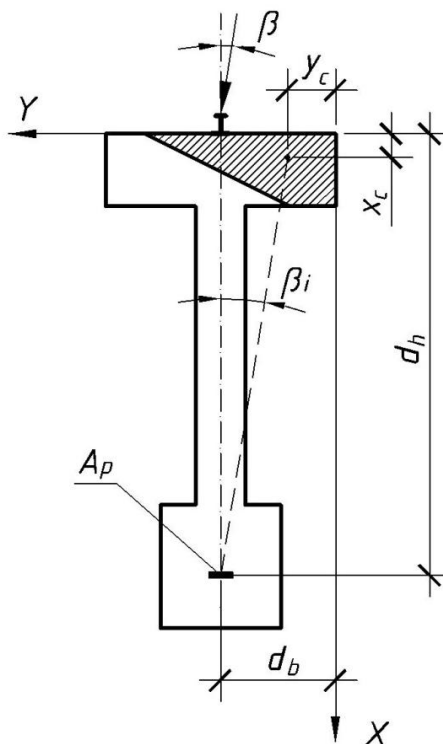


Рисунок 3.2 – Схема поперечного перерізу балки до визначення положення нейтральної лінії



З рисунка 3.2 видно, що

$$\beta_i = \arctg\left(\frac{d_b - y_c}{d_h - x_c}\right), \quad (3.1)$$

де  $d_b, d_h$  – робочі висоти в напрямку ширини ( $b$ ) та висоти ( $h$ ) перерізу балки відповідно,  $d_b = 330$  мм,  $d_h = 1250$  мм;

$y_c, x_c$  – координати точки прикладання рівнодійної напружень у бетоні стиснутої зони розглядуваної граничної форми.

З метою визначення форми стиснутої зони в перерізі підкранової балки для наведених у таблиці 3.1 граничних положень нейтральної лінії першої групи форм стиснутої зони за формулою (3.1) обчислюють значення кута  $\beta_i$  нахилу силової площини внутрішньої пари сил до вертикалі і порівнюють з кутом  $\beta$  між вертикаллю і площиною дії зовнішнього моменту. Порівняльний аналіз можна розпочинати з першого граничного положення нейтральної лінії (табл. 3.1; 1.1).

Якщо виявиться, що  $\beta_i \leq \beta$ , то маємо форму стиснутої зони у вигляді трапеції, котра є першою за порядком її утворення серед форм, які розмежовуються розглядуваним граничним положенням нейтральної лінії.

Якщо  $\beta_i > \beta$ , то необхідно розглянути наступне граничне положення нейтральної лінії.

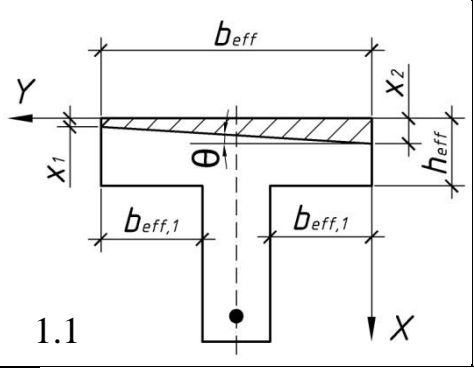
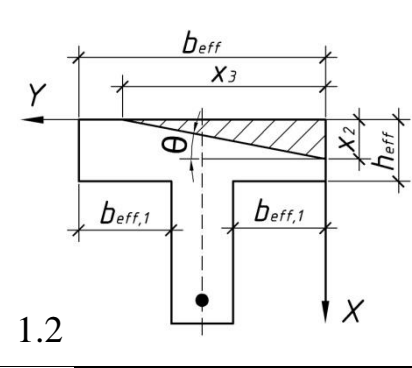
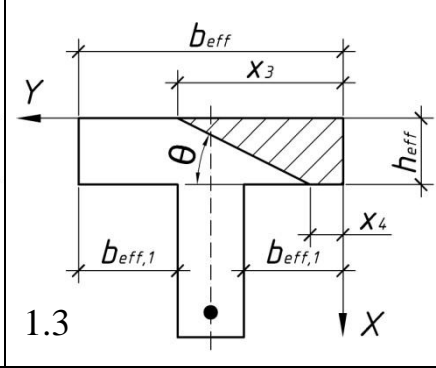
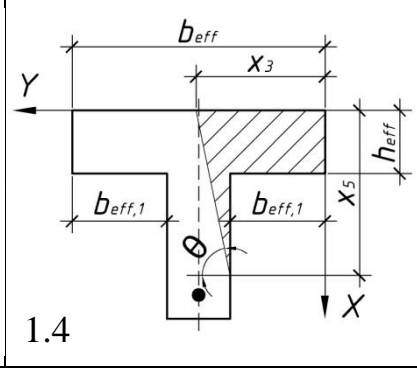
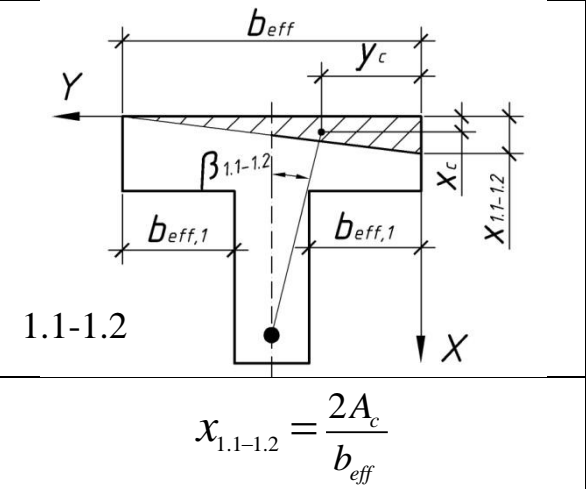
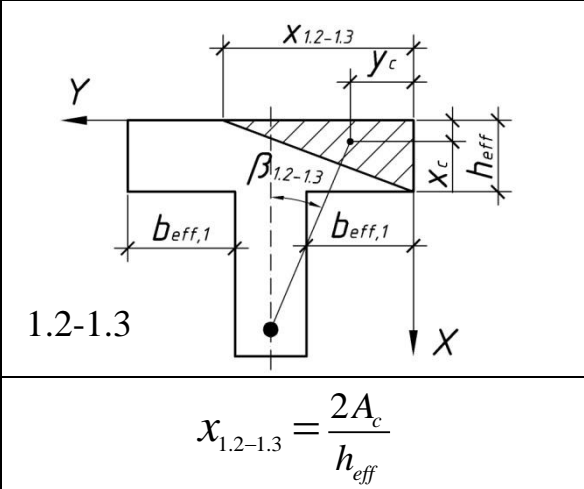
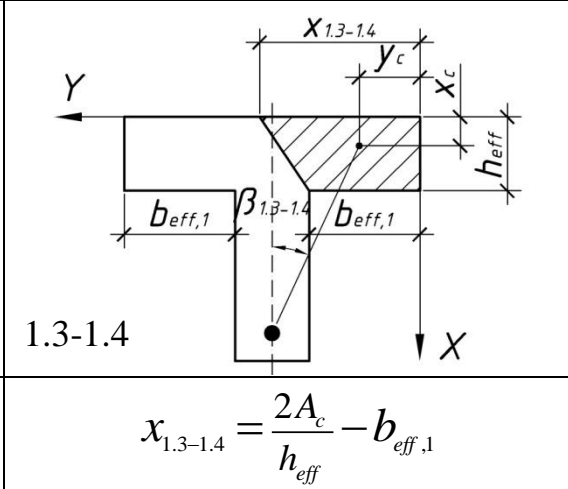
Визначення форми стиснутої зони виконується у вигляді таблиці 3.2.

Площа стиснутої зони для всіх випадків розрахунку однакова:

$$A_c = \frac{f_{pd} \cdot A_p}{f_{cd}} = \frac{916 \cdot 2213}{33} = 61433 \text{ мм}^2.$$

Координати  $y_c, x_c$  обчислюються за даними таблиці 3.1, а кут  $\beta_i$  знаходиться за залежністю (3.1).

Таблиця 3.1 – Можливі форми (1.1 – 1.4) стиснутої зони в тавровому перерізі для першої групи форм ( $x \leq 0,5h_{eff}$ )

Форми стиснутої зони	 <p>1.1</p>	 <p>1.2</p>	 <p>1.3</p>	 <p>1.4</p>
Граничні положення нейтральної лінії	 <p>1.1-1.2</p>	 <p>1.2-1.3</p>	 <p>1.3-1.4</p>	
Координати точки приклад. рівнод. зусиль	$x_{1.1-1.2} = \frac{2A_c}{b_{eff}}$ $x_c = \frac{x_{1.1}}{3}$ $y_c = \frac{b_{eff}}{3}$	$x_{1.2-1.3} = \frac{2A_c}{h_{eff}}$ $x_c = \frac{h_{eff}}{3}$ $y_c = \frac{x_{1.2}}{3}$	$x_{1.3-1.4} = \frac{2A_c}{h_{eff}} - b_{eff,1}$ $x_c = \frac{h_{eff}(2b_{eff,1} + x_{1.3})}{3(x_{1.3} + b_{eff,1})}$ $y_c = \frac{x_{1.3}^2 + x_{1.3} \cdot b_{eff,1} + b_{eff,1}^2}{3(x_{1.3} + b_{eff,1})}$	

Таблиця 3.2 – Визначення параметрів стиснутої зони і силової площини для граничних положень нейтральної лінії

Граничні положення нейтральної лінії	<p>1.1-1.2</p>	<p>1.2-1.3</p>	<p>1.3-1.4</p>
	$x_{1.1-1.2} = \frac{2 \cdot 61433}{660} = 186 \text{ мм}$	$x_{1.2-1.3} = \frac{2 \cdot 61433}{205} = 599 \text{ мм}$	$x_{1.3-1.4} = \frac{2 \cdot 61433}{205} - 260 = 339 \text{ мм}$
Координати точки приклад. рівнод. зусиль	$x_c = \frac{186}{3} = 62 \text{ мм}$ $y_c = \frac{660}{3} = 220 \text{ мм}$	$x_c = \frac{205}{3} = 68 \text{ мм}$ $y_c = \frac{599}{3} = 200 \text{ мм}$	$x_c = \frac{205 \cdot (2 \cdot 260 + 339)}{3(339 + 260)} = 98 \text{ мм}$ $y_c = \frac{339^2 + 339 \cdot 260 + 260^2}{3(339 + 260)} = 151 \text{ мм}$
Кут нахилу внутр. силової площини	$\beta_{1.1-1.2} = \arctg \frac{330 - 220}{1250 - 62} = 5,3^\circ$	$\beta_{1.2-1.3} = \arctg \frac{330 - 200}{1250 - 68} = 6,3^\circ$	$\beta_{1.3-1.4} = \arctg \frac{330 - 151}{1250 - 98} = 8,9^\circ$

За результатами розрахунків (табл. 3.2) можна зробити висновок, що маємо випадок 1.3 (табл. 3.1), при якому форма стиснутої зони – трапеція, а нейтральна лінія займає проміжне положення між граничними 1.2-1.3 та 1.3-1.4, оскільки  $\beta_{1.2-1.3} = 6,3^\circ < \beta = 6,9^\circ < \beta_{1.3-1.4} = 8,9^\circ$ .

Розрахункові параметри  $x_3$ ,  $x_4$ ,  $x_c$ ,  $y_c$  (табл. 3.1) цієї трапецієподібної стиснутої зони знаходяться із системи рівнянь

$$\begin{cases} A_c = \frac{x_3 + x_4}{2} \cdot h_{eff}; \\ \operatorname{tg}\beta = \frac{d_b - y_c}{d_h - x_c}; \\ y_c = \frac{x_3^2 + x_3x_4 + x_4^2}{3(x_3 + x_4)}; \\ x_c = \frac{h_{eff}(2x_4 + x_3)}{3(x_3 + x_4)}. \end{cases} \quad (3.2)$$

Розв'язавши систему рівнянь (3.2), отримуємо формули для визначення величин  $x_3$  та  $x_4$  (рис. 3.2):

$$x_3 = t + \sqrt{t^2 + B \left( \operatorname{tg}\beta(2h_{eff} - 3d) + \frac{3}{2}b_{eff} - B \right)}, \quad (3.3)$$

$$\text{де } B = \frac{2A_c}{h_{eff}}; t = \frac{B - h_{eff} \operatorname{tg}\beta}{2};$$

$$x_4 = B - x_3. \quad (3.4)$$

Після виконання обчислень за формулами (3.3) та (3.4) отримано, що

$$x_3 = 287 + \sqrt{287^2 + 599 \left( \operatorname{tg}6,9^\circ(2 \cdot 205 - 3 \cdot 1250) + \frac{3}{2}660 - 599 \right)} = 560 \text{ мм};$$

$$B = \frac{2A_c}{h_{eff}} = \frac{2 \cdot 61433}{205} = 599 \text{ мм};$$

$$t = \frac{B - h_{eff} \operatorname{tg} \beta}{2} = \frac{599 - 205 \cdot \operatorname{tg} 6,9^\circ}{2} = 287 \text{ мм};$$

$$x_4 = \frac{2A_c}{h_{eff}} - x_3 = B - x_3 = 599 - 560 = 39 \text{ мм}.$$

Координати точки прикладання рівнодійної напружень у бетоні стиснутої зони обчислені за рівняннями системи (3.2):

$$x_c = \frac{h_{eff} (2x_4 + x_3)}{3(x_3 + x_4)} = \frac{205 \cdot (2 \cdot 39 + 560)}{3 \cdot (560 + 39)} = 72,8 \text{ мм};$$

$$y_c = \frac{x_3^2 + x_3 x_4 + x_4^2}{3(x_3 + x_4)} = \frac{560^2 + 560 \cdot 39 + 39^2}{3 \cdot (560 + 39)} = 187,5 \text{ мм}.$$

Виконаємо перевірку паралельності зовнішньої та внутрішньої силових площин, тобто умову  $\beta = \beta_i$  для трапецієподібної стиснутої зони,

$$\beta_{1.3} = \operatorname{arctg} \left( \frac{d_b - y_c}{d_h - x_c} \right) = \operatorname{arctg} \left( \frac{330 - 187,5}{1250 - 72,8} \right) = 6,9^\circ = \beta.$$

Оскільки рівність  $\beta = \beta_{1.3}$  виконується, то форма та параметри стиснутої зони бетону визначені правильно.

Кут  $\theta$  нахилу нейтральної лінії відносно горизонтальної площини (рис. 3.2) визначається за формулою

$$\theta = \operatorname{arctg} \frac{h_{eff}}{x_3 - x_4} = \operatorname{arctg} \frac{205}{560 - 39} = 21,5^\circ.$$

Визначені параметри стиснуті зони бетону наведені на рисунку 3.3.

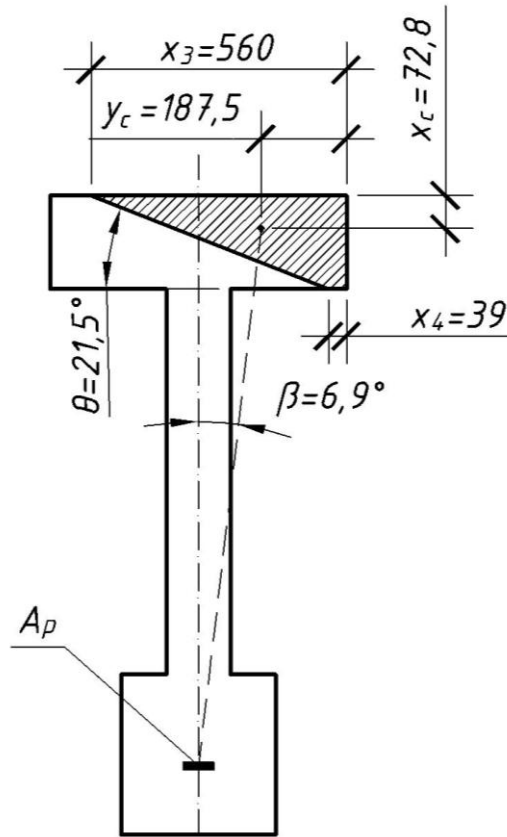


Рисунок 3.3 – Геометричні параметри стиснутої зони бетону

### 3.3 Перевірка міцності нормального перерізу

Перевірка міцності підкранової балки у нормальному перерізі на дію косоного згинання здійснюється за умовою

$$M_{\beta m} \leq M_{\beta u}, \quad (3.5)$$

де  $M_{\beta m}$  – згинальний момент від дії зовнішнього навантаження в площині, що утворює кут  $\beta$  з вертикальною віссю інерції перерізу балки;

$M_{\beta u}$  – згинальний момент, котрий може сприйняти балка з розрахованою кількістю арматури, в тій же площині.

При перевірці міцності балки необхідно попередньо перевірити прийняту гіпотезу про досягнення умовної межі текучості арматурою  $A_p$  у момент руйнування за умовою

$$\bar{\xi} \leq \bar{\xi}_R, \quad (3.6)$$

де  $\bar{\xi} = X/D$  – відносна висота стиснутої зони бетону при косому згинанні;

$\bar{\xi}_R$  – граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону, що визначається за формулою

$$\bar{\xi}_R = \frac{1}{1 + \frac{f_{pd}}{\varepsilon_{c1,cd} \eta_u E_p}} = \frac{1}{1 + \frac{916}{1,91 \cdot 10^{-3} \cdot 1,268 \cdot 190 \cdot 10^3}} = 0,334.$$

Визначаємо висоту стиснутої зони при дії косоного згинання (рис. 3.4)

$$X = x_3 \sin \theta = 560 \cdot \sin 21,5^\circ = 205 \text{ мм.}$$

Визначаємо робочу висоту перерізу при дії косоного згинання

$$D = d_b \sin \theta + d_h \cos \theta = 330 \sin 21,5^\circ + 1250 \cos 21,5^\circ = 1284 \text{ мм.}$$

Перевіряємо умову (3.6)

$$\bar{\xi} = X/D = 205/1284 = 0,160 < \bar{\xi}_R = 0,334.$$

Оскільки умова (3.6) виконується, то напруження в арматурі  $A_p$  досягають умовної межі текучості.

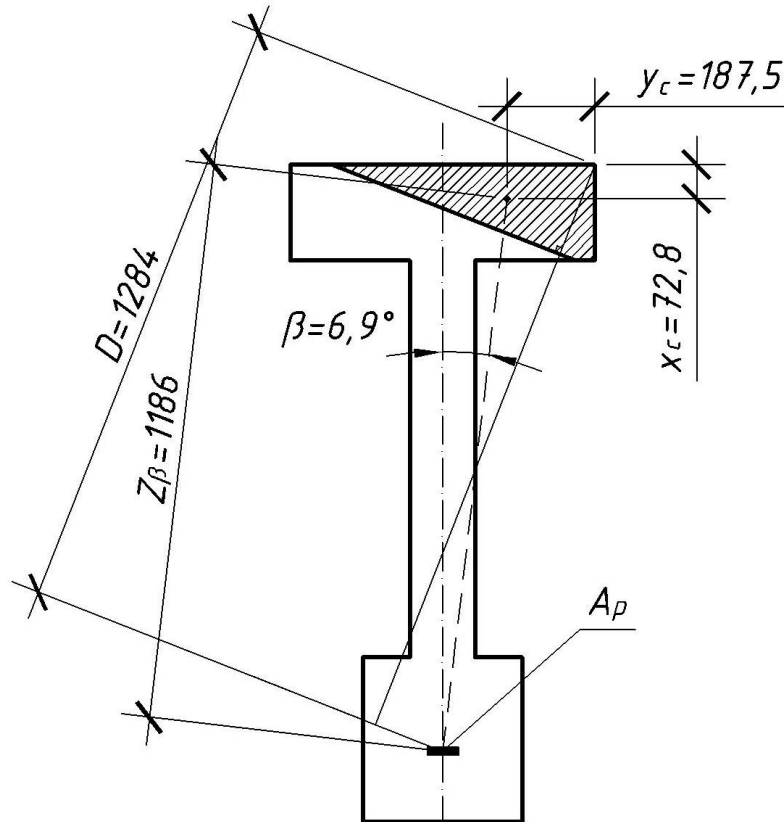


Рисунок 3.4 – До визначення плеча внутрішньої пари сил  $Z_\beta$

Внутрішній момент, що сприймається балкою із раніше визначеною арматурою  $A_p$  (2.3), визначається за формулою

$$M_{\beta u} = A_p f_{pd} Z_\beta, \quad (3.7)$$

де  $Z_\beta$  – плече внутрішньої пари сил у площині дії моменту  $M_{\beta m}$  (відстань між центрами прикладання рівнодійних напружень у стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі) (рис. 3.4):



$$Z_{\beta} = \frac{d_h - x_c}{\cos \beta} = \frac{1250 - 72,8}{\cos 6,9^{\circ}} = 1186 \text{ мм.}$$

Внутрішній момент за формулою (3.7)

$$M_{\beta u} = 2213 \cdot 916 \cdot 1186 = 2404 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 2404 \text{ кНм} .$$

Оскільки  $M_{\beta m} = 2162 \text{ кНм} < M_{\beta u} = 2404 \text{ кНм}$ , тобто умова (3.5) виконується, то міцність нормального перерізу на дію косоного згинання забезпечена.

## 4 ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ ПОПЕРЕДНЬОГО НАПРУЖЕННЯ АРМАТУРИ

### 4.1 Геометричні характеристики розрахункового нормального перерізу балки

Геометричні характеристики визначаємо для приведенного нормального перерізу, розташованого посередині прольоту балки. При цьому переріз умовно розбиваємо на 7 частин (рис. 4.1).

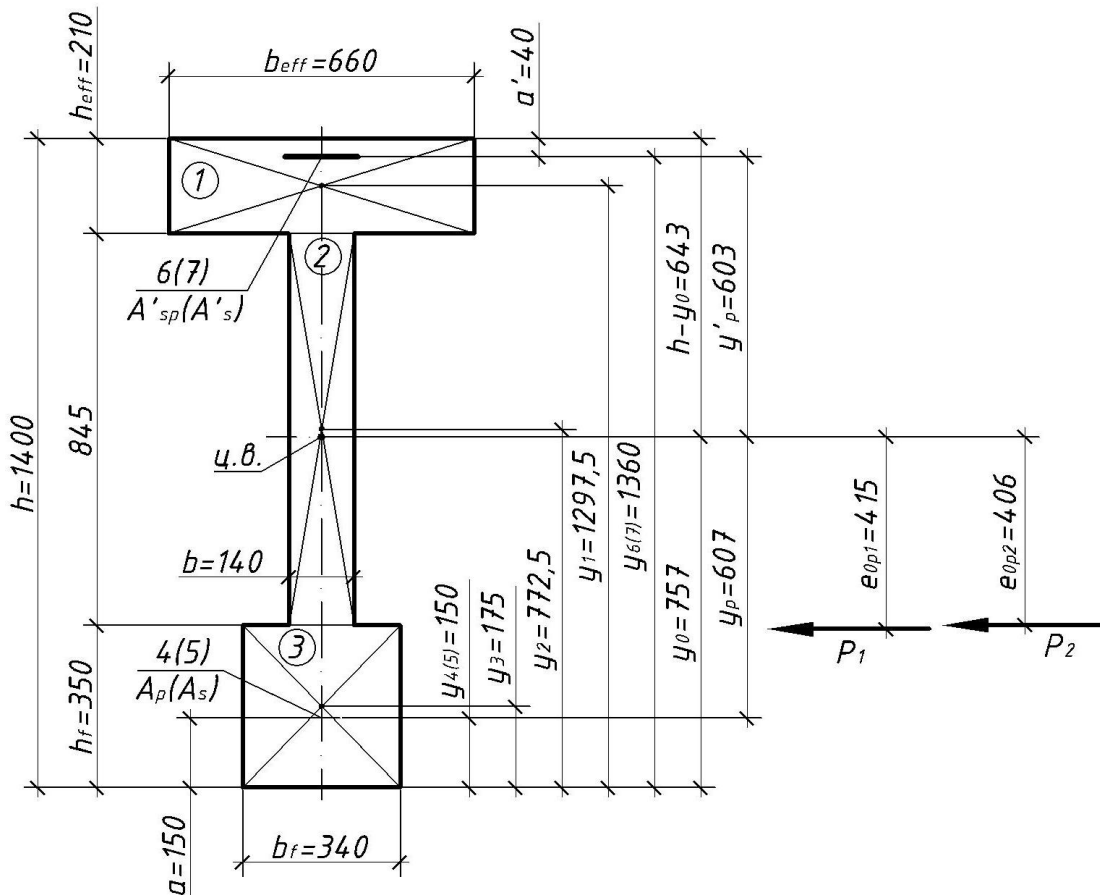


Рисунок 4.1 – Схема розрахункового перерізу до розрахунку геометричних характеристик та зусиль попереднього обтиснення:

$$A_p = 2213 \text{ мм}^2 (44\text{Ø}8\text{Вр}1200); A'_p = 402 \text{ мм}^2 (8\text{Ø}8\text{Вр}1200);$$

$$A_s = 314 \text{ мм}^2 (4\text{Ø}10\text{А}400\text{С}); A'_s = 157 \text{ мм}^2 (2\text{Ø}10\text{А}400\text{С})$$

Площа приведенного перерізу

$$A_{red} = \sum_{i=1}^7 A_i = 135300 + 117600 + 119000 + 10512 + 1649 + 1855 + 824 = \\ = 388 \cdot 10^3 \text{ мм}^2,$$

де  $A_i$  – площа  $i$ -тої частини перерізу, тобто:

$$A_1 = b_{eff} \cdot h_{eff} = 660 \cdot 205 = 135300 \text{ мм}^2;$$

$$A_2 = b \cdot (h - h_{eff} - h_f) = 140 \cdot (1400 - 205 - 350) = 117600 \text{ мм}^2;$$

$$A_3 = b_f \cdot h_f = 350 \cdot 340 = 119000 \text{ мм}^2;$$

$$A_4 = \alpha_p \cdot A_p = 4,75 \cdot 2213 = 10512 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_{cm}} = \frac{190000}{40000} = 4,75;$$

$$A_5 = \alpha_s \cdot A_s = 5,25 \cdot 314 = 1649 \text{ мм}^2;$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210000}{40000} = 5,25;$$

$$A_6 = \alpha_p \cdot A'_p = 4,75 \cdot 390 = 1855 \text{ мм}^2;$$

$$A_7 = \alpha_s \cdot A'_s = 5,25 \cdot 157 = 824 \text{ мм}^2.$$

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі 1-1, що співпадає з нижньою гранню перерізу,

$$S_{red} = \sum_{i=1}^7 S_i = \sum_{i=1}^7 A_i y_i = 135300 \cdot 1297,5 + 117600 \cdot 772,5 + 119000 \cdot 175 + \\ + 10512 \cdot 150 + 1649 \cdot 150 + 1855 \cdot 1360 + 824 \cdot 1360 = 294 \cdot 10^6 \text{ мм}^3,$$

де  $y_i$  – відстань від осі 1-1 до центра ваги  $i$ -тої частини перерізу, тобто:

$$y_1 = h - \frac{h_{eff}}{2} = 1400 - \frac{205}{2} = 1297,5 \text{ мм};$$

$$y_2 = h_f + \frac{h - h_{eff} - h_f}{2} = 350 + \frac{1400 - 205 - 350}{2} = 772,5 \text{ мм};$$

$$y_3 = \frac{h_f}{2} = \frac{350}{2} = 175 \text{ мм};$$

$$y_4 = a = 150 \text{ мм};$$

$$y_5 = a = 150 \text{ мм};$$

$$y_6 = h - a' = 1400 - 40 = 1360 \text{ мм};$$

$$y_7 = h - a' = 1400 - 40 = 1360 \text{ мм}.$$

Відстань від крайнього розтягнутого волокна (вісь 1-1) до центра ваги приведенного перерізу

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{294 \cdot 10^6}{388 \cdot 10^3} = 757 \text{ мм}.$$

Момент інерції  $I_{red}$  приведенного перерізу відносно горизонтальної осі, що проходить через його центр ваги,

$$I_{red} = \sum_{i=1}^7 I_i = 400 \cdot 10^8 + 69 \cdot 10^8 + 415 \cdot 10^8 + 39 \cdot 10^8 + 6 \cdot 10^8 + 7 \cdot 10^8 + \\ + 3 \cdot 10^8 = 939 \cdot 10^8 \text{ мм}^4,$$

де  $I_i$  – момент інерції  $i$ -тої частини перерізу відносно горизонтальної осі, що проходить через центр ваги приведенного перерізу, тобто:

$$I_1 = \frac{b_{eff} h_{eff}^3}{12} + A_1 \cdot (y_1 - y_0)^2 = \frac{660 \cdot 205^3}{12} + 135300 \cdot (1297,5 - 757)^2 = \\ = 400 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_2 = \frac{b \cdot (h - h_{eff} - h_f)^3}{12} + A_2 \cdot (y_2 - y_0)^2 = \frac{140 \cdot (1400 - 205 - 350)^3}{12} + 117600 \cdot (772,5 - 757)^2 = 69 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_3 = \frac{b_f h_f^3}{12} + A_3 \cdot (y_3 - y_0)^2 = \frac{340 \cdot 350^3}{12} + 119000 \cdot (175 - 757)^2 = 415 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_4 = A_4 \cdot (y_4 - y_0)^2 = 10512 \cdot (150 - 757)^2 = 39 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_5 = A_5 \cdot (y_5 - y_0)^2 = 1649 \cdot (150 - 757)^2 = 6 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_6 = A_6 \cdot (y_6 - y_0)^2 = 1855 \cdot (1360 - 757)^2 = 7 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$I_7 = A_7 \cdot (y_7 - y_0)^2 = 824 \cdot (1360 - 757)^2 = 3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Момент опору  $W_{red}$  приведенного перерізу відносно нижньої грані перерізу (вісь 1-1)

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_o} = \frac{939 \cdot 10^8}{757} = 124 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Момент опору  $W'_{red}$  приведенного перерізу відносно верхньої грані перерізу

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_o} = \frac{939 \cdot 10^8}{1400 - 757} = 146 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

## 4.2 Визначення попереднього напруження арматури та його втрат

Арматура  $A_p$  і  $A'_p$  натягується механічним способом на упори. Згідно з вимогами норм [3; 3.3.2] значення попереднього напруження арматури приймається в межах

$$0,3f_{p0,1k} \leq \sigma_{p,\max} \leq \begin{cases} 0,9f_{p0,1k}; \\ 0,8f_{pk}. \end{cases} \quad (4.1)$$

Для арматури Вр1200 умова (4.1) набуває наступного вигляду:

$$0,3 \cdot 1260 = 378 \text{ МПа} \leq \sigma_{p,\max} \leq \begin{cases} 0,9 \cdot 1145 = 1030 \text{ МПа}; \\ 0,8 \cdot 1260 = 1008 \text{ МПа}. \end{cases}$$

Остаточно приймаємо  $\sigma_{p,\max} = 1000 \text{ МПа}$ .

Сила попереднього напруження, що виникає в арматурі  $A_p$ ,

$$P_{\max} = \sigma_{p,\max} \cdot A_p = 1000 \cdot 2213 = 2213000 \text{ Н} = 2213 \text{ кН}.$$

Сила попереднього напруження, що виникає в арматурі  $A'_p$ ,

$$P'_{\max} = \sigma_{p,\max} \cdot A'_p = 1000 \cdot 402 = 402000 \text{ Н} = 402 \text{ кН}.$$

Передаточна міцність бетону призначається не менше С12/15 і не менше 50% прийнятого класу бетону згідно з нормами [3; 3.1.1.7].

Приймаємо

$$f_{cp} = 0,7C = 0,7 \cdot 60 \approx 45 \text{ МПа},$$

що відповідає класу бетону С35/45.

#### 4.2.1 Миттєві втрати попереднього напруження

Втрати від релаксації напружень в арматурі при механічному способі натягу [3; 3.3.5.2]:

$$\begin{aligned}\Delta P_r &= A_p \left( 0,22 \frac{\sigma_{p,\max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,\max} = 2213 \cdot \left( 0,22 \cdot \frac{1000}{1145} - 0,1 \right) \cdot 1000 = \\ &= 204 \cdot 10^3 \text{ Н} = 204 \text{ кН};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta P'_r &= A'_p \left( 0,22 \frac{\sigma_{p,\max}}{f_{p0,1k}} - 0,1 \right) \sigma_{p,\max} = 402 \cdot \left( 0,22 \cdot \frac{1000}{1145} - 0,1 \right) \cdot 1000 = \\ &= 37 \cdot 10^3 \text{ Н} = 37 \text{ кН}.\end{aligned}$$

Втрати від температурного перепаду при тепловологісній обробці [3; 3.3.5.3]:

$$\begin{aligned}\Delta P_\theta &= 0,5 A_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) = 0,5 \cdot 2213 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 137 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ &= 137 \text{ кН};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Delta P'_\theta &= 0,5 A'_p E_p \alpha_c (T_{\max} - T_0) = 0,5 \cdot 402 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^{-5} \cdot 65 = 25 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ &= 25 \text{ кН},\end{aligned}$$

де  $\alpha_c$  – коефіцієнт лінійного температурного розширення бетону, за нормами [2; 3.1.2.4]  $\alpha_c = 1 \cdot 10^{-5} \text{ C}^{-1}$ ;

$T_{\max} - T_0$  – різниця між максимальною і початковою температурами бетону поблизу напруженої арматури. За відсутності точних даних щодо перепаду температур допускається приймати  $T_{\max} - T_0 = 65^\circ \text{C}$ .

Втрати від деформації сталевих упорів при неодноразовому натягуванні арматури за відсутності даних щодо конструкції форми і

технології виготовлення згідно з нормами [3; 3.3.5.4] допускається приймати:

$$\Delta P_3 = 30A_p = 30 \cdot 2213 = 66 \cdot 10^3 \text{ Н} = 66 \text{ кН};$$

$$\Delta P'_3 = 30A'_p = 30 \cdot 402 = 12 \cdot 10^3 \text{ Н} = 12 \text{ кН}.$$

Втрати в анкерах, що мають місце при заклинюванні у каналах анкерних пристроїв протягом здійснення заанкерування, після натягування і внаслідок деформації самих анкерів [3; 3.3.5.7]:

$$\Delta P_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A_p = \frac{2}{13000} \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 2213 = 65 \cdot 10^3 \text{ Н} = 65 \text{ кН};$$

$$\Delta P'_4 = \frac{\Delta l}{l} E_p A'_p = \frac{2}{13000} \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot 402 = 12 \cdot 10^3 \text{ Н} = 12 \text{ кН},$$

де  $\Delta l$  – обтиснення анкерів або зміщення стрижня в затискувачах анкерів. За відсутності більш точних даних допускається приймати  $\Delta l = 2$  мм;

$l$  – відстань між зовнішніми гранями упорів.

Втрати від миттєвої деформації бетону (від швидкоплинної повзучості бетону) можуть прийматися як середні втрати у кожній арматурі [3; 3.3.5.5]:

$$\Delta P_{el} = A_p E_p \sum \left( \frac{j \Delta \sigma_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) = 2213 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{1/2 \cdot 10,90}{37,5 \cdot 10^3} = 61 \cdot 10^3 \text{ Н} = 61 \text{ кН};$$

$$\Delta P'_{el} = A'_p E_p \sum \left( \frac{j \Delta \sigma'_c(t)}{E_{cm}(t)} \right) = 402 \cdot 1,9 \cdot 10^5 \cdot \frac{1/2 \cdot 0}{37,5 \cdot 10^3} = 0 \text{ кН},$$



де  $j = \frac{(n-1)}{2n}$ ,  $n$  – кількість успішно напружених ідентичних пучків. З

метою спрощення допускається приймати  $j = 1/2$ ;

$E_{cm}(t)$  – середнє значення модуля пружності бетону в момент часу  $t$ , коли до нього прикладається попереднє напруження,  $E_{cm}(t) = 37,5$  ГПа (для передаточної міцності С35/45);

$\Delta\sigma_c(t)$ ,  $\Delta\sigma'_c(t)$  – зміна напружень у бетоні на рівні центра ваги арматури  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно в момент часу  $t$ :

$$\Delta\sigma_c(t) = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{0p}y_p}{I_{red}} = \frac{2057 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} + \frac{2057 \cdot 10^3 \cdot 607 \cdot 421}{939 \cdot 10^8} = 10,90 \text{ МПа},$$

$$\Delta\sigma'_c(t) = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{0p}y'_p}{I_{red}} = \frac{2057 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} - \frac{2057 \cdot 10^3 \cdot 603 \cdot 421}{939 \cdot 10^8} = -0,26 \text{ МПа},$$

де  $P$  – зусилля в напруженій арматурі з урахуванням попередньо визначених миттєвих втрат:

$$P = P_p + P'_p = 1741 + 316 = 2057 \text{ кН},$$

$$P_p = P_{\max} - \Delta P_r - \Delta P_\theta - P_3 - P_4 = 2213 - 204 - 137 - 66 - 65 = 1741 \text{ кН},$$

$$P'_p = P'_{\max} - \Delta P'_r - \Delta P'_\theta - P'_3 - P'_4 = 402 - 37 - 25 - 12 - 12 = 316 \text{ кН};$$

$e_{0p}$  – ексцентриситет прикладання зусилля обтиснення  $P$ ,

$$e_{0p} = \frac{P_p \cdot y_p - P'_p \cdot y'_p}{P} = \frac{1741 \cdot 607 - 316 \cdot 603}{2057} = 421 \text{ мм};$$

$y_p$ ,  $y'_p$  – відстані від центра ваги приведенного перерізу до центра ваги арматури  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно:

$$y_p = y_0 - a = 757 - 150 = 607 \text{ мм},$$

$$y'_p = h - y_0 - a' = 1400 - 757 - 40 = 603 \text{ мм}.$$

Напруження стиску в бетоні конструкції, що виникають унаслідок дії сили попереднього напруження, які прикладені під час натягування або передавання попереднього напруження, повинні обмежуватися величиною [3; 3.3.3.4]

$$\Delta\sigma_c(t) \leq 0,6f_{ck}(t), \quad (4.2)$$

де  $f_{ck}(t)$  – характеристичне значення міцності бетону на стиск у момент часу  $t$ , коли до нього прикладається сила попереднього напруження,  $f_{ck}(t) = 32$  МПа (для передаточної міцності С35/45).

Перевіряємо виконання умови (4.2)

$$\Delta\sigma_c(t) = 10,90 \text{ МПа} < 0,6f_{ck}(t) = 0,6 \cdot 32 = 19,2 \text{ МПа}.$$

Оскільки  $\Delta\sigma'_c(t) < 0$ , у подальших розрахунках приймаємо  $\Delta\sigma'_c(t) = 0$ .

Загальні миттєві втрати:

$$\sum \Delta P_i = \Delta P_r + \Delta P_\theta + \Delta P_3 + \Delta P_4 + \Delta P_{el} = 204 + 137 + 66 + 65 + 61 = 533 \text{ кН},$$

$$\sum \Delta P'_i = \Delta P'_r + \Delta P'_\theta + \Delta P'_3 + \Delta P'_4 + \Delta P'_{el} = 37 + 25 + 12 + 12 + 0 = 86 \text{ кН}.$$

Початкова сила напруження арматури (в момент часу  $t = t_0$ ), прикладена до бетону одразу після натягу та передачі попереднього напруження, визначається шляхом зменшення сили попереднього напруження на величину миттєвих втрат [3; 3.3.4.3]:

$$P_{m0}(x) = P_{\max} - \sum \Delta P_i = 2213 - 533 = 1680 \text{ кН},$$

$$P'_{m0}(x) = P'_{\max} - \sum \Delta P'_i = 402 - 86 = 316 \text{ кН}.$$

Початкова сила напруження арматури повинна задовольняти умову

$$\frac{P_{m0}(x)}{A_p} \leq \begin{cases} 0,75 f_{pk}; \\ 0,85 f_{p0,1k}. \end{cases} \quad (4.3)$$

Перевіримо умову (4.3) для арматури  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно:

$$\frac{P_{m0}(x)}{A_p} = \frac{1680 \cdot 10^3}{2213} = 760 \text{ МПа} < \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1260 = 945 \text{ МПа}; \\ 0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1145 = 973 \text{ МПа}, \end{cases}$$

$$\frac{P'_{m0}(x)}{A'_p} = \frac{316 \cdot 10^3}{402} = 786 \text{ МПа} < \begin{cases} 0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1260 = 945 \text{ МПа}; \\ 0,85 f_{p0,1k} = 0,85 \cdot 1145 = 973 \text{ МПа}. \end{cases}$$

Умова (4.3) виконується.

#### 4.2.2 Залежні від часу втрати попереднього напруження

Залежні від часу втрати попереднього напруження виникають унаслідок зменшення деформацій арматури, спричиненого повзучістю й усадкою бетону, а також унаслідок релаксації при її розтязі.

Втрати, що залежать від часу, на відстані  $x$  при дії постійних навантажень [3; 3.3.6.2]:

$$\begin{aligned} \Delta P_{c+s+r} &= A_p \Delta \sigma_{p,c+s+r} = A_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \varphi(t, t_o) \sigma_{c,Q,P}}{1 + \alpha_p \frac{A_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0,8 \varphi(t, t_o))} = \\ &= 2213 \cdot \frac{37,3 \cdot 10^{-5} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 92 + 4,75 \cdot 1,5 \cdot 9,0}{1 + 4,75 \cdot \frac{2213}{373 \cdot 10^3} \left( 1 + \frac{373 \cdot 10^3}{884 \cdot 10^8} \cdot 622^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} = \\ &= 398 \cdot 10^3 \text{ Н} = 398 \text{ кН}, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta P'_{c+s+r} &= A'_p \Delta \sigma'_{p,c+s+r} = A'_p \frac{\varepsilon_{cs} E_p + 0,8 \Delta \sigma'_{pr} + \alpha_p \varphi(t, t_o) \sigma'_{c,Q,P}}{1 + \alpha_p \frac{A'_p}{A_c} \left( 1 + \frac{A_c}{I_c} z_{cp}^2 \right) (1 + 0,8 \varphi(t, t_o))} = \\ &= 402 \cdot \frac{37,3 \cdot 10^{-5} \cdot 1,9 \cdot 10^5 + 0,8 \cdot 92 + 4,75 \cdot 1,5 \cdot 1,3}{1 + 4,75 \cdot \frac{402}{373 \cdot 10^3} \left( 1 + \frac{373 \cdot 10^3}{884 \cdot 10^8} \cdot 588^2 \right) (1 + 0,8 \cdot 1,5)} = \\ &= 60 \cdot 10^3 \text{ Н} = 60 \text{ кН}, \end{aligned}$$

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

$\varepsilon_{cs}$  – абсолютне значення деформації усадки бетону [3; 3.1.3.8],

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca} = (30,7 + 8,2) \cdot 10^{-5} = 38,9 \cdot 10^{-5};$$

$\varepsilon_{cd}$  – деформація усадки при висиханні,

$$\varepsilon_{cd} = k_n \cdot \varepsilon_{cd,0} = 0,903 \cdot 0,34 = 0,307\% = 30,7 \cdot 10^{-5};$$

$\varepsilon_{cd,0}$  – номінальне значення усадки бетону при висиханні,  $\varepsilon_{cd,0} = 0,34\text{‰}$  – для бетону C50/60 при відносній вологості 60% за нормами [3; табл. 3.2];

$k_n$  – коефіцієнт, що залежить від умовного розміру  $h_0$ ,  $k_n = 0,903$  за інтерполяцією при  $h_0 = 165$  мм [3; табл. 3.3];

$h_0$  – умовний розмір поперечного перерізу,

$$h_0 = \frac{2A_c}{u} = \frac{2 \cdot 372 \cdot 10^3}{4520} = 165 \text{ мм};$$

$A_c$  – площа перерізу бетону,

$$A_c = A_1 + A_2 + A_3 = 135300 + 117600 + 119000 = 372 \cdot 10^3 \text{ мм}^2;$$

$u$  – периметр поверхні, яка зазнає висушування,

$$u = 2 \cdot 1400 + 2 \cdot 660 + 2 \cdot 340 - 2 \cdot 140 = 4520 \text{ мм};$$

$\varepsilon_{ca}$  – деформація внутрішньої усадки,

$$\varepsilon_{ca} = 2,5(f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = 2,5 \cdot (43 - 10) \cdot 10^{-6} = 8,2 \cdot 10^{-5};$$

$\Delta\sigma_{pr}$ ,  $\Delta\sigma'_{pr}$  – абсолютні величини зміни напружень в арматурі  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно на відстані  $x$  у момент часу  $t$ , викликані релаксацією напруженої арматури:

$$\Delta\sigma_{pr} = \frac{\Delta P_r}{A_p} = \frac{204 \cdot 10^3}{2213} = 92 \text{ МПа},$$

$$\Delta\sigma'_{pr} = \frac{\Delta P'_r}{A'_p} = \frac{37 \cdot 10^3}{402} = 92 \text{ МПа};$$

$\varphi(t, t_0)$  – коефіцієнт повзучості в момент часу  $t$  при часі прикладання навантаження  $t_0$ ,  $\varphi(t, t_0) = 1,5$  – для бетону С50/60 і вологості навколишнього середовища 40 – 75 % за нормами [3; табл.3.1];

$I_c$  – момент інерції бетонного перерізу,

$$I_c = I_1 + I_2 + I_3 = 400 \cdot 10^8 + 69 \cdot 10^8 + 415 \cdot 10^8 = 884 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$z_{cp}, z'_{cp}$  – відстані від центру ваги перерізу бетону до арматури  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно:

$$z_{cp} = \frac{S_c}{A_c} - a = \frac{287 \cdot 10^6}{372 \cdot 10^3} - 150 = 622 \text{ мм},$$

$$z'_{cp} = h - \frac{S_c}{A_c} - a' = 1400 - \frac{287 \cdot 10^6}{372 \cdot 10^3} - 40 = 588 \text{ мм};$$

$S_c$  – статичний момент площі перерізу бетону відносно осі 1-1, що співпадає з нижньою гранню перерізу,

$$S_c = A_1 y_1 + A_2 y_2 + A_3 y_3 = 135300 \cdot 1297,5 + 117600 \cdot 772,5 + 119000 \cdot 175 = 287 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$\sigma_{c,QP}, \sigma'_{c,QP}$  – напруження в бетоні, прилеглому до арматури  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно, від дії зусиль від маси балки, попереднього напруження та інших квазіпостійних впливів:

$$\sigma_{c,QP} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p1} y_p}{I_{red}} - \frac{M_b y_p}{I_{red}} = \frac{1996 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} + \frac{1996 \cdot 10^3 \cdot 415 \cdot 607}{939 \cdot 10^8} - \frac{232 \cdot 10^6 \cdot 607}{939 \cdot 10^8} = 9,0 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_{c,QP} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{0p1} y'_p}{I_{red}} + \frac{M_b y'_p}{I_{red}} = \frac{1996 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} - \frac{1996 \cdot 10^3 \cdot 415 \cdot 603}{939 \cdot 10^8} + \frac{232 \cdot 10^6 \cdot 603}{939 \cdot 10^8} = 1,3 \text{ МПа}.$$

$P_1$  – зусилля в попередньо напруженій арматурі після всіх миттєвих втрат,

$$P_1 = P_{m0}(x) + P'_{m0}(x) = 1680 + 316 = 1996 \text{ кН};$$

$e_{0p1}$  – ексцентриситет прикладання зусилля  $P_1$  відносно центра ваги приведенного перерізу,

$$e_{0p1} = \frac{P_{m0}(x) \cdot y_p - P'_{m0}(x) \cdot y'_p}{P_1} = \frac{1680 \cdot 607 - 316 \cdot 603}{1996} = 415 \text{ мм};$$

$M_b$  – згинальний момент зусиль від власної маси балки,

$$M_b = \frac{g_m \cdot l_0^2}{8} = \frac{13,43 \cdot 11,75^2}{8} = 232 \text{ кНм}.$$

Зусилля попереднього обтиснення з урахуванням усіх втрат

$$P_2 = P_{m,t}(x) + P'_{m,t}(x) = 1282 + 256 = 1538 \text{ кН},$$

де  $P_{m,t}(x)$ ,  $P'_{m,t}(x)$  – середнє значення сили напруження в момент часу  $t > t_0$  в арматурі  $A_p$  та  $A'_p$  відповідно після всіх втрат:

$$P_{m,t}(x) = P_{m0}(x) - \Delta P_{c+s+r} = 1680 - 398 = 1282 \text{ кН};$$

$$P'_{m,t}(x) = P'_{m0}(x) - \Delta P'_{c+s+r} = 316 - 60 = 256 \text{ кН}.$$

Ексцентриситет прикладання зусилля  $P_2$  відносно центра ваги приведенного перерізу

$$e_{0p2} = \frac{P_{m,t}(x)y_p - P'_{m,t}(x)y'_p}{P_2} = \frac{1282 \cdot 607 - 256 \cdot 603}{1538} = 406 \text{ мм}.$$



## 5 РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ БАЛКИ В ПОХИЛОМУ ПЕРЕРІЗІ НА ДІЮ ПОПЕРЕЧНОЇ СИЛИ

### 5.1 Розрахунок міцності балки в перерізі на опорі

#### 5.1.1 Визначення опору зсуву бетонного перерізу без урахування поперечної арматури

Розрахунок міцності балки у похилому перерізі виконується згідно з нормами [1; 6.2.2]. Розглядається переріз, розташований у місці дії максимальної поперечної сили на осях опор (точки 0 та 10). Розрахункове значення прикладеної поперечної сили на опорі, згідно з 2.2, становить

$$V_{Fm,0} = V_{Fm,max} = 839,4 \text{ кН}.$$

Поперечна арматура не потрібна за розрахунком, якщо виконується умова

$$V_{Fm,max} \leq V_{Rd,c} = \left( C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right) bd, \quad (5.1)$$

де  $V_{Rd,c}$  – розрахункова величина опору зсуву,

$$V_{Rd,c} \geq V_{Rd,cmin} = (V_{min} + k_1 \sigma_{cp}) bd;$$

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} = \frac{0,18}{1,3} = 0,14,$$

$\gamma_c$  – коефіцієнт надійності для бетону [2; табл. 2.1];

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{1250}} = 1,4 < 2;$$

$\rho_l \leq 0,02$  – коефіцієнт поздовжнього армування,

$$\rho_l = \frac{A_p}{b \cdot d} = \frac{2213}{340 \cdot 1250} = 0,0052 < 0,02;$$

$k_1 = 0,15$ ;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1538 \cdot 10^3}{528 \cdot 10^3} = 2,91 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 33 = 6,6 \text{ МПа},$$

$N_{Ed}$  – осьова сила у поперечному перерізі, викликана навантаженням або попереднім напруженням,  $N_{Ed} = P_2 = 1538 \text{ кН}$ ;

$A_c$  – площа поперечного перерізу бетону на опорі (рис. 1.1),

$$A_c = 660 \cdot 180 + 340 \cdot (1400 - 180 - 30) + (660 - 340) \cdot 15 = 528 \cdot 10^3 \text{ мм}^2;$$

$$V_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,4^{3/2} \cdot 43^{1/2} = 0,380 \text{ МПа}.$$

Перевіряємо умову (5.1):

$$V_{Fm, \max} = 839,4 \text{ кН} > V_{Rd, c} = \left( 0,14 \cdot 1,4 \cdot (100 \cdot 0,0052 \cdot 43)^{1/3} + 0,15 \cdot 2,91 \right) \times \\ \times 1250 \cdot 340 = 420 \cdot 10^3 \text{ Н} = 420 \text{ кН};$$

$$V_{Rd, c} = 420 \text{ кН} > V_{Rd, c \min} = (0,380 + 0,15 \cdot 2,91) \cdot 1250 \cdot 340 = 347 \cdot 10^3 \text{ Н} = 347 \text{ кН}.$$

Оскільки умова (5.1) не виконується, то балка потребує поперечного армування за розрахунком.

### 5.1.2 Розрахунок поперечного армування

Розрахунок виконується як для елементів, що потребують поперечного армування згідно з вимогами норм [1; 6.2.3].

Відповідно до конструктивних вимог [3; 8.2.6] та з урахуванням досвіду проектування [9] приймаємо поперечну арматуру 2Ø10A400C ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ) з кроком  $s = 200 \text{ мм}$ . При такому підході розв'язання задачі з розрахунку поперечної арматури зводиться до перевірки прийнятого армування на сприймання поперечної сили.

Для забезпечення міцності балки у похилому перерізі необхідним є виконання наступних умов:

$$V_{Fm,max} \leq V_{Rd,max} = \frac{a_{sw} \cdot b \cdot z \cdot \nu \cdot f_{cd}}{\text{ctg} \theta + \text{tg} \theta}; \quad (5.2)$$

$$V_{Fm,max} \leq V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \text{ctg} \theta, \quad (5.3)$$

де  $a_{cw}$  – коефіцієнт, який урахує рівень напружень у бетоні стиснутого пояса [3; 4.6.3.3]. Оскільки середнє напруження  $\sigma_{cp}$  стиску в бетоні, викликане попереднім напруженням в арматурі, не потрібно обчислювати на відстані, меншій ніж  $0,5d \text{ctg} \theta$ , від грані опори, то при розрахунку міцності в перерізі на опорі приймається  $a_{cw} = 1$ ;

$b$  – мінімальна ширина перерізу,  $b = 340 \text{ мм}$ ;

$z$  – плече внутрішньої пари сил,

$$z = 0,9d = 0,9 \cdot 1250 = 1125 \text{ мм};$$

$\nu$  – коефіцієнт зменшення міцності бетону з тріщинами при зсуві [3; 4.6.2.7],

$$\nu = 0,6 \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,6 \left( 1 - \frac{43}{250} \right) = 0,497;$$

$A_{sw}$  – площа поперечної арматури,  $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ;

$s$  – прийнятий крок поперечної арматури,  $s = 200$  мм;

$f_{ywd}$  – розрахунковий опір поперечної арматури,  $f_{ywd} = 285$  МПа (табл. 3.1);

$\theta$  – кут нахилу умовного стиснутого елемента до поздовжньої осі балки;

$$1 \leq \operatorname{ctg} \theta \leq 2,5.$$

Приймаємо  $\operatorname{ctg} \theta = 2,5$  та перевіряємо умови (5.2) і (5.3):

$$\begin{aligned} V_{Fm,\max} = 839,4 \text{ кН} < V_{Rd,\max} &= \frac{340 \cdot 1125 \cdot 0,497 \cdot 33}{2,5 + 0,4} = 2163,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ &= 2163,2 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Fm,\max} = 839,4 \text{ кН} > V_{Rd,s} &= \frac{157}{200} \cdot 1125 \cdot 285 \cdot 2,5 = 629,2 \cdot 10^3 \text{ Н} = \\ &= 629,2 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Оскільки умова (5.3) не виконується, то прийнятої кількості поперечної арматури для забезпечення міцності балки у похилому перерізі недостатньо. Тому необхідно збільшити її діаметр або зменшити крок.

Визначимо необхідний крок поперечної арматури з умови (5.4), прийнявши  $V_{Rd,s} = V_{Fm,\max} = 839,4$  кН,

$$s = \frac{A_{sw}}{V_{Fm,\max}} z f_{ywd} \operatorname{ctg} \theta = \frac{157}{839,4 \cdot 10^3} \cdot 1125 \cdot 285 \cdot 2,5 = 149,9 \text{ мм}.$$

Приймаємо крок  $s = 140$  мм.

## 5.2 Розрахунок міцності балки в перерізі на відстані 1,15 м від осі опори

### 5.2.1 Визначення опору зсуву бетонного перерізу без урахування поперечної арматури

Розрахунок міцності балки у похилому перерізі виконується згідно з вимогами норм [1; 6.2.2]. Розглядається переріз, розташований у місці максимального звуження опорної частини ребра в стінку балки (на відстані 1,15 м від осі опор) при дії максимальної поперечної сили, що виникає на ділянці балки з шириною стінки (ребра)  $b = 140$  мм. Розрахункове значення прикладеної поперечної сили в розглядуваному перерізі, згідно з 2.2, становить

$$V_{Fm,1.15} = 725,2 \text{ кН.}$$

Перевіряємо умову (5.1)

$$V_{Fm,1.15} = 725,2 \text{ кН} > V_{Rd,c} = \left(0,14 \cdot 1,4 \cdot (100 \cdot 0,013 \cdot 43)^{1/3} + 0,15 \cdot 4,13\right) \times \\ \times 1250 \cdot 140 = 240 \cdot 10^3 \text{ Н} = 240 \text{ кН,}$$

де

$$V_{Rd,c} = 240 \text{ кН} > V_{Rd,cmin} = (0,380 + 0,15 \cdot 4,13) \cdot 1250 \cdot 140 = 175 \cdot 10^3 \text{ Н} = 175 \text{ кН,}$$

$$\rho_l = \frac{A_p}{b \cdot d} = \frac{2213}{140 \cdot 1250} = 0,013 < 0,02;$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{1538 \cdot 10^3}{372 \cdot 10^3} = 4,13 \text{ МПа} < 0,2 f_{cd} = 0,2 \cdot 33 = 6,6 \text{ МПа,}$$

$A_c$  – площа поперечного перерізу бетону в прольоті (4.2.2).

Оскільки умова (5.1) не виконується, то балка потребує поперечного армування за розрахунком.

## 5.2.2 Розрахунок поперечного армування

Відповідно до 5.1.2 як поперечну арматуру прийнято  $2\text{Ø}10\text{A}400\text{C}$  ( $A_{sw} = 157 \text{ мм}^2$ ) з кроком  $s = 140 \text{ мм}$ .

Перевіримо виконання умов (5.2) та (5.3), прийнявши  $\text{ctg}\theta = 2,5$ :

$$V_{Fm,\max} = 725,2 \text{ кН} < V_{Rd,\max} = \frac{1,13 \cdot 140 \cdot 1125 \cdot 0,497 \cdot 33}{2,5 + 0,4} = 1006,5 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1006,5 \text{ кН};$$

$$V_{Fm,\max} = 725,2 \text{ кН} < V_{Rd,s} = \frac{157}{140} \cdot 1125 \cdot 285 \cdot 2,5 = 899,0 \cdot 10^3 \text{ Н} = 899,0 \text{ кН},$$

де  $b$  – мінімальна ширина перерізу,  $b = 140 \text{ мм}$ ;

$a_{cw}$  – коефіцієнт, що враховує рівень напружень у стиснутому поясі [3; 4.6.3.3],

$$a_{cw} = 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} = 1 + \frac{4,13}{33} = 1,13$$

$$\text{при } \sigma_{cp} = 4,13 \text{ МПа} < 0,25 f_{cd} = 0,25 \cdot 33 = 8,25 \text{ МПа};$$

$\sigma_{cp}$  – середнє напруження стиску в бетоні, викликане попереднім напруженням арматури,

$$\sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_c} = \frac{1538 \cdot 10^3}{372 \cdot 10^3} = 4,13 \text{ МПа};$$

$A_c$  – площа поперечного перерізу бетону балки.

Оскільки умови (5.2) та (5.3) виконуються, то міцність балки на дію поперечної сили в розглядуваному перерізі з прийнятим армуванням забезпечена.

### 5.3 Розрахунок міцності балки в перерізі на відстані $1/4l_0$ від осі опори

Оскільки значення поперечної сили в середній третині прольоту суттєво менші, ніж на опорах, можна зменшити інтенсивність поперечного армування балки на цій ділянці, перевіривши такий захід з економії арматури розрахунком.

Розрахункове значення прикладеної поперечної сили в розглядуваному перерізі на відстані  $1/4l_0$  (2,94 м) від осі опори (2.2)

$$V_{Fm,2.94} = 548,5 \text{ кН.}$$

Умова (5.1) для розглядуваного перерізу не виконується (5.2.1):

$$V_{Fm,2.94} = 548,5 \text{ кН} > V_{Rd,c} = 240 \text{ кН,}$$

тому балка потребує поперечного армування за розрахунком.

Умова (5.2) для розглядуваного перерізу виконується (5.2.2).

Визначимо необхідний крок поперечної арматури  $2\text{Ø}10 \text{ A400C}$  з умови (5.3), прийнявши  $V_{Rd,s} = V_{Fm,2.94} = 548,5 \text{ кН}$ :

$$s = \frac{A_{sw} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \text{ctg}\theta}{V_{Fm,2.94}} = \frac{157 \cdot 1125 \cdot 285 \cdot 2,5}{548,5 \cdot 10^3} = 229,4 \text{ мм.}$$

Приймаємо остаточно в середній третині прольоту балки крок поперечної арматури  $s = 220 \text{ мм}$  (додаток Б, КР2).

За результатами розрахунку на дію поперечної сили законструйований каркас плоский КР2 для армування підкранової балки (додаток Б).



## 6 РОЗРАХУНОК ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ ДРУГОЇ ГРУПИ

Розрахунок на утворення тріщин у підкрановій балці необхідно здійснювати за умовою [2; 7.3.3]

$$S \leq S_{w,ult}, \quad (6.1)$$

де  $S$  – зусилля від зовнішніх навантажень у розглядуваному перерізі;  
 $S_{w,ult}$  – граничне зусилля, яке може сприйняти залізобетонний елемент перед утворенням тріщин.

У цьому посібнику запропонований більш простий, ніж у нормах [2], метод розрахунку на утворення тріщин [10], сутність якого полягає в тому, щоб перевірку можливості появи тріщин здійснювати за умовою

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (6.2)$$

де  $M_r$  – момент зовнішніх сил, розташованих по одну сторону від розглядуваного перерізу, відносно осі, паралельної нейтральній лінії, що проходить через ядрову точку, найбільш віддалену від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої перевіряється;

$M_{crc}$  – момент, що сприймається балкою при утворенні тріщини.

### **6.1 Розрахунок на утворення нормальних тріщин на стадії виготовлення**

Розрахунок появи тріщин у підкрановій балці на стадії виготовлення і монтажу здійснюється на рівні верхньої грані за умовою (6.2), в якій:

$M_r$  – момент зовнішніх сил відносно осі, що проходить через ядрову точку, рівний згинальному моменту від маси балки з урахуванням коефіцієнта динамічності  $k_d = 1,4$ , що співпадає за знаком з моментом від попереднього обтиснення перерізу (2.2),  $M_r = M_{ep} = 35,3$  кНм;

$M_{crc}$  – момент, що сприймається балкою при утворенні тріщини,

$$M_{crc} = f_{ctm}(t) \cdot W'_{pl} - M_{rp} = 3,2 \cdot 219 \cdot 10^6 - 77,8 \cdot 10^6 = 623,0 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 623,0 \text{ кНм},$$

де  $f_{ctm}(t)$  – середнє значення міцності бетону на розтяг у момент часу  $t$ , коли до нього прикладається попереднє напруження,  $f_{ctm}(t) = 3,2$  МПа – для передаточної міцності С35/45 (табл. А.2);

$W'_{pl}$  – пружно-пластичний момент опору приведеного перерізу відносно його верхньої грані, який визначається з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону,

$$W'_{pl} = \gamma \cdot W'_{red} = 1,5 \cdot 146 \cdot 10^6 = 219 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$M_{rp}$  – момент зусилля  $P_1$  відносно осі, яка проходить через нижню ядрову точку,

$$M_{rp} = P_1(e_{0p1} - r) = 1996 \cdot 10^3 \cdot (415 - 376) = 77,8 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 77,8 \text{ кНм};$$

$r$  – відстань від центру ваги приведеного перерізу до нижньої ядрової точки,

$$r = \frac{\varphi \cdot W'_{red}}{A_{red}} = \frac{1 \cdot 146 \cdot 10^6}{388 \cdot 10^3} = 376 \text{ мм};$$

$\varphi$  – коефіцієнт, що приймається в межах

$$0,7 \leq \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{ck}(t)} \leq 1; \quad (6.3)$$

$\sigma_{cp}$  – напруження в бетоні на рівні крайнього стиснутого волокна від зусилля  $P_1$ ,

$$\sigma_{cp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{0p1} y_0}{I_{red}} = \frac{1996 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} + \frac{1996 \cdot 10^3 \cdot 415 \cdot 757}{939 \cdot 10^8} = 11,82 \text{ МПа};$$

$f_{ck}(t)$  – характеристичне значення міцності бетону на стиск у момент часу  $t$ , коли до нього прикладається попереднє напруження,  $f_{ck}(t) = 32$  МПа – для передаточної міцності С35/45 (табл. А.2).

Оскільки за формулою (6.3)  $\varphi = 1,6 - 11,82/32 = 1,23 > 1$ , то приймаємо  $\varphi = 1$ .

Так як  $M_r = 35,3 \text{ кНм} < M_{crc} = 623,0 \text{ кНм}$ , то нормальні тріщини на стадії виготовлення підкранової балки не виникають.

## 6.2 Розрахунок на утворення нормальних тріщин на стадії експлуатації

Розрахунок на появу тріщин на стадії експлуатації залізобетонної підкранової балки здійснюється на рівні нижньої грані залізобетонного перерізу. Тріщиностійкість перевіряється за умовою (6.2), в якій:

$M_r$  – момент зовнішніх сил відносно осі, що проходить через ядрову точку, рівний максимальному згинальному моменту від експлуатаційного значення зовнішнього навантаження (2.2),  $M_r = M_{Fe} = 1810,7 \text{ кНм}$ ;

$M_{crc}$  – момент, що сприймається балкою при утворенні тріщини,

$$M_{crc} = f_{ctm} W_{pl} + M_{rp} = 4,1 \cdot 186 \cdot 10^6 + 1116,6 \cdot 10^6 = 1879,2 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = \\ = 1879,2 \text{ кНм},$$

де  $W_{pl}$  – пружно-пластичний момент опору приведенного перерізу відносно його нижньої грані, який визначається з урахуванням непружних деформацій бетону,

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,5 \cdot 124 \cdot 10^6 = 186 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

$M_{rp}$  – момент зусилля  $P_2$  відносно осі, яка проходить через верхню ядрову точку,

$$M_{rp} = P_2(e_{0p2} + r') = 1538 \cdot 10^3 \cdot (406 + 320) = 1116,6 \cdot 10^6 \text{ Нмм} = 1116,6 \text{ кНм},$$

де  $r'$  – відстань від центру ваги приведенного перерізу до верхньої ядрової точки,

$$r' = \frac{\varphi \cdot W_{red}}{A_{red}} = \frac{1 \cdot 124 \cdot 10^6}{388 \cdot 10^3} = 320 \text{ мм};$$

$\varphi$  – коефіцієнт, що визначається за нерівністю (6.3), в якій:

$\sigma_{cp}$  – напруження в бетоні на рівні крайнього стиснутого волокна від зусилля  $P_2$  та згинального момента від зовнішнього навантаження,

$$\sigma_{cp} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{0p2} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_{Fe} (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{1538 \cdot 10^3}{388 \cdot 10^3} - \\ - \frac{1538 \cdot 10^3 \cdot 406 \cdot (1400 - 757)}{939 \cdot 10^8} + \frac{1810,7 \cdot 10^6 \cdot (1400 - 757)}{939 \cdot 10^8} = 12,08 \text{ МПа};$$

$f_{ck}(t) = f_{ck}$  – характеристичне значення міцності бетону на стиск у момент часу  $t > t_0$ ,  $f_{ck} = 43$  МПа (табл. 1.1).

Оскільки за формулою (6.3)  $\varphi = 1,6 - 12,08/43 = 1,32 > 1$ , то приймаємо  $\varphi = 1$ .

Так як  $M_r = 1810,7$  кНм  $< M_{crc} = 1879,2$  кНм, то тріщиностійкість балки на стадії експлуатації підкранової балки забезпечена.

За результатами розрахунків балки за граничними станами першої та другої груп та згідно з конструктивними вимогами діючих нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій [1 – 3] законструйована підкранова балка прольотом 12 м для мостового крана вантажопідйомністю  $Q=32/5$  т. Робочі креслення балки та основні арматурні каркаси наведені в додатку Б.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд: ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 312 с.

2 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

3 Конструкції будинків та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с.

4 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с.

5 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ: ДБН В.1.2-14-2009 / Міністерство регіонального розвитку та будівництва України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 37 с.

6 Павліков А.М. Залізобетонні конструкції: будівлі, споруди та їх частини: підручник [для студ. вищ. навч. закл.] / А.М. Павліков; ПолтНТУ. – Полтава: ТОВ «АСМІ», 2016. – 284 с.

7 Павліков А.М. Нелінійна модель напружено-деформованого стану косо завантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: монографія / А.М. Павліков. – Полтава, 2007. – 320 с.

8 Бойко О.В. Оцінка міцності навскісно зігнутих балок на основі дволінійних діаграм деформування бетону та арматури: дис.на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.32.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» / О.В. Бойко. – Полтава, 2010. – 232 с.

9 Гольшев А.Б. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие / А.Б. Гольшев, В.Я. Бачинский, В.П. Полищук и др.; Под ред. А.Б. Гольшева. – К.: Будівельник, 1985. – 496 с.

10 Павліков А.М. Застосування діаграми стану бетону в розрахунках моменту утворення тріщин / А.М. Павліков // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. праць. – Рівне: НУВГтаП, 2010. – Вип. №20. – С. 271 – 276.

11 Железобетонные конструкции : Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища шк. Головное изд-во, 1987. – 416 с.

12 Павліков А.М. Розрахунок міцності нормальних перерізів балкових елементів за нелінійною деформаційною моделлю (на основі ДБН В.2.6-98:2009) : навчальний посібник / А.М. Павліков, О.В. Бойко. За ред. А.М. Павлікова. – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – 85 с.

13 Павліков А.М. Розрахунок міцності залізобетонних елементів при косому згині за ДБН В. 2.6-98: 2009 / А.М. Павліков, О.В. Гарькава, А.В. Горбун, А.В. Баляба, П.А. Детюченко // Збірник наукових праць [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер.: Галузеве машинобудування, будівництво. – 2012. – Вип. 5. – С. 111 – 115.

14 Сборные железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки. Серия КЭ-01-50. – Выпуск 2. Рабочие чертежи подкрановых балок пролетом 12 м для кранов грузоподъемностью 10 – 30 т с натяжением арматуры на упоры. – 1969 г.

**ДОДАТОК А**

**ТАБЛИЦІ ЗНАЧЕНЬ ПАРАМЕТРІВ ТА ХАРАКТЕРИСТИК,  
ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ У РОЗРАХУНКАХ**



Таблиця А.1 – Характеристики опорних мостових кранів

Вантажопідіймність, $Q$ , т	Прольот крана, $L_k$ , м	База крана, $B$ , мм	Ширина крана, $A$ , мм	Середній режим роботи крана (4К – 5К)*			Важкий режим роботи крана (6К – 7К)		
				Маса крана, $m_k$ , т	Маса візка, $m_6$ , т	$F_{max}$ , кН	Маса крана, $m_k$ , т	Маса візка, $m_6$ , т	$F_{max}$ , кН
5	16,5	4000	5260	11	2	55	12	3	57
	22,5	4000	5260	13		60	14		62
	28,5	4200	5460	19		75	19		76
10	16,5	4350	5600	13	3	84	14	4	89
	22,5	4350	5600	16		93	18		99
	28,5	4600	5850	21		105	22		110
16	16,5	4350	5450	19	4	133	19	5	139
	22,5	4350	5450	21		142	21		149
	28,5	4600	5700	27		161	27		166
16/3,2	16,5	4350	5450	20	5	138	20	6	144
	22,5	4350	5450	22		147	22		154
	28,5	4600	5700	28		166	28		171
20/5	16,5	4400	5600	22	7	188	26	7	195
	22,5	4400	5600	28		195	32		210
	28,5	5000	6200	38		235	42		240
32/5	16,5	4400	5600	30	10	260	34	10	270
	22,5	4400	5600	36		275	40		290
	28,5	5000	6200	45		305	47		305

\*Примітка: для кранів групи режимів роботи 1К – 3К показники допускається приймати такими ж, як для групи 4К – 5К.

Таблиця А.2 – Характеристики міцності та деформативності бетону

	Клас міцності бетону											Аналітична залежність/пояснення
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	
$f_{ck,cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	
$f_{cm,cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77	$f_{cm,cube} = f_{ck,cube} / (1 - 1,64V_c)$
$f_{ck,prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43	
$f_{cd}$ (МПа)	6	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$
$f_{ctm}$ (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk, 0,05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2	2,1	2,2	2,5	2,7	3	$f_{ctk, 0,05} = 0,7f_{ctm}$ 5%вибірки
$f_{ctk, 0,95}$ (МПа)	1,6	2	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk, 0,95} = 1,3f_{ctm}$ 95%вибірки
$E_{cm}$ (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
$E_{ck}$ (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37	
$E_{cd}$ (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34	
$\varepsilon_{c 1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\varepsilon_{c 1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\varepsilon_{cu 1,ck}$ (‰)	4,5	4,4	4,15	3,85	3,55	3,25	3	2,83	2,63	2,5	2,4	
$\varepsilon_{cu 1,cd}$ (‰)	3,75	3,7	3,59	3,44	3,28	3,1	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\varepsilon_{c 3,ck}$ (‰)	0,5	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,1	1,16	$\varepsilon_{c 3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\varepsilon_{c 3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c 3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\varepsilon_{cu 3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,2	2,93	2,7	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu 3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu 1,ck}$
$\varepsilon_{cu 3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,1	3	2,8	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu 3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu 1,cd}$
*) - величини $f_{ck,cube}$ у таблиці наведені для значення коефіцієнта варіації $V_c$ , який дорівнює 13,5 %												

Таблиця А.3 – Характеристики міцності та деформативності високоміцної арматури

Характеристика арматури	A600	A800	A1000	Bp	Bp	Bp	Bp	K1400	K1500	K1500
	A600C A600K	A800K A800CK		1200	1300	1400	1500	(K-7)	(K-7)	(K-19)
$f_{pk}$ (МПа)	630	840	1050	1260	1365	1470	1575	1470	1575	
$f_{p0,1k}$ (МПа)	575	765	955	1145	1240	1335	1430	1335	1430	
$\gamma_s$	1,2			1,25				1,2		
$f_{pd}$ (МПа)	479	638	796	916	992	1068	1144	1113	1192	
$E_p$ (МПа)	1,9x10 <sup>5</sup>							1,8x10 <sup>5</sup>		
$\varepsilon_{uk}$	0,020	0,0180		0,0160				0,0140		
$\varepsilon_{ud}$	0,018	0,0162		0,0144				0,0126		

Таблиця А.4 – Характеристики міцності та деформативності арматури

Характеристика арматури	A240C	A400C	A500C		B500
			Ø8 – 22	Ø25 – 40	
$f_{yk}$ (МПа)	240	400	500		500
$\gamma_s$	1,05	1,10	1,15	1,20	1,20
$f_{yd}$ (МПа)	229	364	435	417	417
$f_{ywd}$ (МПа)	170	285	300		300
$E_s$ (МПа)	2,1x10 <sup>5</sup>				1,9x10 <sup>5</sup>
$\varepsilon_{ud}$	0,025		0,020		0,012

Таблиця А.5 – Значення параметрів  $\omega$ ,  $\varphi$ ,  $\chi$  залежно від значень  $K$  та  $\eta_u$ 

Пара-метр	$K$								
	1,18	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5
$\eta_u$	1,075	1,2	1,268	1,309	1,339	1,363	1,382	1,398	1,412
$\omega$	0,587	0,673	0,732	0,767	0,792	0,811	0,826	0,838	0,848
$\varphi$	0,3835	0,4214	0,443	0,455	0,462	0,467	0,471	0,474	0,476
$\chi$	0,591	0,555	0,539	0,53	0,526	0,523	0,52	0,518	0,517

Таблиця А.6 – Коефіцієнти  $k_g$  та  $k_f$  для побудови обвідної епюри згинальних моментів для однопролітної підкранової балки при завантаженні двома кранами [11]

№ точки	$k_g$	$k_f$
0	0	0
1	0,045	0,4
2	0,080	0,7
3	0,106	0,9
4	0,120	1,0
5	0,125	1,0
6	0,120	1,0
7	0,106	0,9
8	0,080	0,7
9	0,045	0,4
10	0	0

Таблиця А.7 – Коефіцієнти  $k_1$ ,  $k_0$  та  $k_6$  для побудови обвідних епюр згинальних моментів та поперечних сил для однопролітної підкранової балки при завантаженні двома кранами [11]

$\alpha$	Коефіцієнти	$\beta$		
		0,10	0,15	0,20
0,3	$k_1$	0,60	0,55	
	$k_0$	2,60	2,50	
	$k_6$	0,50	0,50	
0,4	$k_1$	0,50	0,48	0,45
	$k_0$	2,40	2,30	2,20
	$k_6$	0,50	0,45	0,40
0,5	$k_1$		0,43	0,40
	$k_0$		2,20	2,10
	$k_6$		0,55	0,50

Таблиця А.8 – Значення коефіцієнтів  $\bar{\xi}$ ,  $\bar{\zeta}$ ,  $\bar{\alpha}_m$ 

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,014	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,013	0,995	0,010	0,012	0,995	0,010
0,027	0,989	0,020	0,026	0,989	0,020	0,025	0,989	0,020	0,025	0,990	0,020
0,041	0,984	0,030	0,039	0,984	0,030	0,038	0,984	0,030	0,037	0,984	0,030
0,055	0,978	0,039	0,052	0,979	0,039	0,050	0,979	0,039	0,049	0,979	0,039
0,068	0,973	0,049	0,065	0,973	0,049	0,063	0,974	0,049	0,062	0,974	0,049
0,082	0,968	0,058	0,078	0,968	0,058	0,076	0,968	0,058	0,074	0,969	0,058
0,096	0,962	0,067	0,091	0,963	0,067	0,088	0,963	0,067	0,086	0,963	0,067
0,109	0,957	0,077	0,104	0,958	0,077	0,101	0,958	0,077	0,099	0,958	0,077
0,123	0,952	0,086	0,117	0,952	0,086	0,114	0,953	0,086	0,111	0,953	0,086
0,137	0,946	0,095	0,130	0,947	0,095	0,126	0,947	0,095	0,123	0,948	0,095
0,150	0,941	0,103	0,143	0,942	0,104	0,139	0,942	0,104	0,136	0,943	0,104
0,164	0,935	0,112	0,156	0,936	0,112	0,151	0,937	0,112	0,148	0,937	0,112
0,178	0,930	0,121	0,169	0,931	0,121	0,164	0,932	0,121	0,160	0,932	0,121
0,191	0,925	0,129	0,182	0,926	0,130	0,177	0,926	0,130	0,173	0,927	0,130
0,205	0,919	0,138	0,195	0,920	0,138	0,189	0,921	0,138	0,185	0,922	0,138
0,219	0,914	0,146	0,208	0,915	0,146	0,202	0,916	0,147	0,197	0,916	0,147
0,232	0,908	0,154	0,222	0,910	0,155	0,215	0,911	0,155	0,210	0,911	0,155
0,246	0,903	0,163	0,235	0,904	0,163	0,227	0,905	0,163	0,222	0,906	0,163
0,260	0,898	0,171	0,248	0,899	0,171	0,240	0,900	0,171	0,234	0,901	0,171
0,273	0,892	0,178	0,261	0,894	0,179	0,252	0,895	0,179	0,247	0,895	0,179
0,287	0,887	0,186	0,274	0,889	0,187	0,265	0,890	0,187	0,259	0,890	0,187
0,301	0,881	0,194	0,287	0,883	0,194	0,278	0,884	0,195	0,271	0,885	0,195
0,314	0,876	0,202	0,300	0,878	0,202	0,290	0,879	0,202	0,284	0,880	0,202
0,328	0,871	0,209	0,313	0,873	0,209	0,303	0,874	0,210	0,296	0,875	0,210
0,342	0,865	0,216	0,326	0,867	0,217	0,316	0,869	0,217	0,308	0,869	0,217
0,355	0,860	0,224	0,339	0,862	0,224	0,328	0,863	0,224	0,321	0,864	0,225
0,369	0,855	0,231	0,352	0,857	0,231	0,341	0,858	0,232	0,333	0,859	0,232

Продовження таблиці А.8

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,382	0,849	0,238	0,365	0,851	0,238	0,353	0,853	0,239	0,345	0,854	0,239
0,396	0,844	0,245	0,378	0,846	0,245	0,366	0,847	0,246	0,358	0,848	0,246
0,410	0,838	0,252	0,391	0,841	0,252	0,379	0,842	0,253	0,370	0,843	0,253
0,423	0,833	0,258	0,404	0,835	0,259	0,391	0,837	0,259	0,382	0,838	0,260
0,437	0,828	0,265	0,417	0,830	0,266	0,404	0,832	0,266	0,395	0,833	0,266
0,451	0,822	0,271	0,430	0,825	0,272	0,417	0,826	0,273	0,407	0,828	0,273
0,464	0,817	0,278	0,443	0,820	0,279	0,429	0,821	0,279	0,419	0,822	0,280
0,478	0,811	0,284	0,456	0,814	0,285	0,442	0,816	0,286	0,432	0,817	0,286
0,492	0,806	0,290	0,469	0,809	0,291	0,454	0,811	0,292	0,444	0,812	0,292
0,505	0,801	0,296	0,482	0,804	0,297	0,467	0,805	0,298	0,456	0,807	0,298
0,519	0,795	0,302	0,495	0,798	0,303	0,480	0,800	0,304	0,469	0,801	0,305
0,533	0,790	0,308	0,508	0,793	0,309	0,492	0,795	0,310	0,481	0,796	0,311
0,546	0,785	0,314	0,521	0,788	0,315	0,505	0,790	0,316	0,493	0,791	0,316
0,560	0,779	0,319	0,534	0,782	0,321	0,518	0,784	0,322	0,506	0,786	0,322
0,574	0,774	0,325	0,547	0,777	0,326	0,530	0,779	0,327	0,518	0,780	0,328
0,587	0,768	0,330	0,560	0,772	0,332	0,543	0,774	0,333	0,530	0,775	0,333
0,601	0,763	0,336	0,573	0,766	0,337	0,555	0,769	0,338	0,543	0,770	0,339
0,615	0,758	0,341	0,586	0,761	0,343	0,568	0,763	0,343	0,555	0,765	0,344
0,628	0,752	0,346	0,599	0,756	0,348	0,581	0,758	0,349	0,567	0,760	0,349
0,642	0,747	0,351	0,612	0,751	0,353	0,593	0,753	0,354	0,580	0,754	0,355
0,656	0,741	0,356	0,625	0,745	0,358	0,606	0,748	0,359	0,592	0,749	0,360
0,669	0,736	0,361	0,639	0,740	0,363	0,619	0,742	0,364	0,604	0,744	0,365
0,683	0,731	0,365	0,652	0,735	0,367	0,631	0,737	0,369	0,617	0,739	0,369
0,697	0,725	0,370	0,665	0,729	0,372	0,644	0,732	0,373	0,629	0,733	0,374
0,710	0,720	0,374	0,678	0,724	0,376	0,656	0,726	0,378	0,641	0,728	0,379
0,724	0,715	0,379	0,691	0,719	0,381	0,669	0,721	0,382	0,654	0,723	0,383
0,738	0,709	0,383	0,704	0,713	0,385	0,682	0,716	0,387	0,666	0,718	0,388
0,751	0,704	0,387	0,717	0,708	0,389	0,694	0,711	0,391	0,678	0,713	0,392

Продовження таблиці А.8

K=2			K=2,5			K=3			K=3,5		
$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$	$\bar{\xi}$	$\bar{\zeta}$	$\bar{\alpha}_m$
0,765	0,698	0,391	0,730	0,703	0,394	0,707	0,705	0,395	0,691	0,707	0,396
0,779	0,693	0,395	0,743	0,697	0,398	0,720	0,700	0,399	0,703	0,702	0,400
0,792	0,688	0,399	0,756	0,692	0,401	0,732	0,695	0,403	0,715	0,697	0,404
0,806	0,682	0,402	0,769	0,687	0,405	0,745	0,690	0,407	0,728	0,692	0,408
0,820	0,677	0,406	0,782	0,682	0,409	0,757	0,684	0,411	0,740	0,686	0,412
0,833	0,671	0,410	0,795	0,676	0,412	0,770	0,679	0,414	0,752	0,681	0,416
0,847	0,666	0,413	0,808	0,671	0,416	0,783	0,674	0,418	0,765	0,676	0,419
0,861	0,661	0,416	0,821	0,666	0,419	0,795	0,669	0,421	0,777	0,671	0,423
0,874	0,655	0,419	0,834	0,660	0,423	0,808	0,663	0,425	0,789	0,665	0,426
0,888	0,650	0,422	0,847	0,655	0,426	0,821	0,658	0,428	0,802	0,660	0,429
0,902	0,644	0,425	0,860	0,650	0,429	0,833	0,653	0,431	0,814	0,655	0,432
0,915	0,639	0,428	0,873	0,644	0,432	0,846	0,648	0,434	0,826	0,650	0,435
0,929	0,634	0,431	0,886	0,639	0,435	0,858	0,642	0,437	0,839	0,645	0,438
0,943	0,628	0,434	0,899	0,634	0,437	0,871	0,637	0,440	0,851	0,639	0,441
0,956	0,623	0,436	0,912	0,628	0,440	0,884	0,632	0,442	0,863	0,634	0,444
0,970	0,618	0,438	0,925	0,623	0,442	0,896	0,627	0,445	0,876	0,629	0,447
0,984	0,612	0,441	0,938	0,618	0,445	0,909	0,621	0,447	0,888	0,624	0,449
0,997	0,607	0,443	0,951	0,613	0,447	0,922	0,616	0,450	0,900	0,618	0,451
			0,964	0,607	0,449	0,934	0,611	0,452	0,913	0,613	0,454
			0,977	0,602	0,451	0,947	0,606	0,454	0,925	0,608	0,456
			0,990	0,597	0,453	0,959	0,600	0,456	0,937	0,603	0,458
						0,972	0,595	0,458	0,950	0,598	0,460
						0,985	0,590	0,460	0,962	0,592	0,462
						0,997	0,584	0,462	0,974	0,587	0,464
									0,987	0,582	0,465
									0,999	0,577	0,467

Таблиця А.9 – Сортамент арматури

Номінальний діаметр стержня <sup>1</sup> , мм	Розрахункова площа поперечного перерізу стержня, мм <sup>2</sup> , при кількості стержнів									Теоретична маса 1 м довжини арматури <sup>3</sup> , кг	Діаметр арматури класів <sup>2</sup>			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9		A240C	A400C	A500C	B500
3	7,1	14,1	21,2	28,3	35,3	42,4	49,5	56,5	63,6	0,056	-	-	-	+
4	12,6	25,1	37,7	50,3	62,8	75,4	88	100,5	113,1	0,099	-	-	-	+
5	19,6	39,3	58,9	78,5	98,2	117,8	137,4	157,1	176,7	0,154	-	-	-	+
6	28,3	57	85	113	141	170	198	226	254	0,222	+	+	+	+
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	452	0,395	+	+	+	+
10	78,5	157	236	314	393	471	550	628	707	0,616	+	+	+	+
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	0,888	+	+	+	+
14	153,9	308	462	616	770	924	1078	1232	1385	1,208	+	+	+	-
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	1,579	+	+	+	-
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	1,998	+	+	+	-
20	314,2	628	942	1257	1571	1885	2199	2513	2827	2,466	+	+	+	-
22	380,1	760	1140	1521	1901	2281	2661	3041	3421	2,984	+	+	+	-
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4418	3,854	+	+	+	-
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	4,834	+	+	+	-
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	6,313	+	+	+	-
36	1017,9	2036	3054	4072	5089	6107	7125	8143	9161	7,991	+	+	+	-
40	1256,6	2513	3770	5027	6283	7540	8796	10053	11310	9,864	+	+	+	-

1 Номінальний діаметр арматурних стержнів періодичного профілю відповідає номінальному діаметру рівновеликих за площею поперечного перерізу гладких стержнів.

2 Знак + означає наявність діаметра в сортаменті для арматури даного класу.

3 Теоретична маса 1 м довжини арматури класу Вр-1 приймається рівною: при Ø3 – 0,052 кг; Ø4 – 0,092 кг; Ø5 – 0,144 кг.



Таблиця А.10 – Сортамент канатної арматури\*

Клас канату	Номінальний діаметр, мм	Теоретична маса 1 м, кг	Розрахункова площа поперечного перерізу арматурних канатів, мм <sup>2</sup> , при їх кількості									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
К1400 К1500 (К-7)	6	0,173	22,7	45,4	68,1	90,8	113,5	136,2	158,9	181,6	204,3	227
	9	0,402	51,0	102,0	153,0	204,0	255,0	306,0	357,0	408,0	459,0	510
	12	0,714	90,6	181,2	271,8	362,4	453,0	543,6	634,2	724,8	815,4	906
	15	1,116	141,6	283,2	424,8	566,4	708,0	849,6	991,2	1132,8	1274,4	1416
К1500 (К-19)	14,2	1,014	128,7	257,4	386,1	514,8	643,5	772,2	900,9	1029,6	1158,3	1287

\*Примітка: номінальний діаметр арматурного каната відповідає діаметру кола, описаного навколо його перерізу.

**ДОДАТОК Б**

**КРЕСЛЕННЯ ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ**

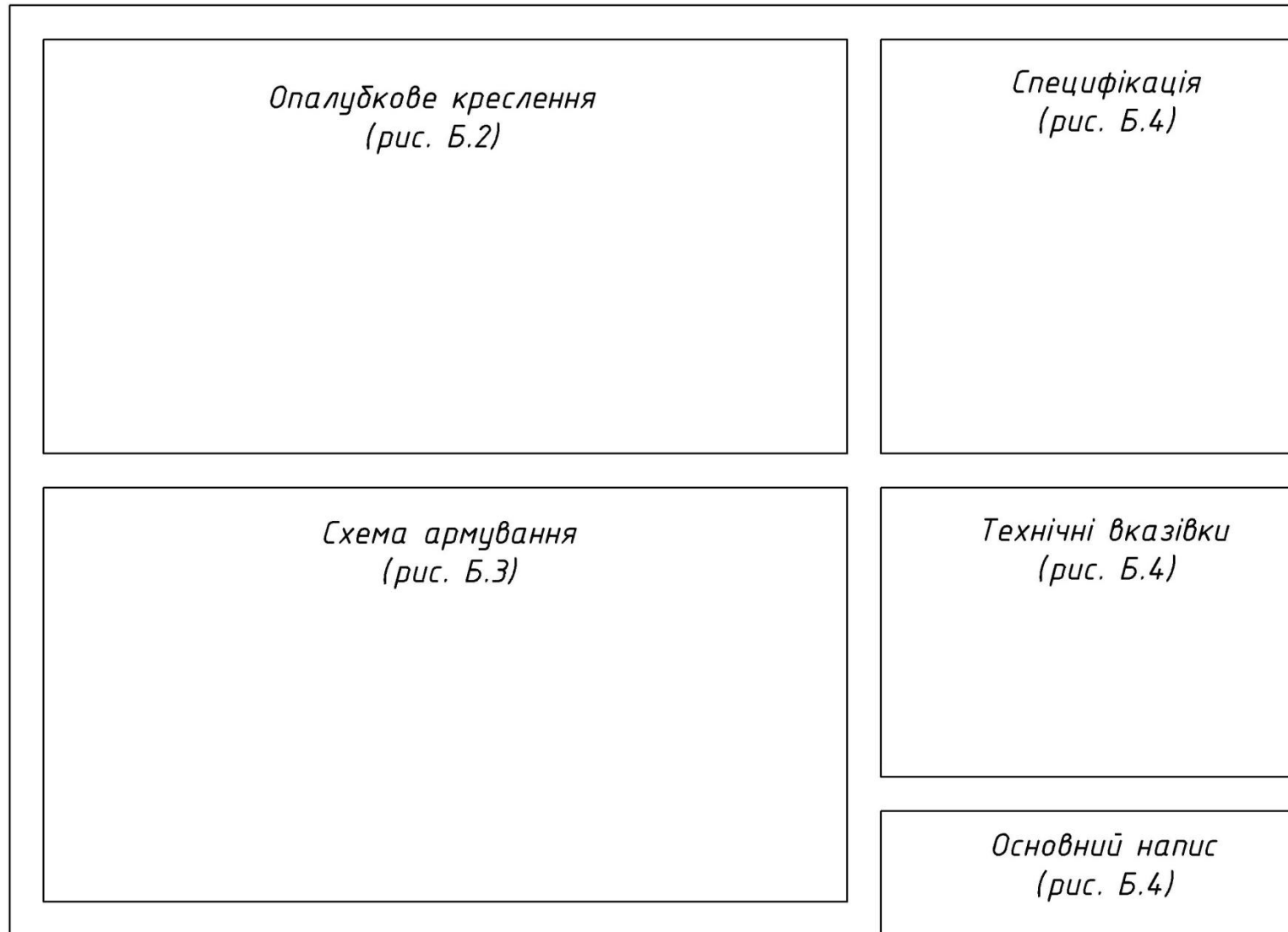


Рисунок Б.1 – Варіант розташування креслень підкранової балки на аркуші формату А2

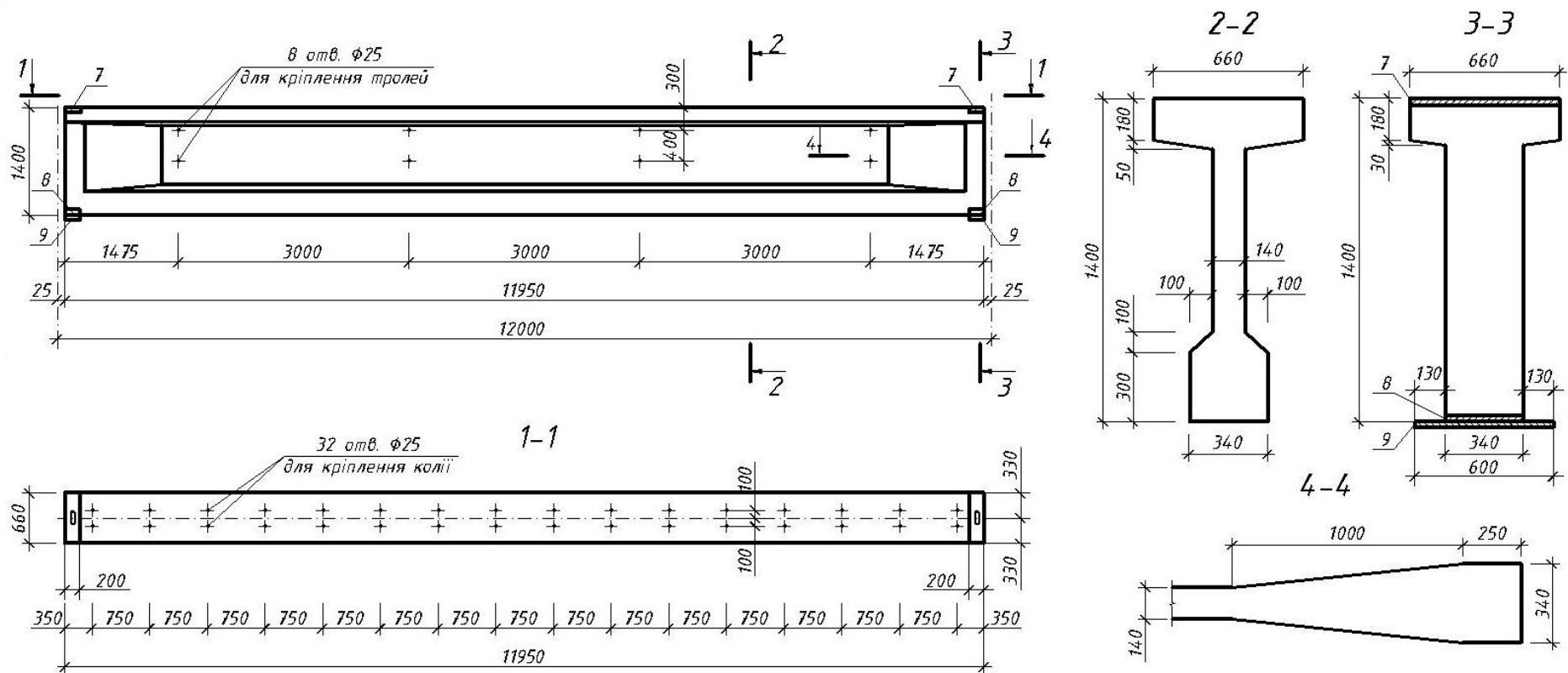


Рисунок Б.2 – Опалубкове креслення

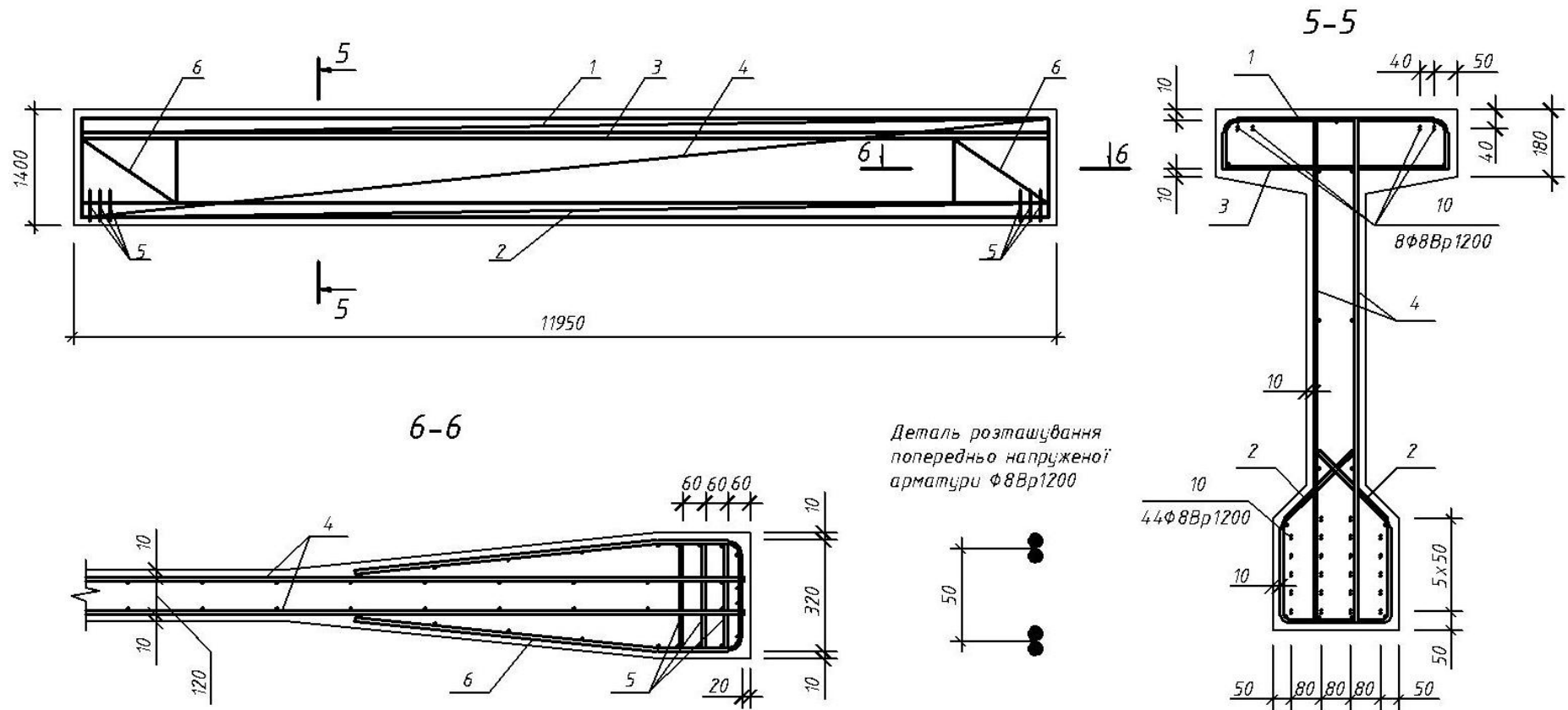


Рисунок Б.3 – Схема армування

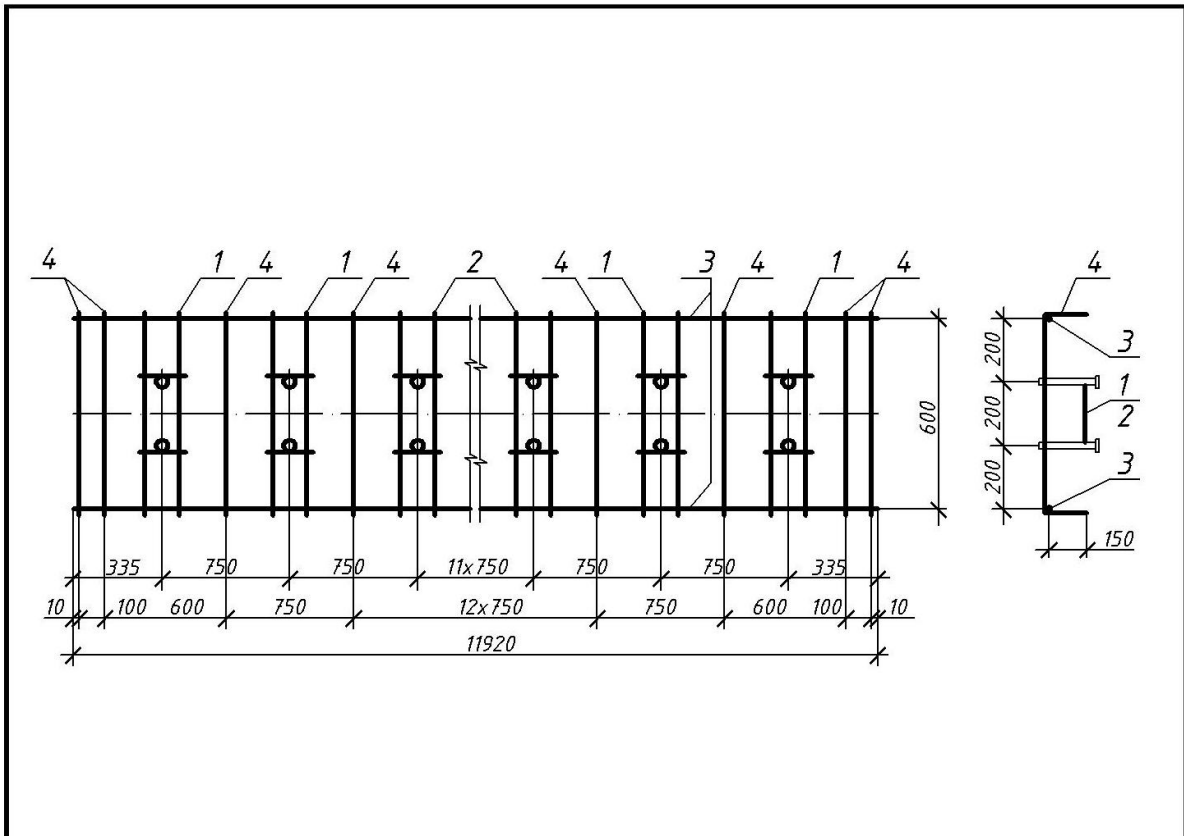
## Специфікація

Поз.	Позначення	Найменування	Кіл.	Примітка
		<u>Документація</u>		
	<i>КЗІ-БП-12-Вр1200-СК</i>	<i>Складальне креслення</i>		
		<u>Складальні одиниці</u>		
1	<i>КЗІ-БП-12-Вр1200-10</i>	<i>Каркас просторовий КП1</i>	1	73,7 кг
2	<i>КЗІ-БП-12-Вр1200-20</i>	<i>Каркас просторовий КП2</i>	1	34,4 кг
3	<i>КЗІ-БП-12-Вр1200-30</i>	<i>Каркас плоский КР1</i>	1	34,0 кг
4	<i>КЗІ-БП-12-Вр1200-40</i>	<i>Каркас плоский КР2</i>	2	89,7 кг
5	<i>Серія КЗ-01-50</i>	<i>Каркас плоский К-8</i>	12	
6	<i>Серія КЗ-01-50</i>	<i>Каркас плоский К-9</i>	2	
7	<i>Серія КЗ-01-50</i>	<i>Виріб закладний М-1</i>	2	
8	<i>Серія КЗ-01-50</i>	<i>Виріб закладний М-2</i>	2	
9	<i>Серія КЗ-01-50</i>	<i>Виріб закладний М-3</i>	2	
		<u>Деталі</u>		
		<i>Стержні напружені</i>		
10		<i>Ф8 Вр1200 ГОСТ 7348-81 l=13000</i>	52	267,0 кг
		<u>Матеріали</u>		
		<i>Бетон класу С50/60</i>		4,64 м <sup>3</sup>

1. Спосіб натягу арматури – механічний на упори.
2. Напруження, яке контролюється,  $\sigma_{con} = 970$  МПа.
3. Передаточна міцність бетону не менше 45 МПа.
4. Антикоровісний захист закладних деталей виконати металізацією цинком товщиною 150 мкм.
5. Арматурні каркаси виконуються зварними за ДСТУ Б В .2.6-169:2011.

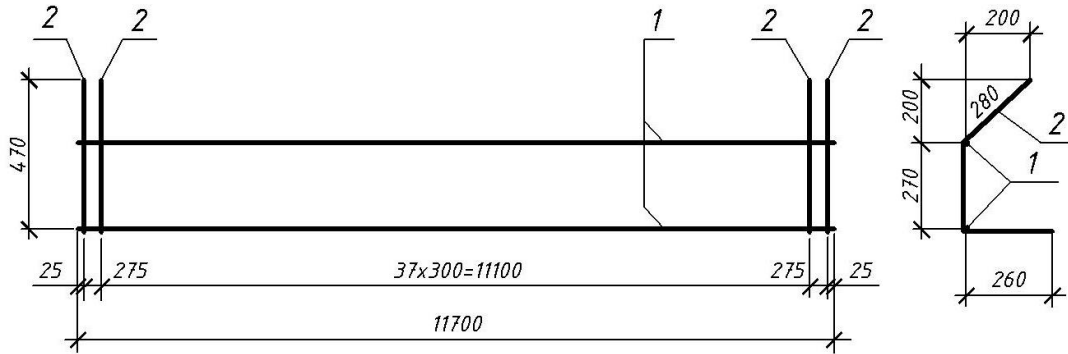
						<b>КЗІ-БП-12-Вр1200</b>			
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	<b>Підкранова балка БП-12-Вр1200</b>	<i>Стадія</i>	<i>Аркуш</i>	<i>Аркушів</i>
Розробив		Усенко Д.В.					<b>КП</b>	<b>1</b>	<b>5</b>
Перевірив		Гарькава О.В.				<i>Опалубкове креслення, схема армування</i>	<i>ПолтНТУ Кафедра ЗБіККтаОМ</i>		
Н.контр.		Гарькава О.В.							
Затвердив		Павликов А.М.							

Рисунок Б.4 – Специфікація, технічні вказівки та основний напис



Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
		<u>Документація</u>		
	КЗІ-БП-12-Вр1200-10-СК	Складальне креслення		
		<u>Складальні одиниці</u>		
1	КЗІ-БП-12-Вр1200-10-01	Каркас плоский КР3	4	13,37 кг
2	КЗІ-БП-12-Вр1200-10-02	Каркас плоский КР4	12	35,41 кг
		<u>Деталі</u>		
3	КЗІ-БП-12-Вр1200-10-03	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=11920	2	14,41 кг
4	КЗІ-БП-12-Вр1200-10-04	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=900	19	10,53 кг
		<u>Матеріали</u>		
		Маса сталі		73,7 кг
		Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006		52,8 кг

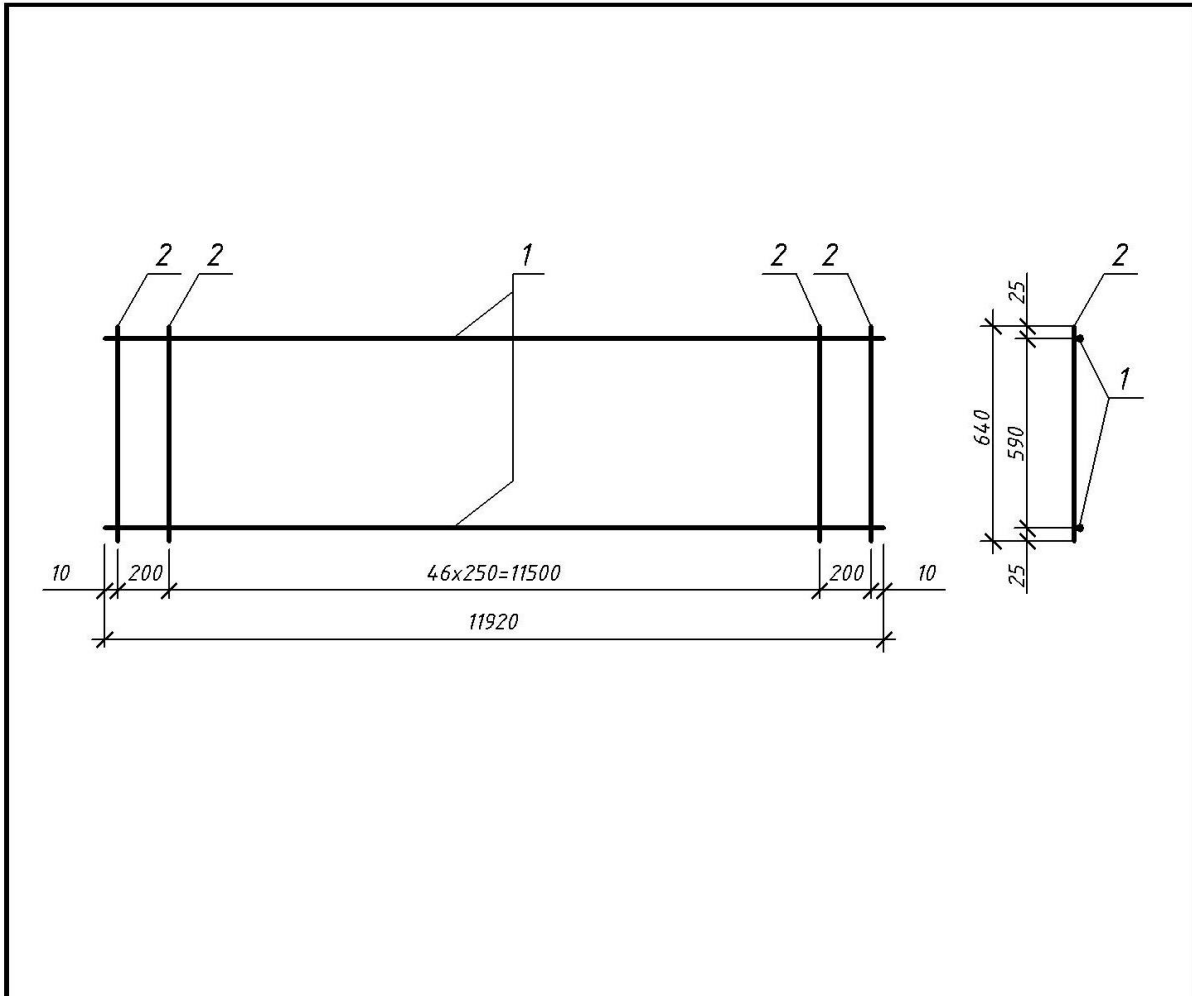
КЗІ-БП-12-Вр1200-10					
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата
Розробив		Усенко Д.В.			
Перевірів		Гарькава О.В.			
Н.контр.		Гарькава О.В.			
Затвердив		Павліков А.М.			
Каркас просторовий КП1					
		Стадія	Маса	Масштаб	
		КП	див. спец.	1:20 1:100	
			Аркуш 2	Аркушів 5	
ПолтНТУ Кафедра ЗБіККтаОМ					



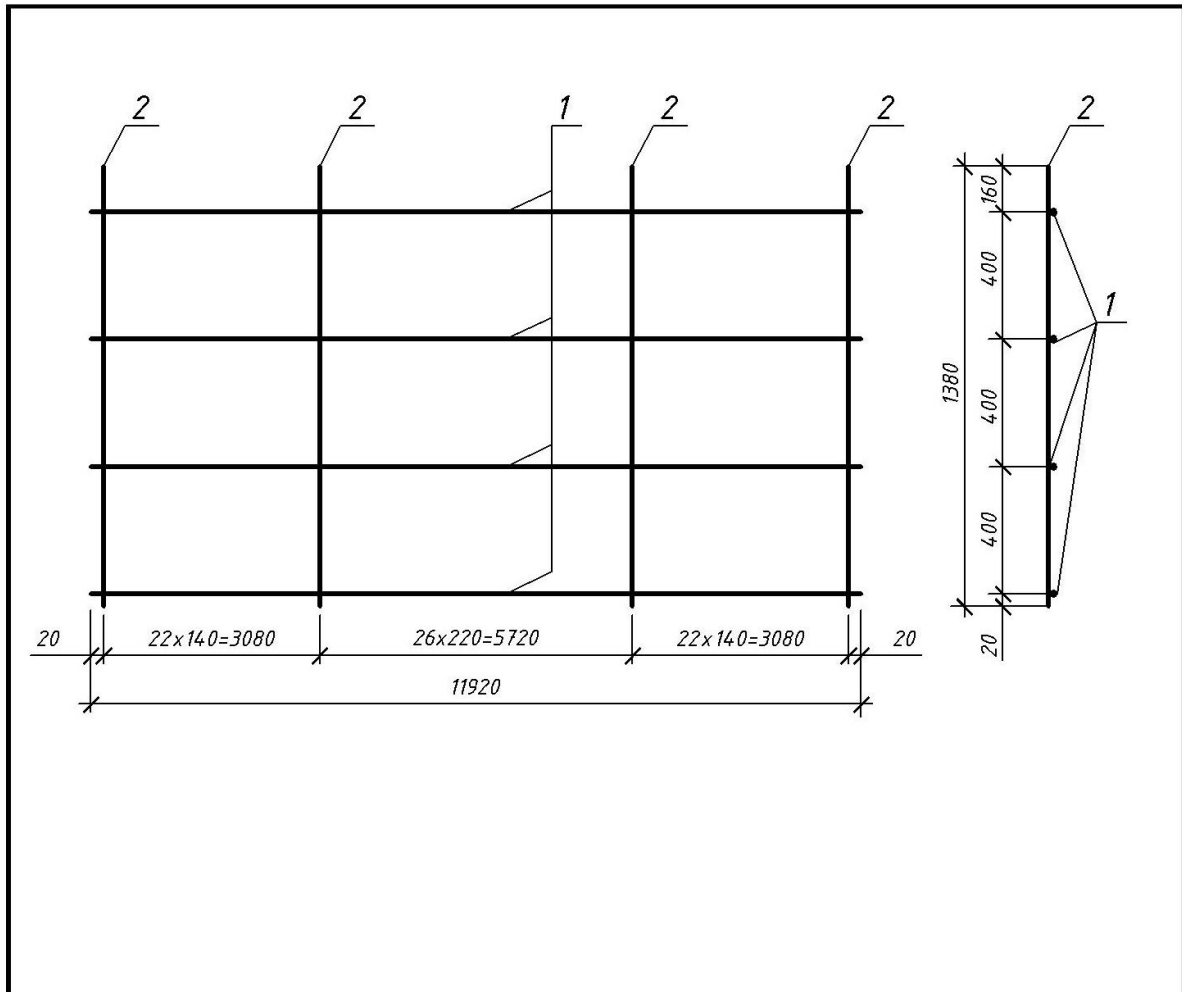
Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
		<u>Документація</u>		
	КЗІ-БП-12-Вр1200-20-СК	Складальне креслення		
		<u>Деталі</u>		
1	КЗІ-БП-12-Вр1200-20-01	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=11700	2	14,41 кг
2	КЗІ-БП-12-Вр1200-20-02	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=810	40	19,96 кг
		<u>Матеріали</u>		
		Маса сталі		34,4 кг
		Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006		34,4 кг

КЗІ-БП-12-Вр1200-20					
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата
Розробив		Усенко Д.В.			
Перевірив		Гарькава О.В.			
Н.контр.		Гарькава О.В.			
Затвердив		Павліков А.М.			
Каркас просторовий КП2					
		Стадія	Маса	Масштаб	
		КП	див. спец.	1:20 1:100	
			Аркуш 3	Аркушів 5	
ПолтНТУ Кафедра ЗБіККтаОМ					





Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка				
		<u>Документація</u>						
	КЗІ-БП-12-Вр1200-30-СК	Складальне креслення						
		<u>Деталі</u>						
1	КЗІ-БП-12-Вр1200-30-01	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=11920	2	14,69 кг				
2	КЗІ-БП-12-Вр1200-30-02	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=640	49	19,32 кг				
		<u>Матеріали</u>						
		Маса сталі		34,0 кг				
		Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006		34,0 кг				
<b>КЗІ-БП-12-Вр1200-30</b>								
<b>Каркас плоский КР1</b>								
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата	Стадія	Маса	Масштаб
Розробив				Усенко Д.В.		КП	див. спец.	1:20 1:100
Перевірив				Гарькава О.В.				
Н.контр.				Гарькава О.В.		Аркуш 4		Аркушів 5
Затвердив				Павліков А.М.		ПолтНТУ Кафедра ЗБіККаОМ		



Поз.	Позначення	Найменування	Кільк.	Примітка
		<u>Документація</u>		
	КЗІ-БП-12-Вр1200-40-СК	Складальне креслення		
		<u>Деталі</u>		
1	КЗІ-БП-12-Вр1200-40-01	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=11920	4	29,37 кг
2	КЗІ-БП-12-Вр1200-40-02	Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006 l=1380	71	60,36 кг
		<u>Матеріали</u>		
		Маса сталі		89,7 кг
		Ø10 А400С ДСТУ 3760:2006		89,7 кг

КЗІ-БП-12-Вр1200-40					
Каркас плоский КР2					
Зм.	Кільк.	Арк.	Док.	Підпис	Дата
Розробив		Усенко Д.В.			
Перевірів		Гарькава О.В.			
Н.контр.		Гарькава О.В.			
Затвердив		Павліков А.М.			
			Стадія	Маса	Масштаб
			КП	див. спец.	1:20 1:100
			Аркуш 5	Аркушів 5	
			ПолтНТУ Кафедра ЗБіККтаОМ		

Навчальне видання

Павліков Андрій Миколайович,  
Гарькава Ольга Вікторівна

ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ  
ПІДКРАНОВОЇ БАЛКИ ПРОЛЬОТОМ 12 м

НАВЧАЛЬНИЙ ПОСІБНИК

Комп'ютерна верстка О.В. Гарькава та А.М. Павліков  
Коректор І.Л. Петренко

---

Підписано до друку \_\_.06.2017 р.

Формат 60 x 84/16. Папір офсетний. Друк RISO

Ум. друк. арк. 4,82. Наклад 20 прим.

---

Віддруковано з оригінал-макета у поліграфічному центрі  
Полтавського національного технічного університету  
імені Юрія Кондратюка

Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, 36011  
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи  
до Державного реєстру видавців, виготівників і  
розповсюджувачів видавничої продукції  
Серія ДК, №3130 від 06.03.2008

---

