

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ ІНСТИТУТ
ДЕРЖАВНОГО ВИЩОГО НАВЧАЛЬНОГО ЗАКЛАДУ
“ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ”**



**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних занять
з дисципліни “Будівельні конструкції”
(для студентів спеціальності 6.060106 “Автомобільні дороги і
аеродроми”)**

Горлівка 2010

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
АВТОМОБІЛЬНО-ДОРОЖНІЙ ІНСТИТУТ
ДЕРЖАВНОГО ВИЩОГО НАВЧАЛЬНОГО ЗАКЛАДУ
“ДОНЕЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ”

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних занять
з дисципліни “Будівельні конструкції”
(для студентів спеціальності 6.060106 “Автомобільні дороги і
аеродроми”)

Затверджено на
засіданні навчально-методичної
комісії факультету АД,
протокол №7 від “24”03 .2010 р.

Затверджено на засіданні кафедри
„Проектування доріг і штучних
споруд”, протокол №19
від “24”03.2010 р.

Горлівка 2010

УДК 624.01(07)

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни “Будівельні конструкції” (для студентів спеціальності 6.060106 “Автомобільні дороги і аеродроми”) / укл: Кіріна Є.О., Пархоменко В.В. – Горлівка: АДІ ДВНЗ „ДонНТУ”, 2010. – 36 с.

Містять методику та приклади виконання практичних занять з дисципліни “Будівельні конструкції”. Наведено числові приклади.

Укладачі: Кіріна Є.О., ст.викл.
Пархоменко В.В., ст.викл.
Відповідальний
за випуск: Піндус Б.І., доц.
Рецензент: Морозова Л.М., доц.

© АДІ ДВНЗ „ДонНТУ”, 2010

ЗМІСТ

Загальні вказівки	4
Практичне заняття 1. Навантаження і діяння. Визначення навантажень в балковій клітці	4
Практичне заняття 2. Навантаження і діяння: снігове і вітрове навантаження	9
Практичне заняття 3. Бетон і арматура – матеріали для залізобетонних конструкцій	12
Практичне заняття 4. Загальні положення конструювання: захисний шар, розміщення арматури в перерізах елементів.....	15
Практичне заняття 5. Загальні положення конструювання: арматурні вироби, стики, анкерування арматури	18
Практичне заняття 6. Розрахунок і перевірка міцності нормальних перерізів балок	21
Практичне заняття 7. Розрахунок міцності похилих перерізів балок	25
Практичне заняття 8. Епюра матеріалів. Перевірка міцності нормальних перерізів по епюрі матеріалів	29
Перелік посилань	34
Додаток А. Довідкові матеріали	35

ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ

Мета проведення практичних занять – закріпити на практиці теоретичні відомості, одержані в лекційному курсі, а також придбати практичні навички в розрахунках і конструюванні різноманітних конструкцій.

Доцільна наступна схема проведення заняття:

- 1) постановка викладачем цілей і задач практичного заняття;
- 2) знайомство студентів з методичними вказівками по відповідній темі заняття;
- 3) отримання студентами індивідуальних завдань по відповідній темі заняття;
- 4) виконання індивідуальних завдань;
- 5) перевірка викладачем виконаних завдань, оцінка роботи студента, аналіз характерних помилок.

Виконання індивідуальних завдань виконується в зошитах для практичних занять;

- 6) кожне виконане завдання оцінюється рейтинговою оцінкою за двадцятибальною системою. При умові виконання усіх завдань і контрольних робіт (МКР) розраховуються оцінки модулів МРК-1 і МРК-2, а також узагальнююча оцінка за семестр;
- 7) перелік посилань до всіх завдань наводиться на першій сторінці зошита.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №1. НАВАНТАЖЕННЯ І ДІЯННЯ. ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕНЬ В БАЛКОВІЙ КЛІТЦІ

Мета:

- 1.1 Визначити розрахункове навантаження на 1 м^2 перекриття балкової клітки.
- 1.2 Скласти розрахункову схему другорядної балки.
- 1.3 Скласти розрахункову схему головної балки.

Варіант з вихідними даними надає викладач. Нижче розглянутий приклад рішення завдання 1.

Варіант №50

Вихідні дані:

1. Прольот головної балки, l_{mb} , м – 8.
2. Прольот другорядної балки, l_{sb} , м – 4,6.
3. Крок другорядних балок, а, м – 2.
4. Товщина залізобетонної плити перекриття, t, см – 5.

5. Тип підлоги – в.
6. Нормативне тимчасове навантаження P_n , кПа – 9.
7. Коефіцієнт надійності до тимчасового навантаження, $\gamma_f = 1,7$.
8. Перерізи залізобетонних балок (для всіх варіантів):
 - другорядної, см – $b \times h = 15 \times 30$,
 - головної, см – $b \times h = 30 \times 60$.

Рішення:

1.1 Розрахункове навантаження на 1 м^2

1.1.1 За вихідними даними $l_{mb} = 8 \text{ м}$, $l_{sb} = 4,6 \text{ м}$, $a = 2 \text{ м}$ накреслимо схему балкової клітки (рис.1.1). Вантажні смуги і площі визначаємо по ходу рішення.

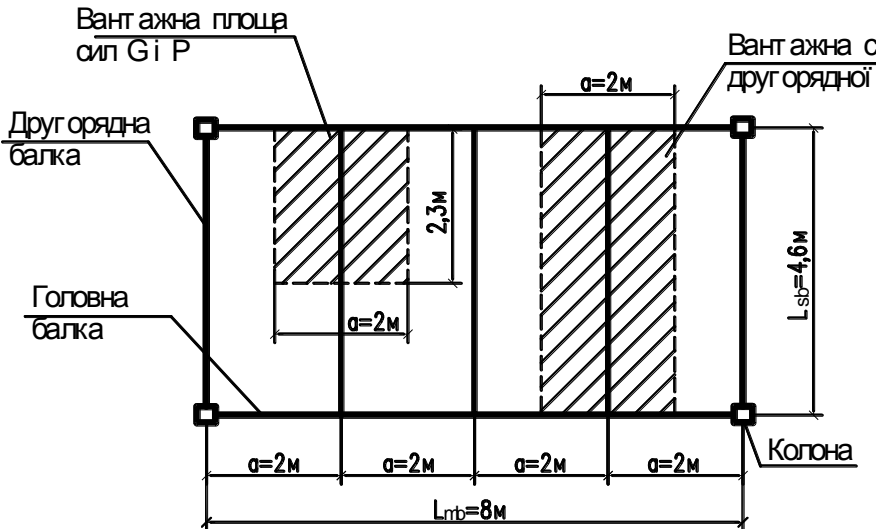


Рисунок 1.1 – Схема балкової клітки

1.1.2 Спочатку розрахункове навантаження визначаємо на 1 м^2 перекриття за вказівками п.1.3 [1]:

$$\text{постійне} \quad g = g_n \cdot \gamma_{fg}; \quad (1.1)$$

$$\text{тимчасове} \quad p = p_n \cdot \gamma_{fp}; \quad (1.2)$$

$$\text{повне} \quad q = g + p, \quad (1.3)$$

де g_n – нормативне навантаження, обчислюється для типу підлоги, зазначеної у вихідних даних (тип в) з урахуванням щільності матеріалу ρ ,

кг/м³. Конструкції різних типів підлог наведені на рисунку А.1, дод.А;

p_n – нормативне тимчасове навантаження, кПа, приймається за завданням;

γ_f – коефіцієнт надійності для постійного навантаження, приймається по табл. А.1 додатка, для тимчасового – за завданням.

Конструкція підлоги за завданням (керамічна) по залізобетонній плиті $t = 5$ см (завдання) наведена на рис.1.2.



Рисунок 1.2 – Конструкція перекриття

Розрахункове навантаження на 1 м^2 перекриття виконуємо в табл. 1.1.

Таблиця 1.1 – Навантаження на 1 м^2 плити

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	2	3	4
Постійне			
Плиткова підлога – 3см, ($\rho = 1800\text{ кг/м}^3$) $t \cdot \rho \cdot 9,81 = 0,03 \cdot 1,8 \cdot 9,81$	0,53	1,2	0,64
Цементний розчин – 2 см ($\rho = 2200\text{ кг/м}^3$) $0,02 \cdot 2,2 \cdot 9,81$	0,43	1,3	0,56
Залізобетонна плита перекриття – 5 см ($\rho = 2500\text{ кг/м}^3$) $0,05 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	1,23	1,1	1,35
Разом	$g_n = 2,19$		$g = 2,55$
Тимчасове			
Корисне (за завданням)	$p_n = 9$	1,7	$p = 15,3$
Усього	$q_n = 11,19$		$q = 17,85$

1.2 Розрахункова схема другорядної балки

1.2.1 Навантаження на другорядну балку збираємо з вантажної смуги шириною $a = 2$ м, що дорівнює відстані між осями другорядних балок (рис. 1.1). Навантаження від перекриття передається у вигляді розподільного, погонного, кН/м. Підрахунок навантажень робимо в табл. 1.2, при цьому враховуємо власну вагу 1 пог.м другорядної балки з перерізом $b \times h = 15 \times 30$ см (за вихідними даними).

Таблиця 1.2 – Навантаження на один погонний метр другорядної балки

Вид навантаження	Нормативне, кН/м	γ_f	Розрахункове, кН/м
1	2	3	4
Постійне Вага підлоги і плити: - нормативне $g_n \cdot a = 2,19 \cdot 2$ - розрахункове $g \cdot a = 2,55 \cdot 2$ Вага ребра другорядної балки $b \cdot h \cdot \rho \cdot 9,81 = 0,15 \cdot 0,3 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	4,38		5,1
Разом	$g_n = 5,48$	1,1	$g = 6,31$
Тимчасове Корисне: $P_n \cdot a = 9 \cdot 2$	$P_n = 18$	1,7	$P = 30,6$
Усього	$q_n = 23,48$		$q = 36,91$

1.2.2 Розрахункова схема другорядної балки з прольотом $l = l_{sb} = 4,6$ м (рис. 1.1) з навантаженням $g = 6,31$ кН/м, $p = 30,6$ кН/м наведена на рис. 1.3.

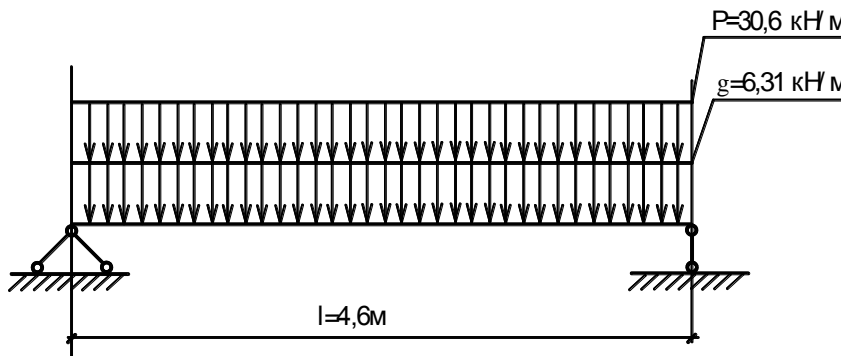


Рисунок 1.3 – Розрахункова схема другорядної балки

1.3 Розрахункова схема головної балки

На схемі перекриття (рис. 1.1) головна балка має один прольот довжиною $l_{mb} = 8$ м. Навантаження на головну балку передається у вигляді зосереджених сил:

G, кН – постійне;

P, кН – тимчасове,

що передаються на головну балку в місцях опирання другорядних балок на головну. Вантажна площа перекриття для обчислення сил G і P дорівнює:

$$0,5 l_{sb} \cdot a = 0,5 \cdot 4,6 \cdot 2 = 4,6 \text{ м}^2.$$

У постійне навантаження G враховуємо також власну вагу ребра другорядної балки довжиною $0,5 l_{sb} = 0,5 \cdot 4,6 = 2,3$ м, а також вагу ребра головної балки довжиною $a = 2$ м. Перерізи балок беремо із вихідних даних.

Підрахунок навантаження на головну балку виконано в табл. 1.3, а розрахункова схема головної балки наведена на рис. 1.4.

Таблиця 1.3 – Навантаження на 1 м^2 плити

Вид навантаження	Нормативне, кН/м ²	γ_f	Розрахункове, кН/м ²
1	2	3	4
Постійне			
Вага плити і підлоги $g_n^* \cdot 0,5 \cdot l_{sb} \cdot a = 2,19 \cdot 0,5 \cdot 4,6 \cdot 2$	10,1	1,1	11,1
Вага ребра другорядної балки довжиною $0,5 l_{sb}$ $b \cdot h \cdot 0,5 \cdot l_{sb} \cdot \rho \cdot 9,81 =$ $= 0,15 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 4,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	2,54	1,1	2,79
Вага ребра головної балки довжиною $a = 2$ м $b \cdot h \cdot a \cdot \rho \cdot 9,81 = 0,3 \cdot 0,6 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 9,81$	8,83	1,1	9,71
Разом	$G_n = 21,47$		$G = 23,6$
Тимчасове			
Корисне $p_n \cdot a \cdot 0,5 \cdot l_{sb} = 9 \cdot 2 \cdot 0,5 \cdot 4,6$	$P_n = 41,4$	1,7	$P = 70,38$

* g_n – приймаємо із табл. 1.1.

Розрахункову схему головної балки наводимо на рис. 1.4.

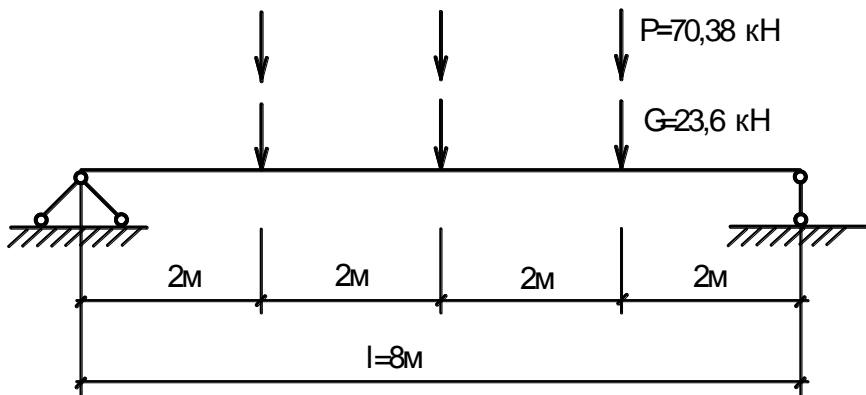


Рисунок 1.4 – Розрахункова схема головної балки

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №2. НАВАНТАЖЕННЯ І ДІЯННЯ: СНІГОВЕ І ВІТРОВЕ НАВАНТАЖЕННЯ

Мета:

- 2.1 Визначити розрахункове снігове навантаження на покриття споруди.
- 2.2 Визначити розрахункове вітрове навантаження на навітряну стіну споруди.

Варіант зі схемою споруди і містом будівництва надає викладач. Далі наведений приклад рішення завдання 2.

Варіант №50.

Вихідні дані:

- місто Львів;
- схема споруди наведена на рис. 2.1, епюри коефіцієнтів μ і c_e наводяться в ході рішення.

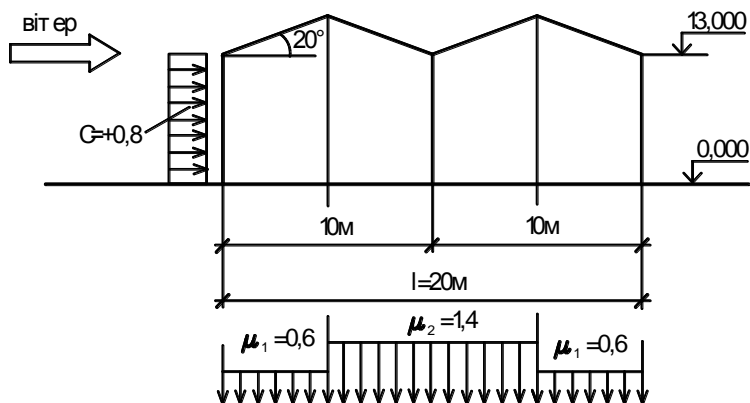


Рисунок 2.1 – Схема споруди

Рішення:

2.1 Визначення розрахункового снігового навантаження

Спочатку визначаємо нормативне снігове навантаження. Повне нормативне значення снігового навантаження визначаємо за формулою:

$$S_n = S_o \cdot \mu, \quad (2.1)$$

де S_o – нормативне значення ваги снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі за табл. 4 [1] у залежності від снігового району по карті 1 [1];

μ – коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву на землі до снігового навантаження на покриття по обов'язковому додатку 3 [1] для заданої схеми споруди.

Тому що м. Львів – I сніговий район – карта 1 [1], то $S_o = 0,5 \text{ кПа}$ – табл. 4 [1].

Тому що $\alpha = 20^\circ > 15^\circ$, приймаємо варіант 2 для μ – схема 5 дод. 3 [1]. Ешпору $\mu_1 = 0,6$ і $\mu_2 = 1,4$ наводимо на рис.2.1.

Таким чином, повне нормативне навантаження:

$$S_{n1} = S_o \cdot \mu_1 = 0,5 \cdot 0,6 = 0,3 \text{ кПа};$$

$$S_{n2} = S_o \cdot \mu_2 = 0,5 \cdot 1,4 = 0,7 \text{ кПа}.$$

Розрахункове снігове навантаження S визначаємо за формулою:

$$S = S_n \cdot \gamma_f, \quad (2.2)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності для снігового навантаження, за п. 5.7 [1] $\gamma_f = 1,4$.

$$S_1 = S_{n1} \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 1,4 = 0,42 \text{ кПа};$$

$$S_2 = S_{n2} \cdot \gamma_f = 0,7 \cdot 1,4 = 0,98 \text{ кПа}.$$

2.2 Визначення розрахункового вітрового навантаження

Нормативне вітрове навантаження W_n , слід визначати як суму середньої – W_m і пульсаційної – W_p складових:

$$W_n = W_m + W_p, \quad (2.3)$$

Згідно з п.6.2 [1] для одноповерхових виробничих будівель перевіряємо умови:

1) $h < 36 \text{ м}$; 2) $h/l < 1,5$.

Тому що, $h = 13 \text{ м} < 36 \text{ м}$; 2) $h/l = 13/20 = 0,65 < 1,5$.

Тому що умови виконуються, то W_p не потрібно враховувати. Тоді

$$W_n = W_m. \quad (2.4)$$

Визначаємо W_m за формулою 6 [1]

$$W_n = W_m = W_o \cdot K \cdot c, \quad (2.5)$$

де W_o – нормативне значення вітрового тиску по таблиці 5 [1] у залежності від вітрового району по карті 3 [1];

K – коефіцієнт зміни вітрового тиску по висоті споруди по табл. 6 [1] у залежності від типу місцевості (А, Б, С);

c – аеродинамічний коефіцієнт, який встановлюють за обов'язковим додатком 4 [1].

Тому що Львів III вітровий район (карта 3 [1]), то $W_o = 0,38 \text{ кПа}$ – табл. 5 [1]; K – по таблиці 6 [1] для м. Львова (тип місцевості В). Для $h = 13 \text{ м}$, K визначаємо по інтерполяції:

$$K_{10} = 0,65, K_{20} = 0,85.$$

$$\text{Для } h = 13 \text{ м: } K_{13} = 0,65 + \frac{0,85 - 0,65}{10} \cdot 3 = 0,71.$$

$C = C_c = +0,8$ по схемі 2 обов'язкового додатка 4 [1]. Епюру C наводимо на рис.2.1 на навітряну стіну споруди.

Таким чином, нормативне навантаження

$$W_n = W_m = 0,38 \cdot 0,71 \cdot 0,8 = 0,216 \text{ кПа.}$$

Розрахункове вітрове навантаження визначаємо

$$W = W_n \cdot \gamma_f, \quad (2.6)$$

де γ_f – коефіцієнт надійності для вітрового навантаження по п.6.11 [1].
 $\gamma_f = 1,4$.

Таким чином

$$W = 0,216 \cdot 1,4 = 0,302 \text{ кПа.}$$

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №3. БЕТОН І АРМАТУРА – МАТЕРІАЛИ ДЛЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Мета:

- 3.1 Для заданих класів бетону і арматури встановити по [2] нормативні опіри бетону і арматури. Дати назву і позначення.
- 3.2 Розрахувати розрахункові опіри бетону і арматури для першої групи граничного стану.
- 3.3 Порівняти розраховані і табличні значення [2] розрахункових опірів.
- 3.4 Виписати із таблиць [2] модулі пружності бетону і арматури.

Вихідні дані і варіант завдання надаються викладачем. Далі наведений приклад рішення завдання 3.

Варіант №50.

Вихідні дані:

- бетон В10 дрібнозернистий групи Б;
- арматура А-IV.

Рішення:

3.1 Нормативні опіри матеріалів

а) Бетон В10 дрібнозернистий групи Б:

R_{bn} – на стискання; $R_{bn} = 7,5$ МПа – табл. 12 [2];

R_{btn} – на розтягнення; $R_{btn} = 0,7$ МПа – табл. 12 [2].

б) арматура А-IV стержньова:

R_{sn} – на розтяг, $R_{sn} = 590$ МПа – табл. 19 [2].

Для дротової арматури V_p -I, B-II, V_p -II і канатів R_{sn} із табл. 20 [2].

3.2 Розрахункові опіри матеріалів

а) Бетон В10 дрібнозернистий групи Б:

Розрахункові опіри визначаємо за формулами:

$$R_b \text{ – на стискання: } R_b = \frac{R_{bn}}{\gamma_{bc}}, \quad (3.1)$$

$$R_{bt} \text{ – на розтяг: } R_{bt} = \frac{R_{btn}}{\gamma_{bt}}, \quad (3.2)$$

де γ_{bc} – коефіцієнт надійності при стисканні бетону: по табл. 11 [2] $\gamma_{bc} = 1,3$ – для дрібнозернистого бетону і I групи граничного стану;

γ_{bt} – коефіцієнт надійності при розтягненні бетону: по табл. 11 [2] $\gamma_{bt} = 1,5$ – для дрібнозернистого бетону (по стисканню) і I групи граничного стану.

$$R_b = \frac{7,5}{1,3} = 5,77 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = \frac{0,7}{1,5} = 0,47 \text{ МПа.}$$

б) Арматура А-IV

Розрахункові опіри визначаємо за формулами:

R_s – на розтяг поздовжньої арматури:

$$R_s = \frac{R_{sn}}{\gamma_s}, \quad (3.3)$$

де γ_s – коефіцієнт надійності по арматурі за табл. 21 [2].

$\gamma_s = 1,15$ – для I групи граничного стану.

$$R_s = \frac{590}{1,15} = 513 \text{ МПа.}$$

R_{sw} – на розтяг поперечної арматури.

$$R_{sw} = R_s \cdot \gamma_{s1}, \quad (3.4)$$

де γ_{s1} – по п. 2,28а [2]; $\gamma_{s1} = 0,8$ для всіх видів арматури.

$$R_{sw} = 513 \cdot 0,8 = 410,4 \text{ МПа.}$$

$R_{sc} = R_s$, але не більше ніж 450 МПа для конструкцій із дрібнозернистого бетону (див. примітку ** до табл. 22 [2])

$$R_{sc} = 450 \text{ МПа.}$$

3.3 Порівняння розрахованих і табличних значень опірів

В табл. 3.1 порівнюємо розраховані і табличні значення опірів бетону і арматури (% розходження не більше 5%).

Таблиця 3.1 – Порівняння розрахункових опірів

Матеріал	Позначення	Розрахункові опіри		% розходження
		за розрахунком	за табл. [2]	
Дрібнозернистий	R_b , МПа	5,77	6,0 табл.13 [2]	$\frac{6,0 - 5,77}{6,0} \cdot 100 = 3,8$
	$R_{btн}$, МПа	0,47	0,45 табл.13 [2]	$\frac{0,47 - 0,45}{0,47} \cdot 100 = 4,2$
Арматура А-IV	R_s , МПа	513	510	$\frac{513 - 510}{513} \cdot 100 = 0,58$

3.5 Модулі пружності бетону і арматури

Випикуємо із [2] модулі пружності бетону і арматури:

а) бетон В10 дрібнозернистий гр. Б.

Тому що $E_b \cdot 10^{-3} = 14 \text{ МПа}$ – табл. 18 [2] для природного твердіння, то $E_b = 14 \cdot 10^3 \text{ МПа}$;

б) арматура А-IV.

Тому що $E_s \cdot 10^{-4} = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$ – табл. 29 [2] для природного твердіння, то $E_s = 19 \cdot 10^4 \text{ МПа}$.

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №4. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ КОНСТРУЮВАННЯ: ЗАХИСНИЙ ШАР, РОЗМІЩЕННЯ АРМАТУРИ В ПЕРЕРІЗАХ ЕЛЕМЕНТІВ

Мета:

4.1 Розмістити поздовжню арматуру в перерізі балки. Визначити робочу висоту перерізу, h_0 .

4.2 Розмістити поздовжню арматуру в перерізі колони.

Вихідні дані і варіант завдання надає викладач.

Варіант №50

Вихідні дані:

Балка:

- переріз $b \times h$, см – 30x60;
- нижня арматура – 6Ø28А-III;
- верхня арматура – 3Ø8А-I.

Колона:

- переріз $a_c \times h_c$, см – 50x50;
- стисла арматура – 8Ø22А-II.

Рішення:

4.1 Розміщення арматури в перерізі балки

4.1.1 Розміщуємо поздовжню арматуру в перерізі з дотриманням товщини захисного шару бетону по п. 5.5 [2]:

Захисний шар повинен бути, як правило, не менше ніж діаметр арматури і не менше ніж:

- в балках висотою, мм;
 - менше 250 – 15 мм;
 - 250 і більше – 20 мм.

Тому що по завданню $h = 600 \text{ мм} > 250 \text{ мм}$, приймаємо захисний шар для нижньої і верхньої арматури – 20 мм.

4.1.2 Відстані „у світлі” між поздовжніми стержнями повинні бути за п.5.12а [2] не менше найбільшого діаметра стержнів, а також:

- для нижньої арматури $> 25 \text{ мм}$;
- для верхньої арматури $> 30 \text{ мм}$.

По табл. А.2 додатка перевіримо, як розміщати нижню арматуру 6Ø28 і верхню 3Ø8 по ширині перерізу $b = 300 \text{ мм}$. Маємо:

- нижню Ø28 можна розмістити – 5 шт. В одному ряду;

- верхню $\emptyset 8$ – не нормується.

Тому що задано $6\emptyset 28 > 5$ шт. розміщуємо нижню арматуру – в 2 ряди, а верхню в один ряд. Розміщення наводимо на рис. 4.1.

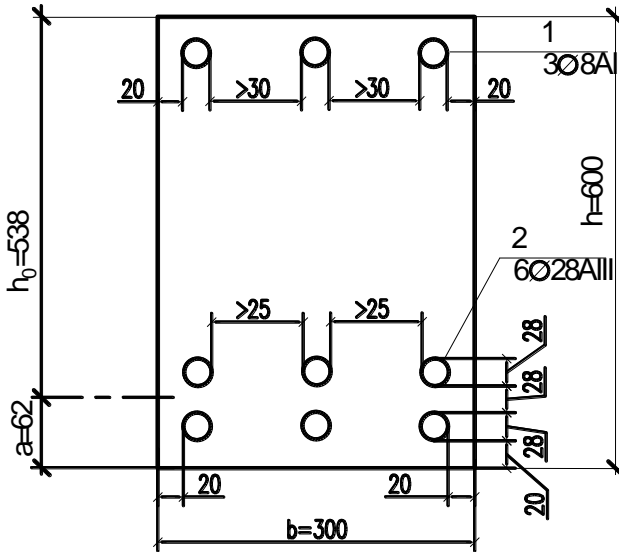


Рисунок 4.1 – Поздовжньої арматури в перерізі

4.1.3 Визначаємо робочу висоту h_0

$$h_0 = h - a, \quad (4.1)$$

де a – відстань від низу балки до центру важкості арматури (рис.4.1).

$$a = 20 + 28 + 28/2 = 62 \text{ мм},$$

$$h_0 = 600 - 62 = 538 \text{ мм}.$$

Отримані розміри наводимо на рис. 4.1.

Схеми армування зварними і в'язаними каркасами наводимо на рис.4.2.

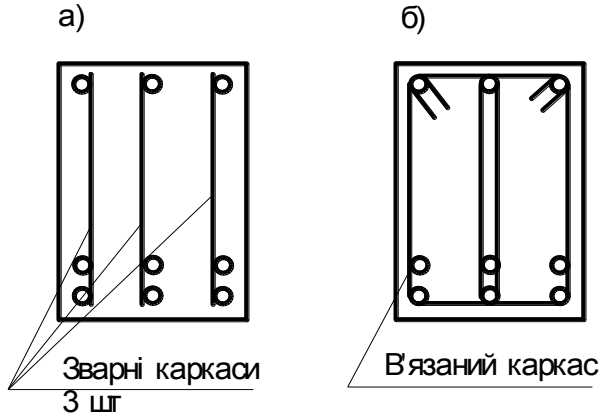


Рисунок 4.2 – Схема армування балки:

а) зварними плоскими каркасами; б) в'язаним просторовим каркасом.

4.2 Розміщення арматури в колоні

4.2.1 Розміщуємо арматуру в перерізі колоні з дотриманням товщини захисного шару бетону – п.5.5, 5.6 [1] і відстані між стержнями „у світлі”, п.5.12б [1].

4.2.2 Призначаємо захисний шар бетону – 20 мм – п. 5.5 [1].

4.2.3 Призначаємо відстані між стержнями „у світлі” ≥ 50 мм – п.5.12б [1], тому що стержні при бетонуванні займають вертикальне положення.

4.2.4 Стержні 8Ø22A-II розміщуємо рівномірно по периметру перерізу. Схему розміщення наводимо на рис.4.3.

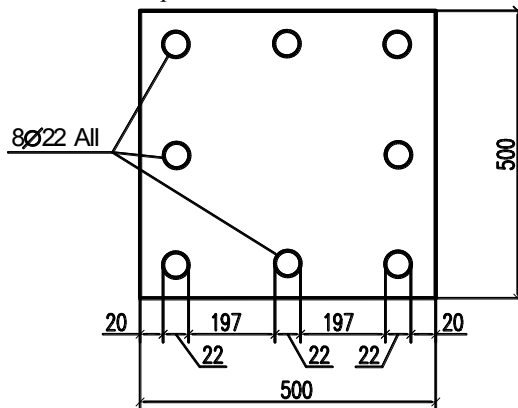


Рисунок 4.3 – Схема розміщення арматури в перерізі колоні

4.2.5 Фактичні відстані стержнів „у світлі” (рис.4.3) складають:

$$\frac{500 - 2 \cdot 20 - 3 \cdot 22}{2} = 197 \text{ м}^2 > 50 \text{ м}^2.$$

Тобто таке розміщення можливе.

4.2.6 Схеми армування перерізу колони зварними або в'язаним каркасом наведені на рис.4.4.

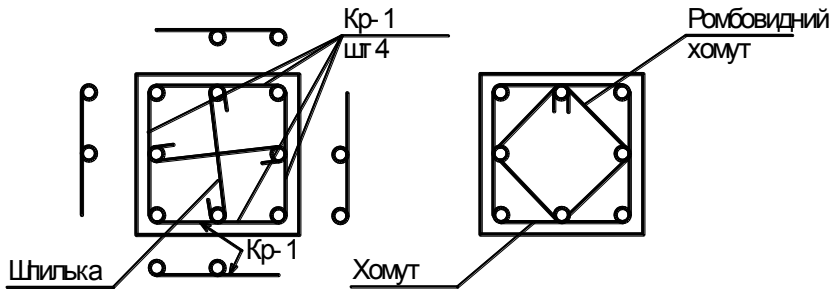


Рисунок 4.4 – Схема армування перерізу колони:
а) зварними каркасами;
б) в'язаним просторовим каркасом.

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №5. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ КОНСТРУЮВАННЯ: АРМАТУРНІ ВИРОБИ, СТИКИ, АНКЕРУВАННЯ АРМАТУРИ

Мета:

- 5.1 Розшифрувати марку сітки, надати їй назву.
- 5.2 Привести ескіз сітки з маркір робочої і розподільної арматури.
- 5.3 Визначити довжину робочого стику 2-х сіток внахльст із умови анкерування.
- 5.4 Привести переріз робочого стику.

Варіант завдання і вихідні дані надає викладач. Нижче розглянутий приклад рішення завдання 5.

Варіант №50

Вихідні дані:

1. Марка сітки $C_1 \frac{4B_p - I - 100}{3B_p - I - 400} \cdot 950 \times 4850$.
2. Стик сітки в бетоні В20 в розтягнутій зоні.

Рішення:

5.1 Розшифровка марки сітки

Марка сітки $C_1 \frac{4B_p - I - 100}{3B_p - I - 400} \cdot 950 \times 4850$. означає:

- чисельник: $4B_p - I - 100$ – це відомості про поздовжню арматуру сітки: її діаметр 4 мм, клас B_{p-I} (дротова), крок – 100 мм;
- знаменник: $3B_p - I - 400$ – це відомості про поперечну арматуру сітки: її діаметр 3 мм, клас B_{p-I} (дротова), крок поперечної арматури – 400 мм;
- 950 – це ширина сітки, мм;
- 4850 – це довжина сітки, мм.

Таким чином – це сітка з поздовжньою робочою арматурою, тому що у робочій арматури \emptyset більше, а крок - менше.

5.2 Накреслення ескізу сітки

Ескіз сітки з маркуванням арматури приводимо на рис. 5.1 згідно марки сітки. Вільні кінці поздовжніх і поперечних стержнів сітки приймаємо довжиною 25 мм, тому що в маркіровці сітки їх довжина не вказана.

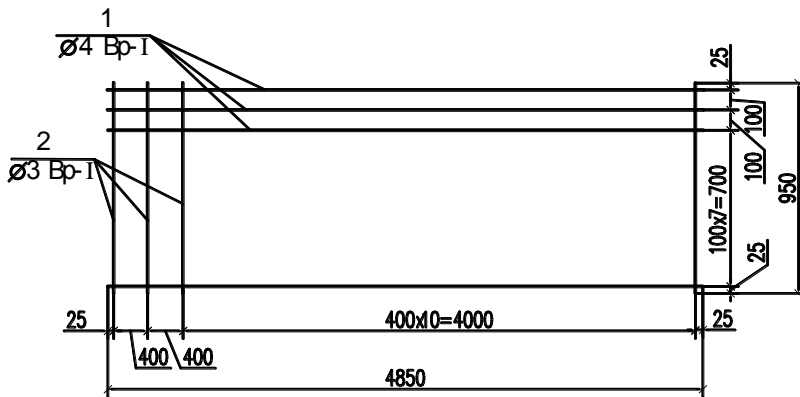


Рисунок 5.1 – Ескіз сітки з поздовжньою робочою арматурою

5.3 Визначення довжини робочого стику 2-х сіток С₁

5.3.1 В робочому стику стикується робоча поздовжня арматура (поз.1 на рис.5.1) на довжину l (рис.5.2) внапусток.

Довжину напустка l приймають із умови анкерування, рівної найбільшому із 3-х значень:

$$1. \quad l_{\text{ан}} = \left(\omega_{\text{ан}} \cdot \frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{\text{ан}} \right) \cdot d ;$$

$$2. \quad l_{\text{ан}} = \lambda_{\text{ан}} \cdot d;$$

$$3. \quad l_{\text{ан}}, \text{ min},$$

де $\omega_{\text{ан}}, \Delta\lambda_{\text{ан}}, \lambda_{\text{ан}}, l_{\text{ан}}, \text{ min}$ – із табл. 37 [2].

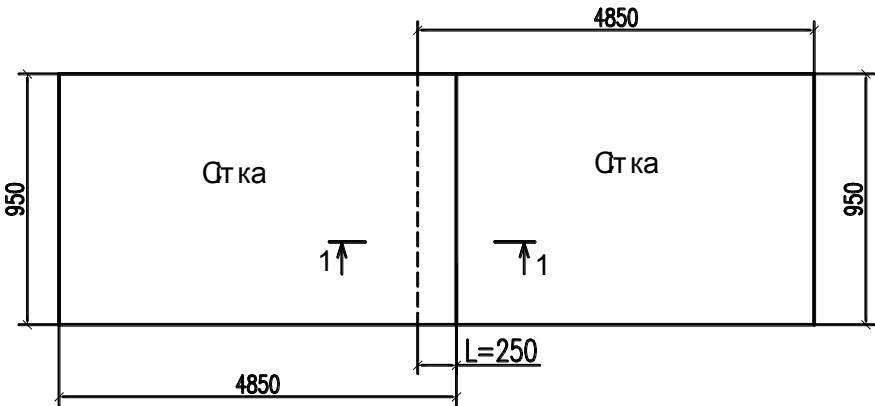


Рисунок 5.2 – Укладка сіток внапусток

Тому що стик сіток внапусток, арматура $\text{Ø}4\text{B}_p\text{-I}$ (арматура дрютова періодичного профілю), $R_s = 365$ МПа – табл. 23 [2] в розтягнутому бетоні В20, $R_b = 11,5$ МПа – табл. 13 [2], то із табл. 37 [2] рядок 2а виписуємо:

$\omega_{\text{ан}} = 0,90$, $\Delta\lambda_{\text{ан}} = 11$, $\lambda_{\text{ан}} = 20$, $l_{\text{ан}}, \text{ min} = 250$ мм.

$$1. \quad l_{\text{ан}} = \left(0,9 \cdot \frac{365}{11,5} + 11 \right) \cdot 4 = 158,3 \text{ мм.}$$

$$2. \quad l_{\text{ан}} = 20 \cdot 4 = 80 \text{ мм.}$$

$$3. \quad l_{\text{ан}}, \text{ min} = 250 \text{ мм.}$$

Приймаємо $l = l_{\text{ан}} = 250$ мм, як найбільший з 3-х значень. Довжину стику $l = 250$ мм наводимо на рис. 5.3.

5.4 Переріз робочого стику

Переріз робочого стику (1-1 на рис. 5.2) наводимо на рис.5.3.

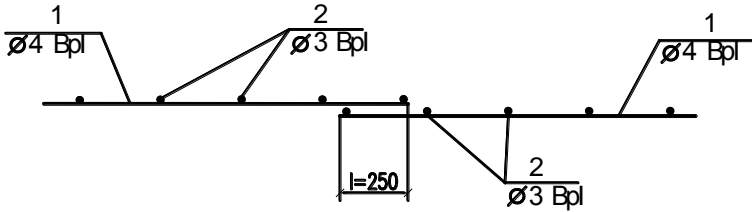


Рисунок 5.3 – Переріз робочого стику сіток

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №6. РОЗРАХУНОК І ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛОК

Мета:

6.1 Підібрати поздовжню робочу арматуру балки.

6.2 Розмістити арматуру в перерізі балки у складі зварних і в'язаних каркасів.

6.3 Перевірити міцність перерізу.

Варіант завдання і вихідні дані надає викладач. Нижче розглянуто приклад виконання завдання 6.

Варіант №50

Вихідні дані:

згинальний момент, M , кНм - 240;

розміри перерізу, $b \times h$, см – 25x60;

бетон класу – В20 (важкий);

поздовжня арматура класу А-III.

Рішення:

6.1 Підбір поздовжньої робочої арматури

6.1.1 Визначаємо α_0 за формулою:

$$\alpha_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2}, \quad (6.1)$$

де h_0 – робоча висота перерізу.

$$h_0 = h - a, \quad (6.2)$$

де $a = 3...5$ см – задаємось. Прийнято $a = 4$ см.

Тоді, $h_0 = 60 - 4 = 56$ см;

$R_b = 11,5$ МПа – табл. 13 [2] для важкого бетону В20.

$$\alpha_o = \frac{240 \cdot 10^5}{11,5 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 56^2} = 0,266.$$

6.1.2 По $\alpha_o = 0,266$ по табл. А.2 [3] знаходимо ξ

$$\xi = 0,32.$$

6.1.3 Перевіряємо умову

$$\xi \leq \xi_R, \quad (6.3)$$

де $\xi_R = 0,592$ – табл. А.3 [3] для бетону В20 і арматури А-III.

$0,32 < 0,592$ – умова виконується.

6.1.4 Визначаємо потрібну площу робочої арматури A_{st} за формулою:

$$A_{st} = \xi \cdot b \cdot h_0 \frac{R_b}{R_s}, \quad (6.4)$$

де $R_s = 365$ МПа – табл. 22 [2] для арматури А-III $\varnothing 10...40$ мм (для балок).

$$A_{st} = 0,32 \cdot 25 \cdot 56 \frac{11,5}{365} = 14,11 \text{ см}^2.$$

6.1.5 Для зручності конструювання призначаємо парне число стержнів поздовжньої арматури. Діапазон діаметрів:

- $\varnothing 12...28$ мм – для в'язаних каркасів;

- $\varnothing 12...36$ мм – для зварних каркасів.

По табл. А.1 [3] приймемо 4 $\varnothing 22$ А-III.

$A_s = 15,2 \text{ см}^2 > A_{st} = 14,11 \text{ см}^2$.

6.2 Розміщення арматури в перерізі

6.2.1 Прийняту арматуру 4 $\varnothing 22$ А-III розміщуємо в перерізі балки з дотриманням вимог п.5.5, 5.6 [2] щодо захисного шару бетону і п.5.12а [2] щодо відстаней між стержнями „у світлі”.

Схеми розміщення 4Ø22 А-III приводимо на рис.6.1.

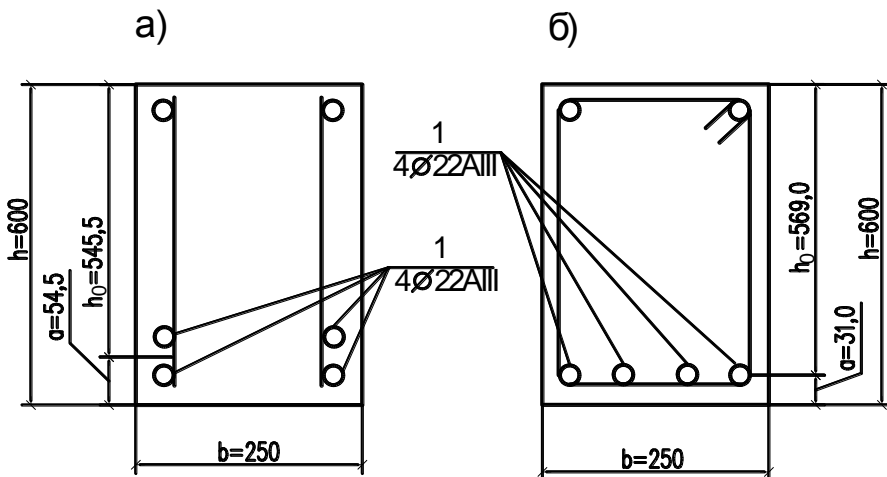


Рисунок 6.1 – Схеми розміщення арматури

а) в зварних каркасах

б) у в'язаних каркасах

6.2.2 Визначаємо h_0 із умов:

- захисний шар – 20 мм – п.5.5 [2];

- відстані між стержнями „у світлі” по горизонталі і вертикалі не менше ніж 25 мм – п. 5.12а [2].

Тоді по рис. 6.1а (зварні каркаси):

$$a = 20 + 22 + \frac{25}{2} = 54,5 \text{ мм};$$

$$h_0 = h - a = 600 - 54,5 = 545,5 \text{ мм} = 54,55 \text{ см.}$$

По рис. 6.1б (в'язані каркаси):

$$h_0 = h - a = 600 - 31 = 569 \text{ мм} = 56,9 \text{ см.}$$

6.3 Перевірка міцності перерізу

Перевірку міцності перерізу виконуємо для зварних (рис.6.1а) або в'язаних (рис.6.1б) каркасів (варіант призначає викладач).

6.3.1 Визначаємо висоту стислої зони, x :

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{R_b \cdot b}, \quad (6.5)$$

де $A_s = 15,2 \text{ см}^2$ – табл. А.1 [3] для 4Ø22 А-III

$$x = \frac{365 \cdot 15,2}{11,5 \cdot 25} = 19,3 \text{ см.}$$

6.3.2 Перевіряємо міцність із умови:

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \left(h_0 - \frac{x}{2} \right). \quad (6.6)$$

Для рис. 6.1а (зварний каркас):

$$240 \cdot 10^5 \leq 11,5 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 19,3 \cdot \left(54,55 - \frac{19,3}{2} \right).$$

$$240 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см} < 249,1 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см} - \text{умова виконується.}$$

Для рис. 6.1б (в'язаний каркас):

$$240 \cdot 10^5 \leq 11,5 \cdot 25 \cdot 10^2 \cdot 19,3 \cdot \left(56,9 - \frac{19,3}{2} \right).$$

$$240 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см} < 262,18 \cdot 10^5 \text{ н} \cdot \text{см} - \text{умова виконується.}$$

Міцність забезпечена.

Слід відзначити, що при розміщенні арматури в один ряд (рис.6.1б) міцність балки вище, тому що $h_0 = 56,9$ см більше ніж на рис. 6.1а.

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №7. РОЗРАХУНОК МІЦНОСТІ ПОХИЛИХ ПЕРЕРІЗІВ БАЛОК

Мета:

7.1 Розрахувати хомути згинаємої балки на припорних ділянках.

7.2 Показати розміщення хомутів по довжині балки.

Номер варіанту і вихідні дані беремо по завданню №6, а додаткові дані до виконання завдання №7 надає викладач. Нижче розглянуто приклад виконання завдання №7.

Варіант №50

Вихідні дані:

Поперечна сила, Q , кН – 131,5 кН;

переріз балки, $b \times h$, см – 25х60;

довжина балки, l , м – 6,6;

бетон класу – В20;

арматура хомутів – клас призначає студент у ході розрахунку.

Варіант армування (зварні чи в'язані каркаси) призначає викладач.

Рішення:

7.1 Розрахунок хомутів балки

Схему армування перерізу поздовжньою арматурою приймаємо із завдання №6 (рис.6.1) по заданому варіанту армування.

Схема армування перерізів наводимо на рис.7.1.

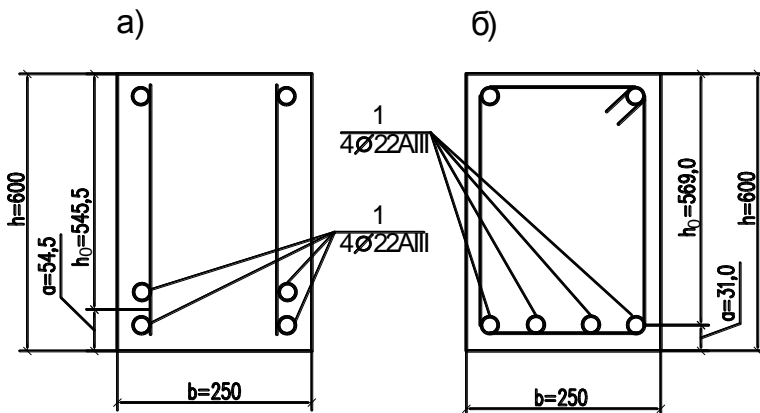


Рисунок 7.1 – Схема армування перерізів
а) зварними каркасами б) в'язаним каркасом

7.1.1 Перевіряємо необхідність розрахунку хомутів

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0, \quad (7.1)$$

де $\varphi_{b3} = 0,6$ – табл. А.3 (дод.А) для важких бетонів;

$R_{bt} = 0,9$ МПа – табл. 13 [2] для бетону В20;

$h_0 = 54,55$ см – рис. 7.1б.

$$131,5 \cdot 10^3 < 0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 54,55,$$

$$131,5 \cdot 10^3 > 73,6 \cdot 10^3 \text{ н} - \text{не виконується, тому потрібен}$$

розрахунок хомутів.

7.1.2 Призначаємо діаметр хомутів, d_{sw} :

- для зварних каркасів по табл. А.7 [3] із умови зварки з поздовжньою арматурою $\varnothing 22A$ -III (рис.7.1а), $d_{sw} \geq 6$ мм (стержньова А-I, А-III). Прийнято $d_{sw} = \varnothing 6A$ -III, $R_{sw} = 255$ МПа – табл. 22 (примітка*) [2];

- для в'язаних каркасів d_{sw} призначають у залежності від висоти перерізу h , мм по п. 5.25 [2].

Тому що $h = 600$ мм, то $d_{sw} \geq 5$ мм (дротова, класу B_p -I). Прийнято $d_{sw} \geq 5$ мм (дротова, класу B_p -I). Прийнято $d_{sw} = \varnothing 5B_p$ -I, $R_{sw} = 290$ МПа – табл.23 [2].

7.1.3 Призначаємо крок хомутів, S , по п. 5.27 [2] у залежності від висоти перерізу, h .

При $h = 600$ мм > 450 мм.

$S \leq h/3 = 600/3 = 200$ мм, але не більше 500 мм.

Прийнято $S = 200$ мм = 20 см.

7.1.4 Визначаємо погонне зусилля, q_{sw} із умови

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S}, \quad (7.2)$$

де A_{sw} – сумарна площа хомутів в перерізі:

- для зварних – $2\varnothing 6A$ -III, $A_{sw} = 0,57$ см² – табл.А.1 [3];

- для в'язаних – $2\varnothing 5B_p$ -I, $A_{sw} = 0,39$ см² – табл.А.1 [3].

Тому умова (7.2):

$$- \text{ для зварних } q_{sw} = \frac{255 \cdot 0,57 \cdot 10^2}{20} = 726,7 \text{ н/см};$$

- для в'язаних $q_{sw} = \frac{290 \cdot 0,39 \cdot 10^2}{20} = 565,5 \text{ н/см.}$

7.1.5 Перевірка умови

$$q_{sw} > \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot b}{2}; \quad (7.3)$$

- для зварних:

$$726,7 > \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25}{2};$$

$726,7 \text{ н/см} > 675 \text{ н/см}$ – умова виконується;

- для в'язаних:

$$565,5 > \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25}{2};$$

$565,5 \text{ н/см} < 675 \text{ н/см}$ – умова не виконується, тому слід зменшити крок хомутів S , або збільшити діаметр d_{sw} , і знову визначити q_{sw} .

Зменшимо крок хомутів $S = 150 \text{ мм} = 15 \text{ см}$

$$q_{sw} = \frac{290 \cdot 0,39 \cdot 10^2}{15} = 754 \text{ н/см.}$$

Повторимо перевірку (7.3)

$$754 > \frac{0,6 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25}{2}.$$

$754 \text{ н/см} > 675 \text{ н/см}$ – умова виконується.

Таким чином, для подальшого розрахунку крок хомутів в'язаних каркасів $S = 15 \text{ см}$.

7.1.6 Перевірка умови

$$S \leq S_{\max} = \frac{\varphi_{b4} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2}{Q}, \quad (7.4)$$

де $\varphi_{b4} = 1,5$ – табл. А.3 (дод.А).

Для зварних каркасів:

$$20 \leq \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 54,55^2}{131,5 \cdot 10^3} = 76,4 \text{ см.}$$

20 см < 76,4 см – умова виконується.

Для в'язаних каркасів:

$$15 \leq \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 56,9^2}{131,5 \cdot 10^3} = 83,1 \text{ см};$$

15 см < 83,1 см – умова виконується.

7.1.7 Визначаємо сумісне зусилля в хомутах і бетоні, Q_{wb} із умови

$$Q_{wb} = 2\sqrt{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_o^2 \cdot q_{sw}}. \quad (7.5)$$

Для зварних каркасів:

$$Q_{wb} = 2\sqrt{2 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 54,55^2 \cdot 726,7} = 197,29 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

для в'язаних каркасів

$$Q_{wb} = 2\sqrt{2 \cdot 0,9 \cdot 10^2 \cdot 25 \cdot 56,9^2 \cdot 754} = 209,6 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

7.1.8 Перевіряємо умову міцності:

$$Q \leq Q_{wb}. \quad (7.6)$$

Для зварних каркасів

$131,5 \cdot 10^3 \text{ Н} < 197,29 \cdot 10^3 \text{ Н}$ – умова виконується, тобто хомути Ø6А-III з

кроком $S = 200$ мм задовольняють умові міцності.

для в'язаних каркасів

$131,5 \cdot 10^3 \text{ Н} < 209,6 \cdot 10^3 \text{ Н}$ – умова виконується, тобто хомути $\text{Ø}5\text{B}_p\text{-I}$ з

кроком $S = 150$ мм задовольняють умові міцності.

7.2 Розміщення хомутів на приопорних ділянках

За вихідними даними довжина балки $l = 6,6 \text{ м} = 6600 \text{ мм}$. Приопорні ділянки по п.5.27 [2] прийемо довжиною:

$$\frac{l}{4} = \frac{6600}{4} = 1650 \text{ мм}.$$

Розміщення хомутів на цих ділянках наводимо на рис.7.2.

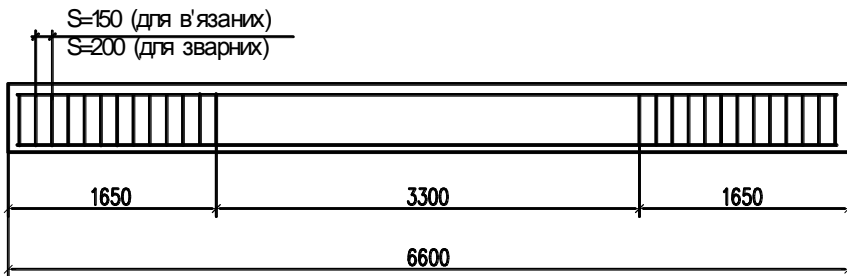


Рисунок 7.2 – Розміщення хомутів по довжині балки

Висновки.

Перелік посилань.

ПРАКТИЧНЕ ЗАНЯТТЯ №8. ЕПЮРА МАТЕРІАЛІВ. ПЕРЕВІРКА МІЦНОСТІ НОРМАЛЬНИХ ПЕРЕРІЗІВ ПО ЕПЮРІ МАТЕРІАЛІВ

Мета:

- 8.1 Для балки, розрахованої в завданні №6 треба визначити ординати епюри матеріалів.
- 8.2 Побудувати епюру матеріалів і визначити місця обриву (відгину) частини поздовжньої арматури.
- 8.3 Проаналізувати виконання умови міцності балки по епюрі матеріалів.

Номер варіанту приймається по завданню №6. Всі вихідні дані беруть із завдання №6. Варіант армування перерізу надає викладач.

Варіант №50

Вихідні дані:
 згинальний момент, M , кНм – 240;
 розміри перерізу, $b \times h$, см – 25x60;
 бетон класу – В20;
 поздовжня арматура – 4Ø22А-III.

Рішення:

8.1 Визначення ординат епюри матеріалів

Армування перерізу балки наводимо на рис. 8.1 (взяти із завдання №6, рис.6.1). Значення R_s , R_b , A_s – також із завдання №6.

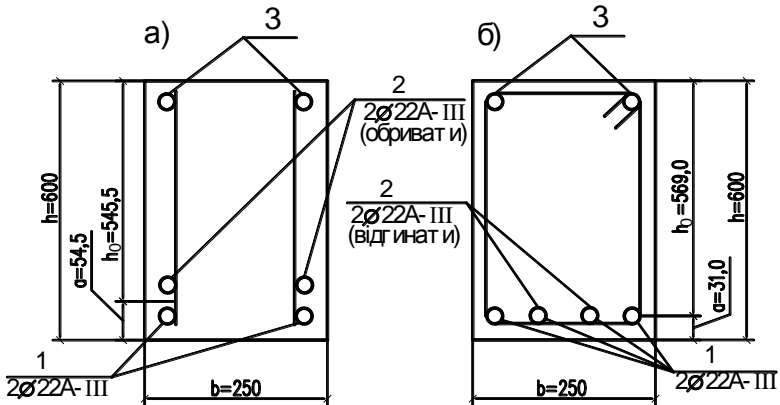


Рисунок 8.1 – Схеми армування перерізу балки
 а) зварними каркасами б) в'язаним каркасом
 Ординати епюри матеріалів знаходимо в послідовності:

8.1.1 Визначаємо ξ

$$\xi = \frac{R_s \cdot \Sigma A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0}, \tag{8.1}$$

де ΣA_s – площа 4Ø22А-III (рис.8.1) і табл. А.1 [3].

8.1.2 По ξ – знаходимо ν – табл. А.2 [3].

8.1.3 Тому що частину стержнів (половину) поздовжньої арматури будемо обривати (відгинати), то окремо знаходимо ординати арматури, M_s за формулою:

$$M_s = R_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0, \quad (8.2)$$

де A_s – площа обриваємої (відгинаємої) арматури (рис.8.1а, б, стержні поз.2);

h_0 – робоча висота перерізу (рис.8.1)

Підрахунок ординат епюри матеріалів для зварних каркасів наведено в табл. 8.1а, а для в'язаних каркасів – в табл. 8.1б.

Таблиця 8.1 – Ординати епюри матеріалів

M, кНм	Арматура		h_0 , см	$\xi = \frac{R_s \cdot \Sigma A_s}{R_b \cdot b \cdot h_0}$	ν	$M_s = R_s \cdot A_s \cdot \nu \cdot h_0$, кНм
	\varnothing і кількіст ь	$A_{s,2}$ см ²				
а) зварні каркаси						
240	2Ø22АШ	7,6	54,55	$\frac{365 \cdot 15,2}{11,5 \cdot 25 \cdot 54,55} = 0,354$	0,825	$M_{2\varnothing 22} = 365 \cdot 7,6 \cdot 0,825 \cdot 54,55 \cdot 10^{-3} = 124,70$; $M_{2\varnothing 22} = 124,70$; $\Sigma M_s = 249,4 > M = 240$
	2Ø22АШ	7,6				
		$\Sigma 15,2$				
б) в'язані каркаси						
240	2Ø22АШ	7,6	56,9	$\frac{365 \cdot 15,2}{11,5 \cdot 25 \cdot 56,9} = 0,339$	0,835	$M_{2\varnothing 22} = 365 \cdot 7,6 \cdot 0,835 \cdot 56,9 \cdot 10^{-3} = 131,80$; $M_{2\varnothing 22} = 131,80$; $\Sigma M_s = 263,6 > M = 240$
	2Ø22АШ	7,6				
		$\Sigma 15,2$				

8.2 Будівництво епюри матеріалів

а) для зварних каркасів

8.2.1а Будуємо балку в геометричному масштабі $b \times h = 25 \times 60$ см, $l = 600$ см, $l_0 = 575$ см (рис.8.2а).

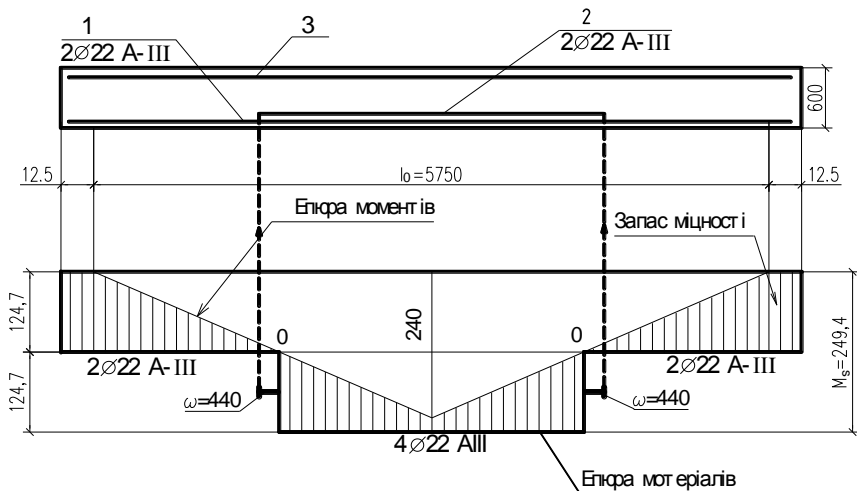


Рисунок 8.2а – Епюра матеріалів зварних каркасів

8.2.2а Будуємо епюру моментів $M = 240$ кНм (для приклада взята балка з однією зосередженою силою посередині). Ординату $M = 240$ кНм відкладаємо в прийнятому масштабі сил.

8.2.3а Наносимо на епюру моментів ординати арматури із табл. 8.1(а) $M_{2\varnothing22} = 124,7$ кНм, 2 рази – знайшли точки перетину епюри M з ординатою $M_{2\varnothing22} = 124,7$ кНм (точки О).

8.2.4а Відкладаємо $\omega = 20d = 20 \cdot 22 = 440$ мм і отримуємо кінці обриваємої арматури $2\varnothing22$ А-III (поз.2).

8.2.5а Проектуємо кінці стержня на креслення каркаса. Епюра матеріалів наведена на рис.8.2а.

б) для в'язаних каркасів

8.2.1б – див. п.8.2.1а (рис.8.2б).

8.2.2б – див. п.8.2.1а (рис.8.2б).

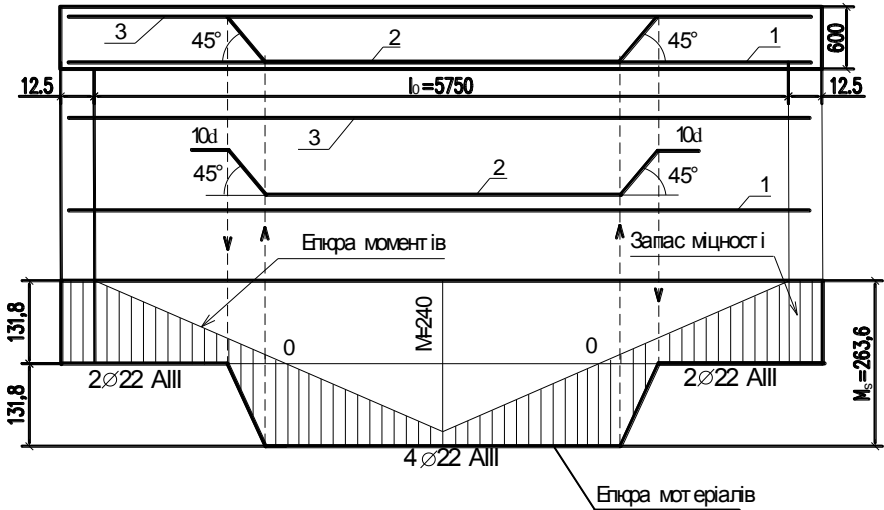


Рисунок 8.26 – Епюра матеріалів в’язаних каркасів

8.2.36 – наносимо на епюру моментів ординати арматури із табл. 8.16:

$M_{2\varnothing 22} = 131,8$ кНм, 2 рази – знайшли точки перетину епюри M з ординатою $M_{2\varnothing 22} = 131,8$ кНм;

8.2.46 – проектуємо точки 0 на фасад балки і отримуємо початки відгинів. Наводимо відгини під кутом нахилу 45° ;

8.2.5б – початок і кінець відгинів проектуємо на епюру матеріалів (пунктирні лінії), отримуємо точки А і Б через які наводимо епюру матеріалів;

8.2.6б – накреслимо стержні поз.1 з довжиною $l = 5980$ мм. Стержні поз.2 закінчуємо горизонтальними ділянками довжиною $l = 10 \cdot 22 = 220$ мм.

8.3 Аналіз епюри матеріалів

Епюри матеріалів доводять, що умова

$$M < M_s, \quad (8.3)$$

виконується в будь-якому перерізі балки, тому епюра матеріалів огинає епюру моментів, а заштрихована частина епюри матеріалів показує, що є запас міцності.

Висновки.

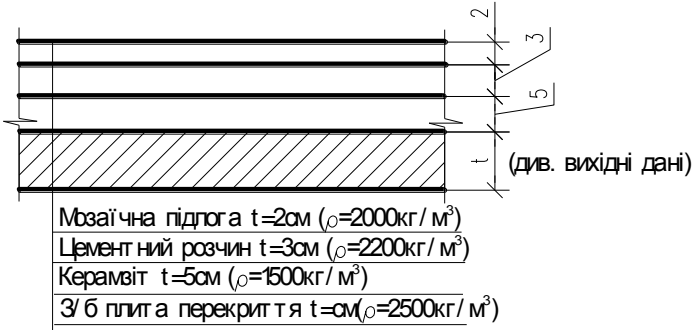
Перелік посилань.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

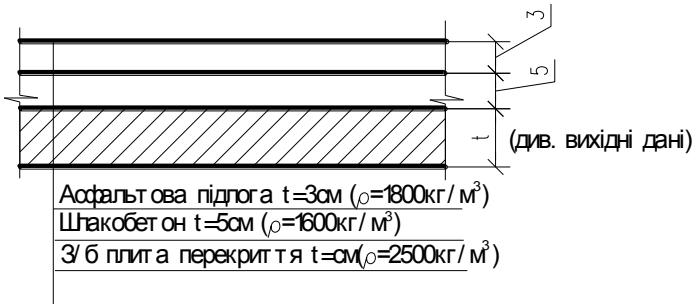
1. Нагрузки и воздействия: СНиП 2.01.07-85. – [Действующие от 1987-01-01]. – М.: Стройиздат, 1987. – 36 с.
2. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.07-84. – [Действующие от 1986-01-01]. – М.: Стройиздат, 1985. – 79 с.
3. Кіріна Є.О. Методичні вказівки до виконання курсового проекту „Залізобетонні конструкції виробничої будівлі” / Є.О. Кіріна – Горлівка: АДІ ДонНТУ, 2003. – 63 с.

ДОДАТОК А
Довідкові матеріали

а) Мозаїчна



б) Асфальтова



в) Плиткова

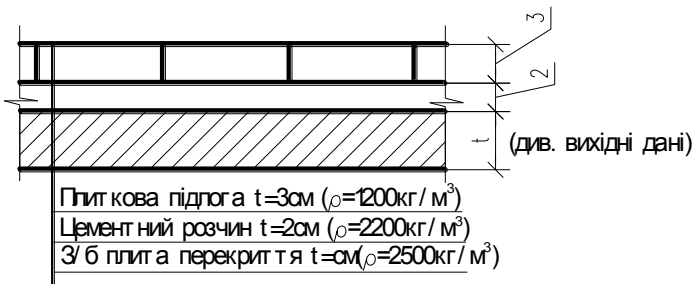


Рисунок А.1 – Типи підлог по перекриттю

Таблиця А.1 – Коефіцієнти надійності по навантаженню для ваги будівельних конструкцій і ґрунтів

Конструкції споруд і вид ґрунтів	Коефіцієнт надійності по навантаженню γ_f
Конструкції:	
- металеві	1,05
- бетонні (з середньою щільністю вище 1600 кг/м ³), залізобетонні, каменеві, армокаменеві, дерев'яні	1,1
- бетонні (з середньою щільністю 1600 кг/м ³ і менше), ізоляційні, вирівнюючі й оздоблюючі шари (плити, матеріали в рулонах, засипки, стяжки і т.п.), що виконуються у заводських умовах	1,2
на будівельному майданчику	1,3
Ґрунти:	
- в природному заліганні	1,1
- насипні	1,15

Примітки:

1. Підлоги – мозаїчна, асфальтова, плиткова – це оздоблюючий шар.
2. Цементний розчин – це вирівнюючий шар.
3. Керамзит, шлакобетон – це ізоляційний шар.

Таблиця А.2 – Найбільша кількість поздовжніх стержнів одного діаметру, що розміщуються в одному ряді по ширині балки

Ширина перерізу, мм	Арматура в перерізі балки	Діаметр стержнів,										
		12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
150	верхня	3	3	3	2	2	2	2	2	-	-	-
150	нижня	3	3	3	3	3	2	2	2	-	-	-
200	верхня	4	4	4	4	3	3	3	3	2	-	-
200	нижня	5	4	4	4	4	3	3	3	2	-	-
300	верхня	-	-	6	6	5	5	5	4	4	3	3
300	нижня	-	-	7	6	6	5	5	5	4	3	3
400	верхня	-	-	-	-	7	7	6	6	6	5	4
400	нижня	-	-	-	-	8	8	7	6	6	5	4
500	верхня	-	-	-	-	9	9	8	8	7	6	6
500	нижня	-	-	-	-	10	10	9	8	7	6	6

Таблиця А.3 – Коефіцієнти умов роботи бетону в похилих перерізах

Бетон	β	Φ_{b2}	Φ_{b3}	Φ_{b4}
Важкий	0,01	2	0,6	1,5

НАВЧАЛЬНЕ ВИДАННЯ

Кіріна Євгенія Олександрівна
Пархоменко Віктор Володимирович

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять
з дисципліни “Будівельні конструкції”
(для студентів спеціальності 6.060106 “Автомобільні дороги і
аеродроми”)

Підписано до друку 31.03.2010р. Формат 70×90/16. Гарнітура Times New Roman
Друк – різнографія. Тираж 50 прим. Умов. друк. арк. 2..3 Зам. № 44.

Автомобільно-дорожній інститут
Державного вищого навчального закладу
«Донецький національний технічний університет»
84646, м. Горлівка, вул. Кірова, 51

Редакційно-видавничий відділ

Свідоцтво про внесення до Державного реєстру видавців, виготовників і
розповсюджувачів видавничої продукції ДК № 2982 від 21.09.2007р.