

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ МОЛОДІ ТА СПОРТУ УКРАЇНИ  
КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

## *МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ*

До виконання курсової роботи з дисципліни  
«Конструкції будівель і споруд»  
для студентів напряму підготовки 6.060102  
"Архітектура будівель і споруд"

Затверджено на засіданні кафедри  
залізобетонних та кам'яних  
конструкцій, протокол № 16 від 29  
травня 2012р

Київ - 2012

УДК 624. 012.4:624.92

ББК 38.5

К 65

Методичні вказівки до виконання курсової роботи з дисципліни  
«Конструкції будівель і споруд»  
для студентів напряму підготовки 6.060102 "Архітектура будівель і  
споруд"  
/Уклад.: О.Д.Журавський, М.М. Постернак– Київ: КНУБА. 2012. - 38 с.

Укладачі : О.Д. Журавський, к.т.н.,доц.,М.М. Постернак., ст. викл.

Рецензент: к. т. н., проф. Мурашко Л.А.

Відповідальний за випуск: А.Я.Барашиков д.т.н., проф.

### **Загальні положення**

Метою курсової роботи є ознайомлення студентів із загальними принципами інженерних розрахунків та конструювання залізобетонних елементів монолітних та збірних перекриттів, дати практичні навички у визначенні розмірів різноманітних залізобетонних елементів перевірки їхньої міцності та економічності а також сприяння підвищенню загальної інженерної ерудиції майбутніх архітекторів.

У відповідності з завданням на проектування кожний студент виконує розрахунок та конструювання монолітного перекриття та збірної та збірної залізобетонної панелі або збірного варіанту перекриття та монолітної плити . Крім цього виконується розрахунок та конструювання монолітної або збірної колони як центрального стиснутого елемента.

В даних методичних вказівках наведені алгоритми розрахунку та конструювання плити другорядної балки монолітного перекриття та монолітної колони, а також довідкові матеріали (в додатках).

### **РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЕЛЕМЕНТІВ МОНОЛІТНОГО ПЕРЕКРИТТЯ ТА МОНОЛІТНОЇ КОЛОНИ**

Монолітне ребристе перекриття складається з головних та другорядних балок, які монолітно поєднані плитою (рис.1). Ця конструктивна система дуже ефективна завдяки зменшенню власної ваги тому що частина бетонного перерізу що знаходиться в розтягнутій зоні вилучається а в залишених ребрах розташовується розтягнута арматура.

Ребристі перекриття бувають з балочними плитами та плитами опертими по контуру. Балочні плити мають співвідношення сторін опертя на балки  $(l_1/l_2) \geq 2,5$  а при співвідношенні  $(l_1/l_2) < 2,5$  вони розраховуються як плити оперті по контуру. Балкові плити працюють на згин в короткому напрямку так як у повздовжньому напрямку виникають незначні зусилля, які можна знехтувати. Плити оперті по контуру працюють на згин в двох напрямках.

Спочатку складається схема монолітного ребристого перекриття та затверджується керівником проекту. Для армування цих елементів використовується не напружена сталева арматура ; - дротяна Вр-1 по ГОСТ 7348 (СТ СЕВ 5728); - арматурний прокат А240 С, А400 С, А500 С згідно з ДСТУ 3760; - гарячекатана арматура А-III (А400) згідно з ГОСТ 5781; - сталь для армування бетону В 500 згідно з ДСТУ ENV 10080.

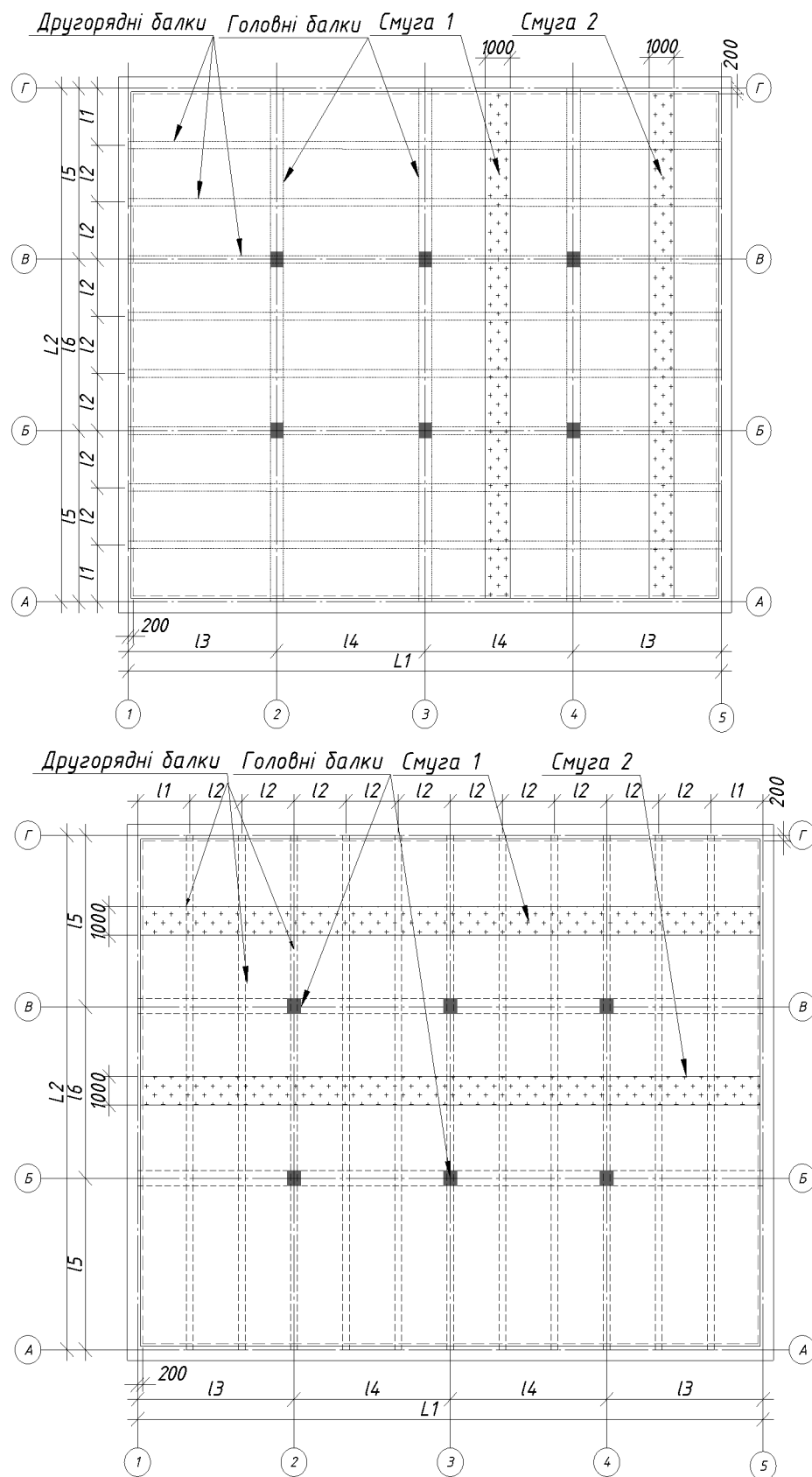


Рис. 1 Конструктивна схема перекриття з поперечним та повздовжнім розташуванням головних балок.



## 1.Складання конструктивної схеми перекриття

По конструктивній схемі будівлі можуть бути з неповним каркасом, коли головні балки – ригелі опираються на зовнішні несучі стіни, а в середині будівлі – на залізобетонні колони, та з повним каркасом, коли зовнішніми опорами слугують колони каркасу. Головні балки які опираються на колони та зовнішні стіни, є основними несучими конструкціями ребристого перекриття. Прольоти головних балок – 5.0...8.0 м. Чим більше корисне навантаження, тим менша величина прольоту, і навпаки. Другорядні балки в плані орієнтуються перпендикулярно головним з кроком  $l/2, l/3, l/2$ , де  $l$  – проліт головної балки. Крок другорядних балок дорівнює прольоту монолітної плити, який повинен відповідати рекомендованому в дод.10 в залежності від прийнятої товщини плити та заданого корисного навантаження. Орієнтація головних балок в плані може бути як вздовж так і впоперек будинку (рис.1). Останнє сприяє кращому освітленню будинку та підвищує його жорсткість. Прольоти другорядних балок - 5,0...7,5 м. Крайні прольоти всіх елементів ребристого перекриття потрібно робити на 10...20% від середніх, щоб вирівняти значення зусиль (згинальних моментів) в усіх прольотах.

## 2.Розрахунок та конструювання монолітної балочної плити

Розрахунок починається з призначення попередніх розмірів елементів перекриття, який базується на досвіді проектування. Висоту головних балок рекомендується приймати

$$h_{г.б} = \left( \frac{1}{8} \dots \frac{1}{12} \right) l_{г.б}, \text{ де } l_{г.б} - \text{проліт головної балки.}$$

Ширина ребра головної балки

$$b_{г.б} = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h_{г.б}.$$

Висота другорядної балки (рис.2)

$$h_{д.б} = \left( \frac{1}{12} \dots \frac{1}{20} \right) l_{д.б}, \text{ де } l_{д.б} - \text{проліт другорядної балки.}$$

Ширина ребра другорядної балки

$$b_{д.б} = \left( \frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h_{д.б}.$$

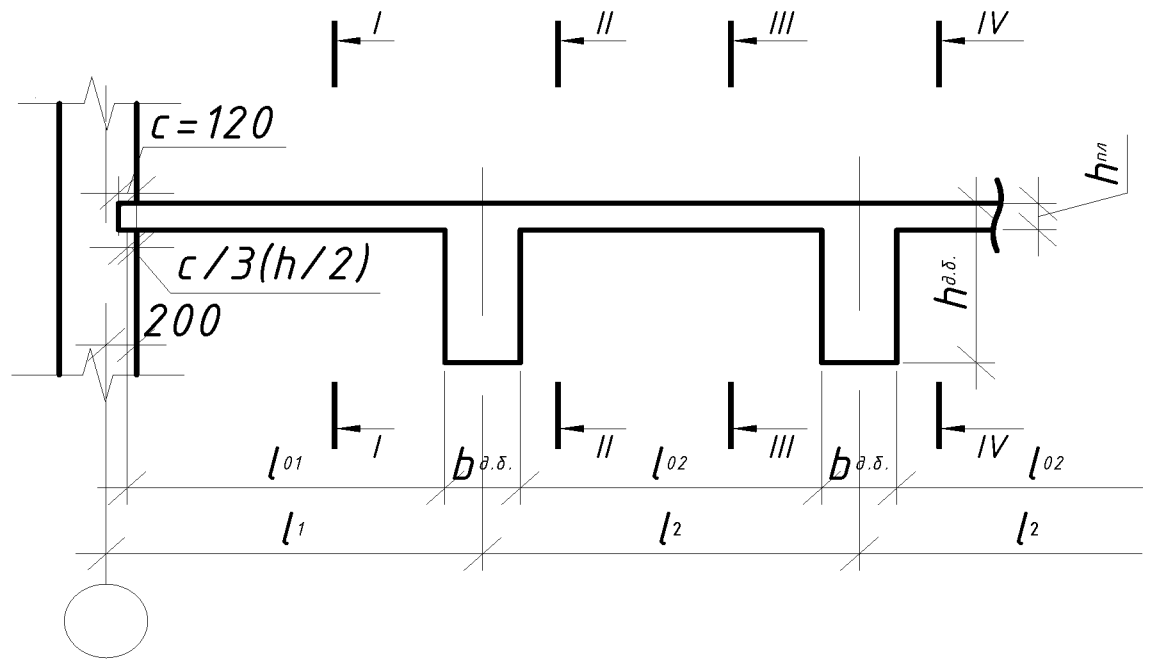


Рис.2 Визначення розрахункових прольотів плити

Висоту поперечного перерізу плити (товщину плити)  $h_{нл}$  назначають в залежності від величини прольоту та корисного навантаження, користуючись дод.1. При цьому  $h_{нл}$ , як правило знаходиться в 60...100 мм (кратне 10 мм). Кратність розмірів поперечного перерізу елементів, залежить від величини розміру – при розмірі до 100 мм кратність приймається 10 мм, від 100...200 мм – 20 мм або 50 мм, від 200...500 – 50 мм або 100 мм, при розмірах більш ніж 500 мм кратність приймається 100 мм.

Для розрахунку плити умовно вирізається смуга шириною 1 м (див. рис 1), оскільки відношення довжини опертя плити на другорядну балку до довжини опертя плити на головну балку перевищує 2,5 то має балкову нерозрізну схему і розраховується як нерозрізна п'яти прольотна балка (при кількості прольотів більше п'яти). Її опорами слугують другорядні балки.

Крайні розрахунковий проліт плити визначають з урахуванням довжини опертя плити на стіну  $c=120$  мм.

$$l_{01} = l_1 - a - \frac{b_{дд}}{2} + \frac{c}{3} \text{ або } l_{01} = l_1 - a - \frac{b_{дд}}{2} + \frac{h}{2}$$

Де  $l_1$  – величина крайнього прольоту в осях,  $a$  – прив'язка внутрішньої грані стіни до осі ( $a=200$  мм).

Середній розрахунковий визначають, як відстань між ребрами другорядних балок (рис 2).

$$l_{02} = l_2 - b_{дд}$$

Де  $l_2$  – величина середнього прольоту в осях.

Для розрахунку плити необхідно зібрати діючі навантаження та впливи що діють на розрахункову схему при цьому визначити; - розрахункову ситуацію (стала, перехідна, аварійна), - клас наслідків за відповідальністю будівлі (СС-3, СС-2, СС-1), згідно додатку 2.

- категорії відповідальності конструкцій ( А,Б,В) та визначити відповідні коефіцієнти надійності по навантаженню та за призначенням будівлі відповідно до діючих нормативів ДБН В.1.2-2-2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. -К., МІНБУД УКРАЇНИ, 2006.

ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд будівельних конструкцій та основ. -К., МІНРЕГІОНБУД УКРАЇНИ, 2009. При цьому приймаємо для промислової багатоповерхової будівлі до розрахунку сталу ситуацію (стадія експлуатації) та категорію відповідальності конструкції – Б.

Збір навантаження зручно вести в табличній формі (табл 1).

Таблиця 1

Навантаження на 1м<sup>2</sup> монолітної залізобетонної плити перекриття

Навантаження	Нормативне навантаження, КПа	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Коефіцієнт надійності за призначенням $\gamma_n$	Розрахункове навантаження, КПа
Постійне $g$				
Вага підлоги (див.дод.5)	$g_{n1}$	1,1... 1,3	0,95... 1,25	$g_1$
Вага з/б плити $h_{пл} \cdot \rho \cdot q \cdot l \cdot l$	$g_{n2}$	1,1	0,95... 1,25	$g_2$
Разом	$g_n$	-	-	$g$
Тимчасове (корисне) $v$	$v_n$	1,2, 1,3	0,95... 1,25	$v$
Всього	$g_n + v_n$	-	-	$g + v$

Де:  $\rho=2,5\text{т/м}^3$  – щільність важкого залізобетону,  $q=9,81$  – сила земного тяжіння, для постійних навантажень  $\gamma_f= 1,1$  при щільності матеріалу  $\geq 1,8\text{т/м}^3$  та  $\gamma_f= 1,3$  при щільності матеріалу  $< 1,8\text{т/м}^3$  для тимчасових навантажень  $\gamma_f= 1,2$  при  $v_n \geq 2,0\text{т/м}^2$  та  $\gamma_f= 1,3$  при  $v_n < 2,0\text{т/м}^2$ . значення  $\gamma_n$  наведено в додатку 3.

Визначення розрахункових згинаючих моментів виконують до вісі симетрії тобто на 2...3 прольотах.

В крайньому прольоті

$$M_I = \frac{ql_{01}^2}{11}$$

В середніх прольотах:

$$M_{II} = \frac{ql_{02}^2}{16}$$

На грані першої проміжної опори **В** при безперервному армуванні зварними рулонними сітками та в'язаними сітками з відгинами:

$$M_B = -\frac{ql_0^2}{11}$$

На грані першої проміжної опори **В** при роздільному армуванні зварними плоскими сітками з поперечною робочою арматурою та в'язаними сітками без відгинів:

$$M_B = -\frac{ql_0^2}{14}$$

Де  $l_0$  – більший із суміжних розрахункових прольотів.

В середніх прольотах та на опорах С, D, Е і т.д. незалежно від способу армування плити

$$M_{II} = -M_c = \frac{ql_{02}^2}{16}$$

Розрахункова схема та епюра згинальних моментів в плиті наведена на рис 3.

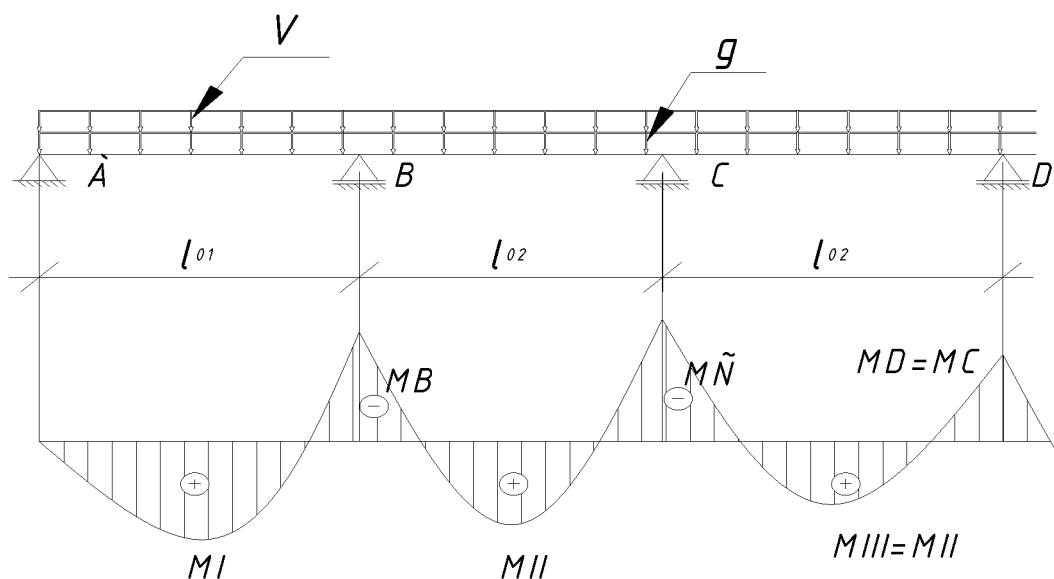


Рис.3 Розрахункова схема та епюра згинальних моментів

Для визначення площі поперечного перерізу робочої арматури визначають параметри перерізу балкової плити та розрахункові опори бетону  $f_{cd}$  (дод.4) і арматури  $f_{yd}$  (дод.5,6). В залежності від класу бетону на стиск (C8/10, C 12/15, C16/20, C20/25...C50/60 згідно ДБН В 2.6-98) та класу арматури на розтяг ; дротяної Вр-1 по ГОСТ 7348 (СТ СЕВ 5728), арматурного прокату А240 С, А400 С, А500 С згідно з ДСТУ 3760 та гарячекатаної арматура А-III (А400) згідно з ГОСТ 5781, сталь для армування бетону В 500 згідно з ДСТУ ENV 10080. Де  $f_{cd}$  – розрахункове значення міцності бетону на стиск а  $f_{yd}$  - розрахункове значення міцності арматури на границі текучості. Мінімальний клас бетону для залізобетонних конструкцій при звичайній арматурі становить C12/15.

Попередньо прийняту товщину плити уточнюємо по найбільшому згинальному моменту. Для цього визначаємо робочу висоту  $d$  поперечного перерізу плити.

$$d = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b}}$$

де  $M_{\max}$  - максимальний згинальний момент, Н·м;

$\alpha_m$  - коефіцієнт, який визначається по формулі:

$$\alpha_m = 0.8\xi(1 - 0.4\xi)$$

або за дод. 8 в залежності від коефіцієнта  $\xi$ , величина якого приймається для плит  $\xi=0,1\ldots0,15$ ;  $b=1$  м – розрахункова смуга плити.

Тоді необхідна висота плити

$$h=d+a;$$

де  $a=12\ldots15$  мм – відстань від низу плити до центра ваги робочої арматури. Величину  $h$  приймається кратною 10 мм.

Тоді

$$d=h-a$$

Далі визначаємо площі поперечного перерізу робочої арматури (смуга I) для кожного характерного перерізу плити.

Переріз I-I в першому прольоті

Визначаємо коефіцієнт  $\alpha_m$  за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_I}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2}.$$

По значенню  $\alpha_m$  визначаємо коефіцієнт  $\zeta$  за дод.6 та порівнюємо з значенням 0,95 і якщо значення  $\zeta > 0,95$  то приймається  $\zeta = 0,95$  а якщо ні то фактичне значення. Порівняння значення  $\zeta < \zeta_R$  не виконують оскільки ширина перерізу значно перевищує висоту.

Тоді площа поперечного перерізу робочої арматури

$$A_{sI} = \frac{M_I}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}.$$

Переріз III-III біля опори В

$$\alpha_m = \frac{M_B}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \xi \rightarrow A_{sB} = \frac{M_B}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}.$$

Переріз II-II в другому прольоті та переріз IV-IV біля опори С

$$\alpha_m = \frac{M_{II}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \xi \rightarrow A_{sII} = \frac{M_{II}}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}.$$

У плитах, обрамлених з усіх сторін балками (смуга II), згинальні моменти в середніх прольотах і на середніх опорах зменшуються на 20 % внаслідок виникнення розпору.

Тоді

$$\alpha_m = \frac{0.8M_{II}}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} \rightarrow \xi \rightarrow A_{sII} = A_{sC} = \frac{0.8M_{II}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}.$$

Конструювання зварювальних сіток виконують у відповідності ГОСТ 8478-81

«Сетки сварные для железобетонных конструкций» умовні позначення марки сітки

$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L,$$

Де D- діаметр та клас поздовжніх стержнів; v – крок поздовжніх стержнів ; d – діаметр та поперечних стержнів; u – крок поперечних стержнів; A – ширина сітки; L – довжина сітки.

Діаметр робочих стержнів в сітках з поздовжньою робочою арматурою приймається 3; 4 ; 5 мм класу Вр. Діаметри робочих стержнів в сітках з поперечного робочою арматурою приймають не більше 10 мм. Ширина сіток A не повинна перевищувати 3800 мм. Крок поздовжніх стержнів v повинен бути кратним 50 мм, не більше 500 мм та не менше 100 мм. Крок поперечних стержнів u повинен бути кратним 25 мм, не більше 400 мм та не менше 50 мм.

#### **Армування плити зварювальними рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою**

Діаметр та крок робочих стержнів зварювальних сіток на 1 м плити підбираються за табл. , а розподільчих стержнів – за табл. 3 в залежності від діаметра робочих стержнів.

Рулонні сітки з поздовжньою робочою арматурою розкладають вздовж головних балок через всі прольоти по низу плити та над всіма опорами по верху на відстані  $\frac{1}{4}$  прольоту плити від розбивочної осі в кожну сторону. (див. рис. 4)

Між головними балками можна покласти три або чотири сітки з напуском розподільчих стержнів на один крок робочої арматури.

Наприклад, при трьох сітках ширина кожної повинна бути не менше

$$A = \frac{6 - 0,25 + 2 \cdot 0,15}{3} + 2 \cdot 0,025 = 2,06$$

При чотирьох сітках

$$A = \frac{6 - 0,25 + 3 \cdot 0,15}{4} + 2 \cdot 0,025 = 1,6$$

де 0,25 - ширина ребра головної балки (м); 2,3,4 - прийнята кількість сіток; 0,15 - довжина напуску розподільчих стержнів, що дорівнює кроку робочих стержнів (м);

0,25 - довжина вільних кінців розподільчих стержнів (м).

Підбір арматури та конструювання сіток починають з середніх прольотів. Приклад армування плити зварювальними рулонними сітками з поздовжньою робочою арматурою показано на рис. 4.

Таблиця 2

Площа робочої арматури сіток				
Сітки з поздовжньою робочою арматурою				
Крок стержнів робочої арматури, мм	Кількість стержнів на 1 м ширини плити	Площа поперечного перерізу робочих стержнів (мм <sup>2</sup> ) при їх діаметрі (мм)		
		3	4	5
100	10	71	126	196
125	8	57	101	157
150	6,5	47	84	131
200	5	35	63	98
Сітки з поперечною робочою арматурою				
Крок стержнів робочої арматури, мм	Кількість стержнів на 1 м ширини плити	Площа поперечного перерізу робочих стержнів (мм <sup>2</sup> ) при їх діаметрі (мм)		
		6	8	10
100	10	283	508	785
125	8	226	402	628
150	6,5	189	335	523
200	5	141	251	393

Таблиця 3

Діаметр та крок розподільчої арматури в залежності від діаметру та кроку робочої арматури

Діаметр робочої арматури, мм	Діаметр (мм) та крок (мм) стержнів розподільчої арматури при кроці стержнів робочої арматури (мм)			
	100	125	150	200
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350

8	5/350	5/350	4/350	4/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350

### Армування плити зварювальними рулонними сітками з поперечною робочою арматурою

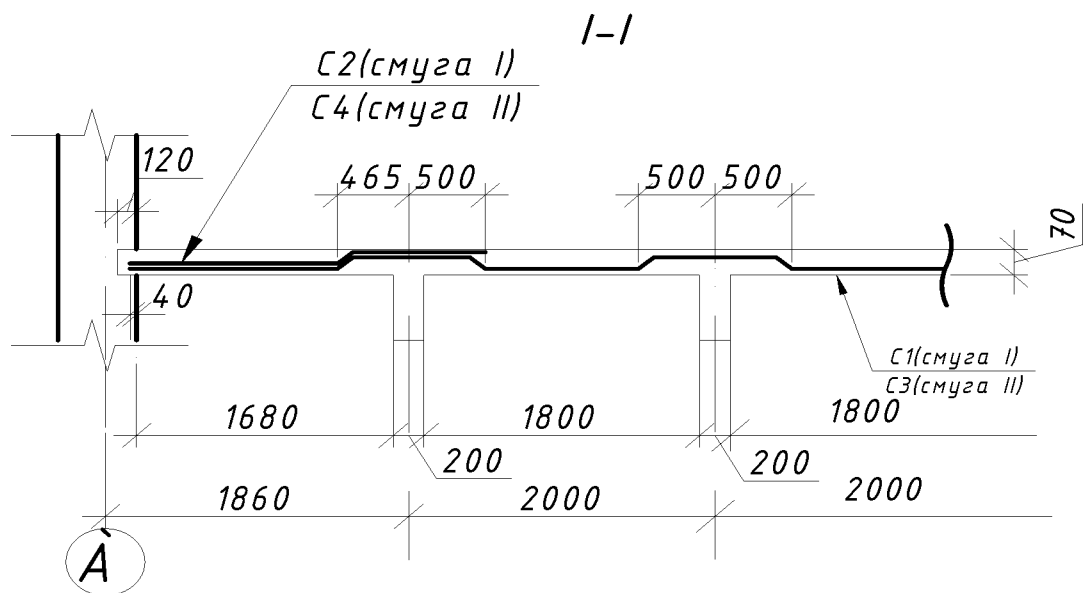
При діаметрі робочих стержнів 6 мм і більше сітки проектують з поперечною робочою арматурою з розташуванням вздовж другорядних балок. Ширина цих сіток дорівнює відстані між ребрами другорядних балок.

Приклад армування плити зварювальними рулонними сітками з поперечною робочою арматурою показано на рис. 5.

Армування плит в'язаними сітками (окремими стержнями)

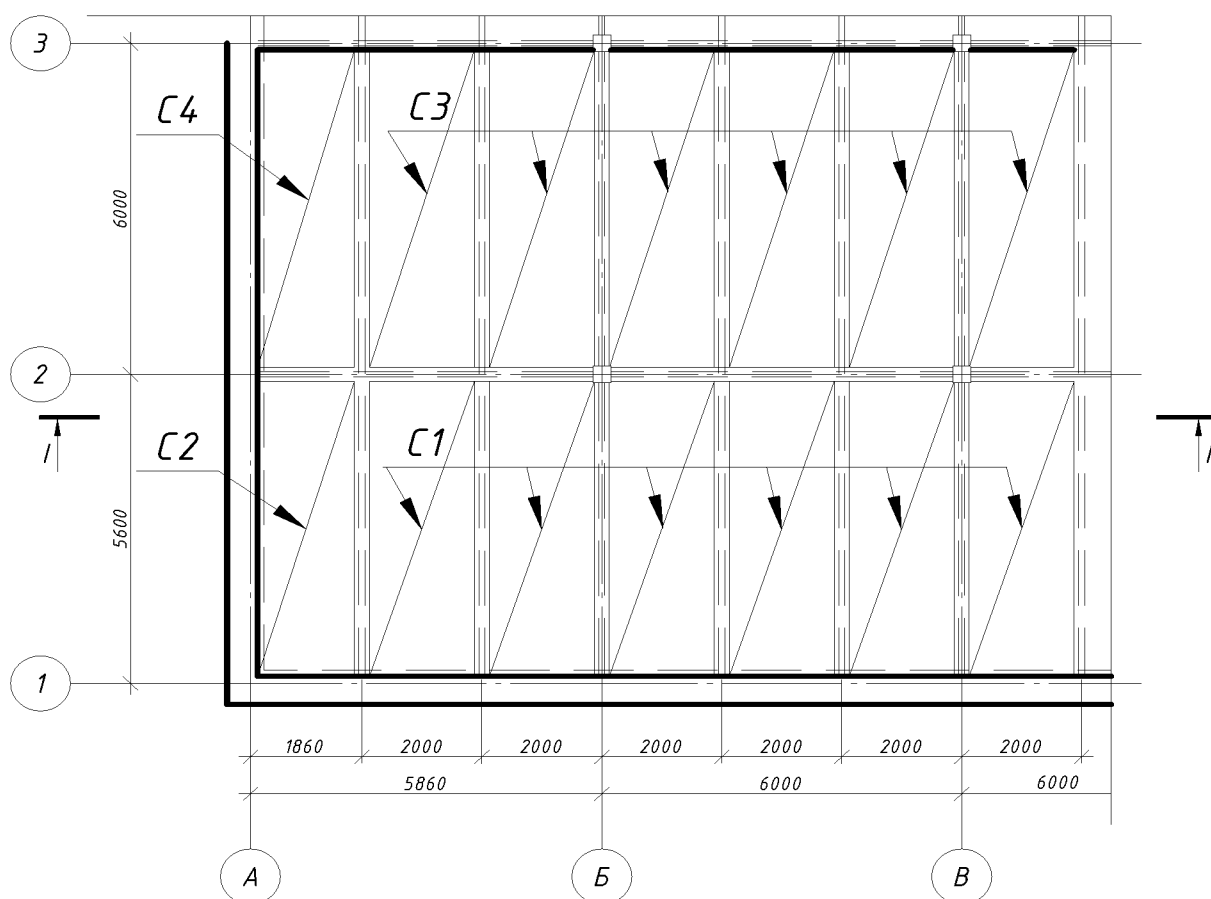
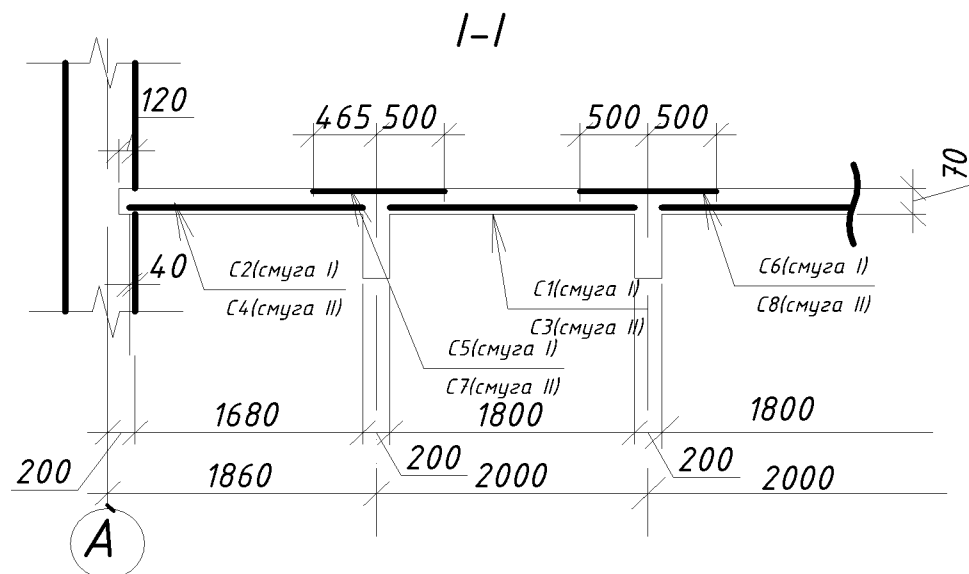
Кількість робочих стержнів на 1 м плити при армуванні в'язаними сітками із окремих стержнів приймається не менше 5 і не більше 14. Крок робочих стержнів повинен бути не більше 200 мм, а крок розподільчих стержнів В 300...350 мм. У всіх місцях згинання робочих стержнів встановлюють розподільчі стержні

Розподільча (монтажна) арматура повинна складати не менше 10...15% площі поперечного перерізу робочої арматури і не менше трьох стержнів діаметра 3,4,5 В І або 6 мм класу А240С на 1 м плити. Вони призначені для збереження потрібної відстані між робочими стержнями, забезпечення динамічної стійкості та запобігає утворенню тріщин в бетоні від усадки та температурних впливів.









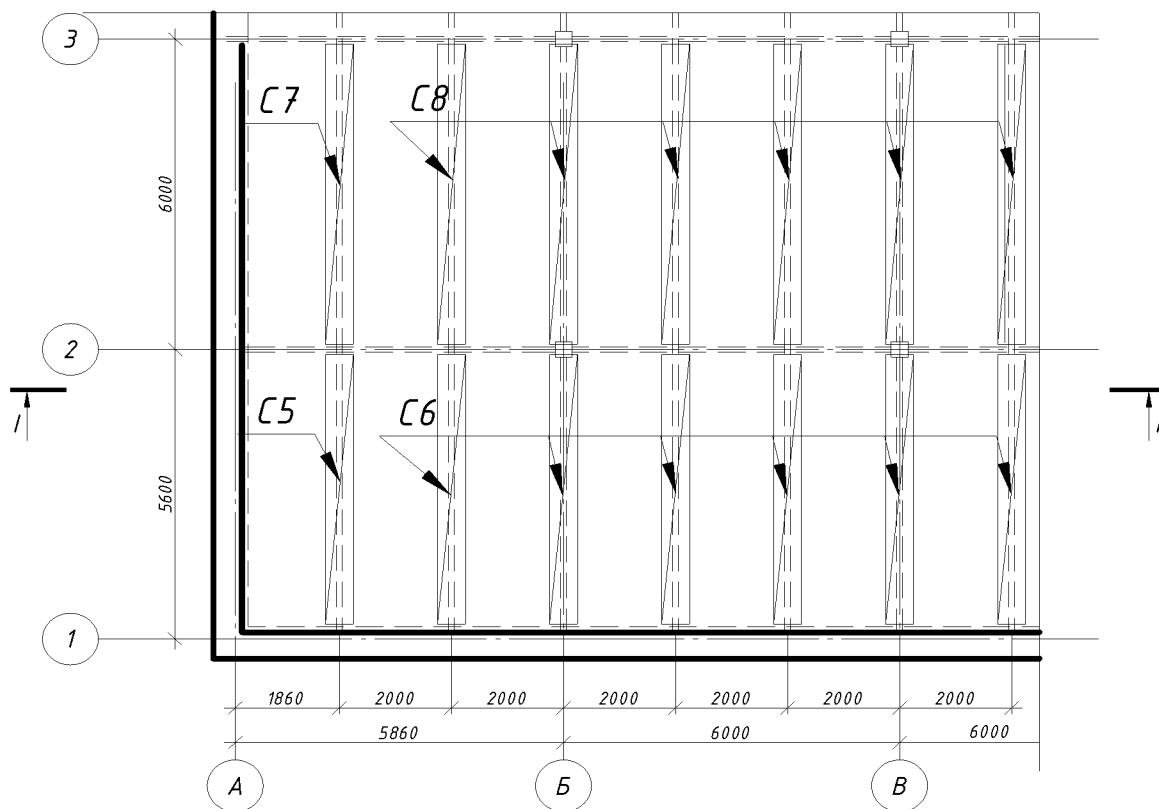
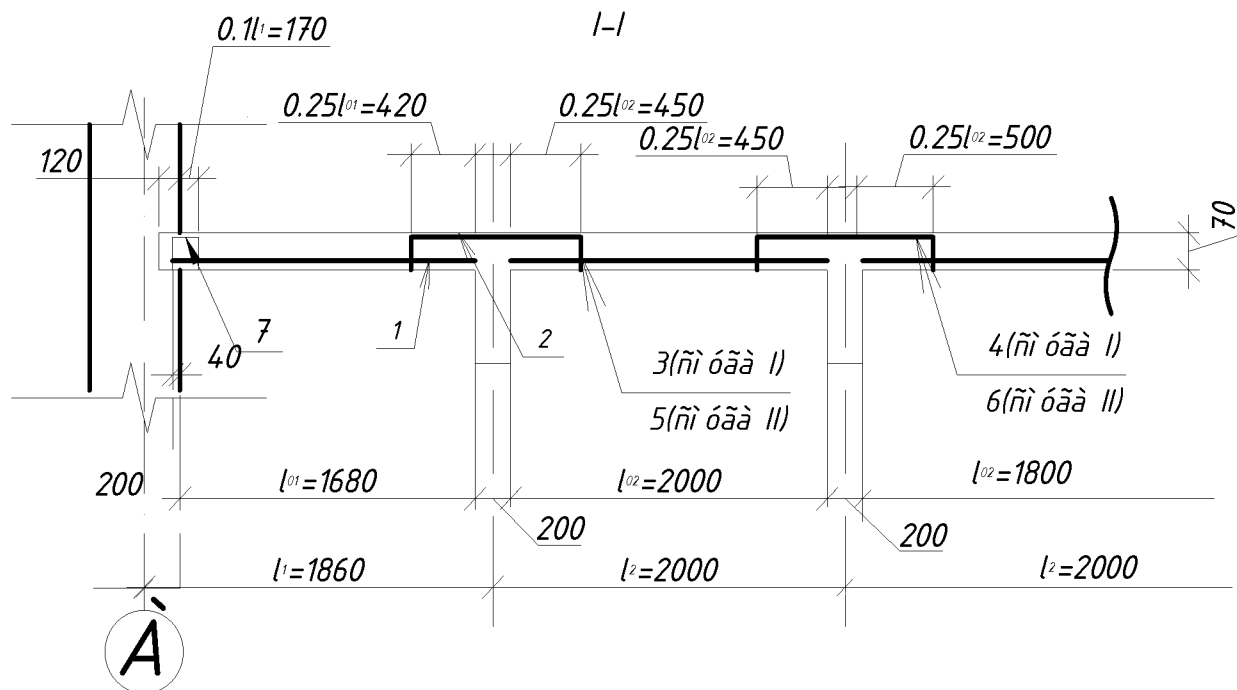


Рис. 5. Армування плити зварювальними рулонними сітками з поперечною робочою арматурою, а - розкладка сіток по низу плити; б - розкладка сіток по верху плити



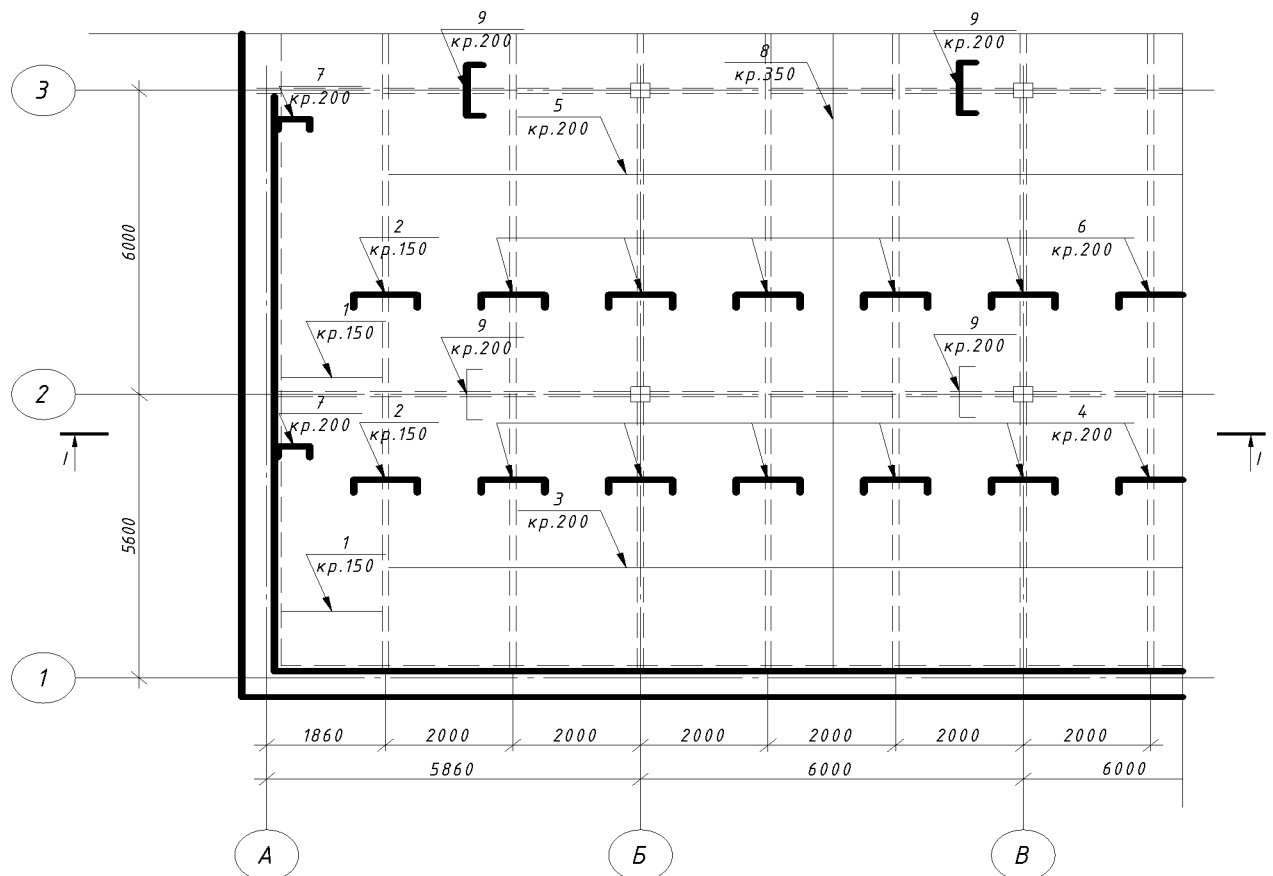


Рис. 6. Армування плити в'язаними сітками (окремими стержнями) без відгинів

При товщині плити 120 мм і більше стержні відгинають на відстані  $1/6$  розрахункового прольоту  $l_{01}$  від грані опори та заводять в суміжний проліт за грань опори на відстані  $(1/4) l_{02}$  при  $(v/g) < 3$  та на відстані  $(1/3) l_{02}$  при  $(v/g) > 3$  (див. рис. 7). Відігнуті стержні закінчуються відгином під прямим кутом, який впирається в опалубку для фіксування їх у проектному положенні. Відгини стержнів виконують під кутом  $30^\circ$  при товщині плити менше 150 мм та під кутом  $45^\circ$  при її товщині більше 150 мм.

При опиранні плити на стіну, враховуючи її часткове защемлення частина стержнів з прольоту відгинається у верхню зону. Довжина їхньої прямолінійної ділянки складає  $1/10$  прольоту. В нижній зоні плити в цьому випадку повинно залишатись не менше трьох стержнів на 1м плити.

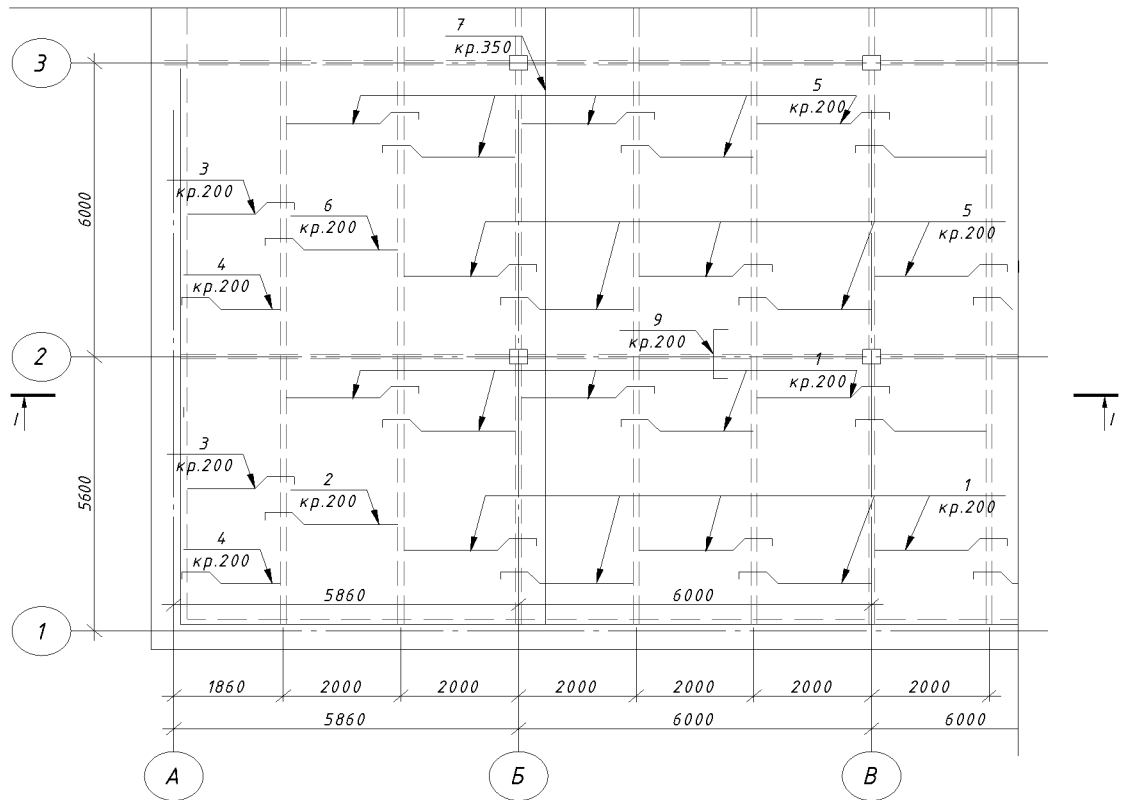
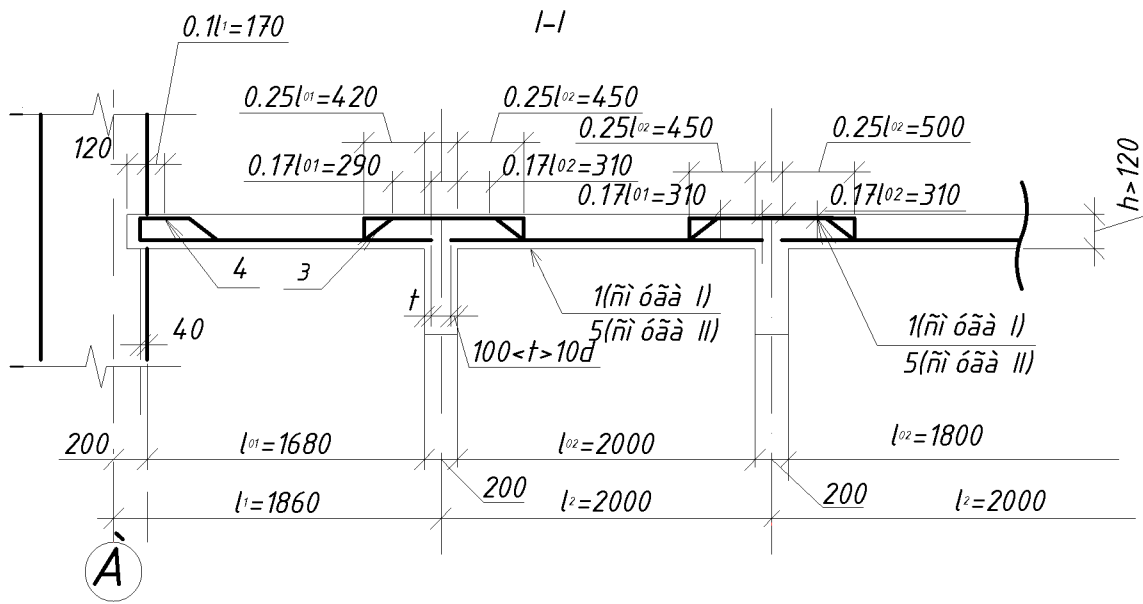


Рис. 7. Армування плити в'язаними сітками (окремими стержнями) з відгинами

## Розрахунок та конструювання монолітної другорядної балки

Монолітні другорядні балки розраховують як багато пролітні нерозрізні балки, опорами яких є головні балки та зовнішні стіни. Навантаження рівномірно розподілене, яке збирається зі смуги шириною, що дорівнює прольоту плити її (відстань між гранями другорядних балок).

Визначимо розрахункові прольоти та навантаження (див. рис. 8) Для середніх прольотів балки за розрахунковий проліт приймають відстань між гранями головних балок:

$$l_{04} = l_4 - b_{з.б.}$$

Для крайніх прольотів розрахунковою і відстань від центру опертя на стіну до грані крайньої головної балки. При довжині опертя другорядної балки на стіну  $c=250$  мм:

$$l_{03} = l_3 - a - \frac{b_{з.б.}}{2} + \frac{c}{2}$$

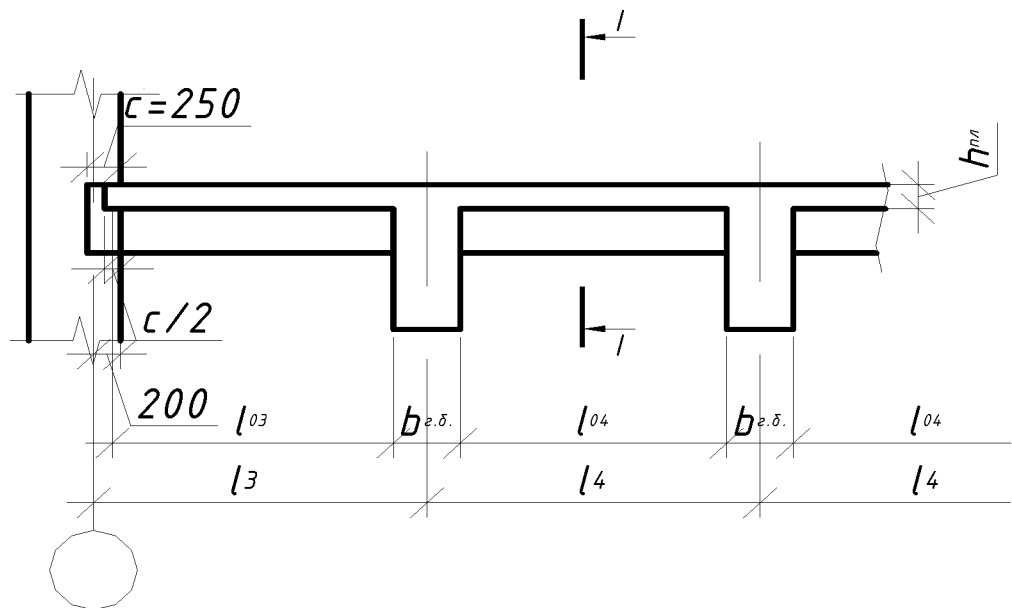


Рис. 8 Визначення розрахункових прольотів другорядної балки

Вагу конструкції підлоги та з/б монолітної плити  $g$  беремо з табл. 1.

Визначаємо навантаження на 1 м другорядної балки.

Постійні навантаження:

-від ваги плити перекриття та підлоги

$$g_1 = gl_2;$$

-від ваги ребра другорядної балки

$$g_2 = b_{з.б.} (h_{з.б.} - h_{пл.}) \rho \gamma_n \gamma_f$$

Сумарне постійне навантаження

$$g = g_1 + g_2$$

Корисне (тимчасове) навантаження

$$v = v' \cdot l_2$$

Повне навантаження

$$q = g + v$$

Розрахункові зусилля в другорядній балці визначають з урахуванням їхнього перерозподілу внаслідок пластичних деформацій бетону.

Згинаючі моменти:

-в першому прольоті (в крайньому прольоті)

$$M_I = \frac{ql_{03}^2}{11}$$

-на першій проміжній опорі

$$M_B = -\frac{ql_{04}^2}{14}$$

-в середніх прольотах та на середніх опорах

$$M_{II} = -M_C = \frac{ql_{04}^2}{16}$$

Крім того, при різних комбінаціях навантажень другорядної балки тимчасовим навантаженням, в середніх прольотах можуть виникати від'ємні моменти, які визначають за формулою:

$$M_{\min} = \beta(g + v)l_{04}^2$$

де  $\beta$ - коефіцієнт, який визначається за дод. 11 в залежності від співвідношення  $v/g$ .

Поперечні сили:

- на крайній опорі

$$Q_A = 0.4q(l_{03} - 0.5c);$$

- на першій проміжній опорі В зліва

$$Q_B^n = -0.6q(l_{03} - 0.5c)$$

- на першій проміжній опорі В справа та всіх інших опорах зліва і справа

$$Q_B^n = -Q_C^n = Q_C^n$$

Епюри згинаючих моментів (огинаюча) та поперечних сил показано на рис. 9

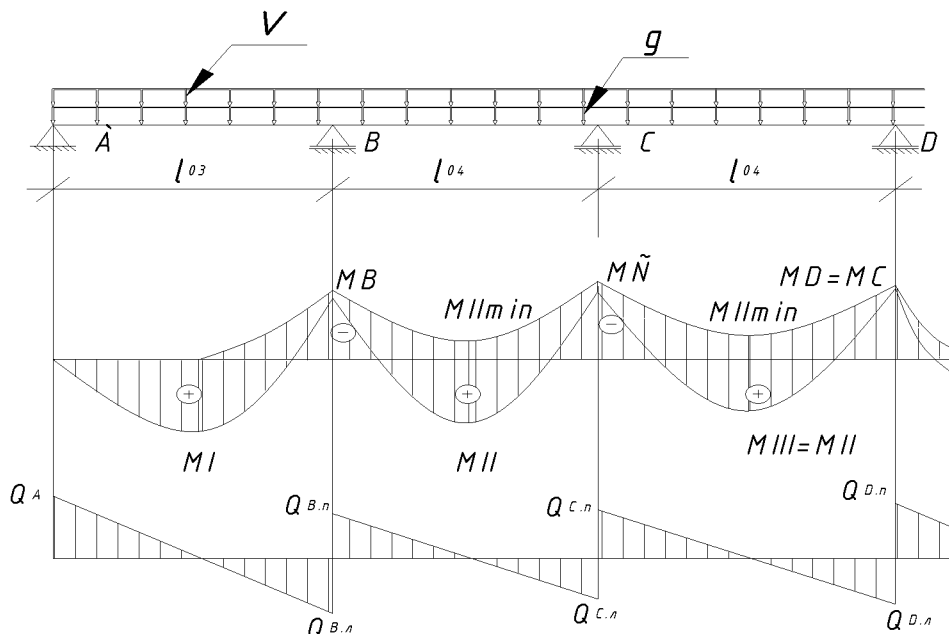


Рис. 9 Розрахункова схема та епюри згинальних моментів (огинаюча) і поперечних сил другорядної балки

Перед розрахунком робочої арматури потрібно перевірити прийняті розміри поперечного перерізу другорядної балки по максимальному згинаючому моменту  $M_{\max}$

Для цього визначаємо робочу висоту поперечного перерізу балки:

$$d = \sqrt{\frac{M_{\max}}{\alpha_m \cdot f_{cd} \cdot b_{\text{пр.б.}}}}$$

де  $\alpha_m$  - коефіцієнт, який визначається за формулою

$$\alpha_m = 0.8\xi(1 - 0.4\xi)$$

або за дод. 8 в залежності від коефіцієнта  $\xi$ , величина якого приймається для балок  $\xi=0,3 \dots 0,4$ ;  $b$  – ширина ребра другорядної балки.

Тоді необхідна висота балки

$$h = d + a;$$

де  $a=40 \dots 60$  мм - відстань низу балки до центру вари робочої арматури. Величину  $a$  приймають округлену, кратною 50 мм.

Другорядна балка являє собою елемент таврового перерізу (рис. 8).

Відповідно до [2] розрахункова ширина її стиснутої полиці, з умови ефективної роботи при стиску не може перевищувати значень  $b_{\text{eff}}$ , визначених за формулою

$$b_{\text{eff}} = b_w + b_{\text{eff}.1} + b_{\text{eff}.2}$$

де:

$$b_{\text{eff}.1} = (0.2b_1 + 0.1l_0) \leq 0.2l_0 \leq b_1$$

$$b_{\text{eff}.2} = (0.2b_2 + 0.1l_0) \leq 0.2l_0 \leq b_2$$

Всі вищевказані величини позначені на рис.4.5. Ефективну ширину полиці визначають в залежності від умовного прольоту балки  $l_0$ .

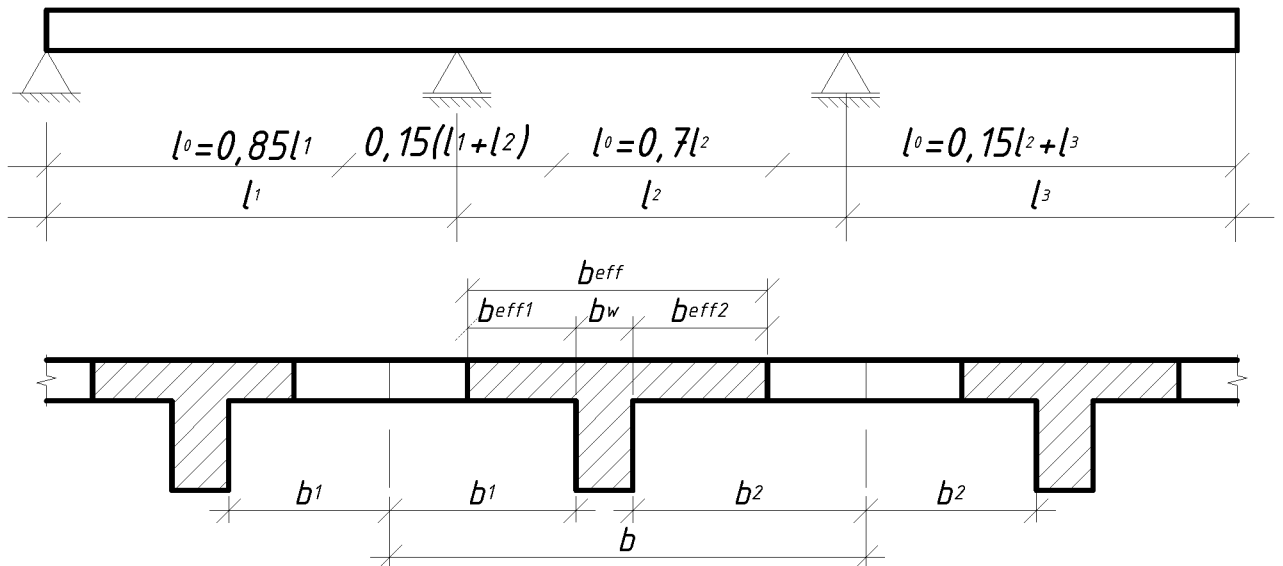


Рис.4.5. Визначення  $l_0$  для обчислення розрахункової ширини полиці  $b_{\text{eff}}$

### Підбір перерізу поздовжньої робочої арматури

Переріз 1-І

В монолітних перекриттях завжди виконується умова:

$$b_{eff} h_f n f_{cd} \geq A_s f_{yd} \quad \text{або} \quad x \leq h'_f$$

це означає, що межа стиснутої зони знаходиться в межах полицки. В цьому випадку тавровий переріз другорядної балки розраховується як прямокутний з шириною  $b = b_{eff}$ .

Тоді після уточнення висоти  $h$

$$d = h - a$$

Визначаємо коефіцієнт  $\alpha_m$  за формулою

$$\alpha_m = \frac{M_I}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2}.$$

По значенню  $\alpha_m$  визначаємо коефіцієнт  $\xi$  за дод. 8 та порівнюємо його з значенням  $\xi_R$ . При умові  $\xi < \xi_R$  стиснута арматура по розрахунку не потрібна (одиначне армування). Де  $\xi_R$  – гранична відносна висота яка може бути визначена по табл. дод. 9 або за формулою

$$\xi_R = \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} + \varepsilon_{s0}}. \text{ де значення } \varepsilon_{cu,3} \text{ та } \varepsilon_{s0} \text{ визначається за табл. Дод.4 та 5.}$$

По значенню  $\alpha_m$  визначаємо коефіцієнт  $\zeta$  за дод. 8 та порівнюємо з значенням 0,95 і якщо значення  $\zeta > 0,95$  то приймається  $\zeta = 0,95$  а якщо ні то фактичне значення (Це стосується до всіх подальших розрахунків).

Тоді площа поперечного перерізу робочої арматури

$$A_{sI} = \frac{M_I}{f_{yd} \cdot \zeta \cdot d}.$$

За дод. 7 підбираємо потрібну кількість та діаметр стержнів арматури.

Наприклад, це буде 4  $\phi$  18A400C з  $A_{sI} = 1018 \text{ мм}^2$ . Поздовжню робочу арматуру

рекомендується призначати із стержнів однакового діаметра абр-з розходженням в один порядок. Верхню арматуру приймаємо конструктивно (наприклад 2  $\phi$  10 A400C).

Переріз 2-2

$$\alpha_m = \frac{M_{II}}{f_{cd} \cdot b_{eff} \cdot d^2} \rightarrow \zeta \rightarrow A_{sII} = \frac{M_{II}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}.$$

Верхню арматуру в перерізі 2-2 визначаємо по моменту  $M_{min}$ . В цьому випадку полицка таврового перерізу знаходиться в розтягнутій зоні, тому переріз розраховується як прямокутний з шириною  $b_w$ . При однорядному розташуванні арматури приймають  $a = 30 \text{ мм}$ . Тоді

$$d = h - a$$

$$\alpha_m = \frac{M_{min}}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \rightarrow \zeta \rightarrow A_{sII} = \frac{M_{II}}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}$$

Переріз 3-3 (на опорі B)

$$\alpha_m = \frac{M_B}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \rightarrow \zeta \rightarrow A_{sB} = \frac{M_B}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}$$

Переріз 4-4 (на опорі C)



$$\alpha_m = \frac{M_c}{f_{cd} \cdot b_w \cdot d^2} \rightarrow \zeta \rightarrow A_{sC} = \frac{M_c}{f_{yk} \cdot \zeta \cdot d}$$

Конструювання поперечних перерізів показано на рис. 10. .. 12.

### Розрахунок похилих перерізів

Визначення необхідності встановлення розрахункової поперечної арматури шляхом перевірки нерівності

$$V_{Ed} \leq V_{Rdc}$$

$V_{Rdc}$  – поперечна сила, яка може бути сприйнята лише бетоном перерізу

$V_{Ed}$  – розрахункова перерізуюча сила ( в перерізі біля опори В).

Знаючи діаметр поздовжньої арматури можна визначити d:

$$d = h - a$$

Несуча здатність перерізу без поперечної арматури за формулою

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \sigma_{cp} \right] \cdot b_w d, \text{ але не менше}$$

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d,$$

де  $f_{ck}$  — в МПа;

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ де } d \text{ — в мм;}$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0,02;$$

де  $A_{sl}$  — площа перерізу розтягнутої арматури, яка заведена не менше ніж на  $(l_{bd} + d)$  за розглянутий переріз (рисунок 6.3));

$b_w$  — найменша ширина поперечного перерізу в межах розтягнутої зони, мм;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0,2 f_{cd}, \text{ МПа;}$$

де  $N_{Ed}$  — поздовжня сила в поперечному перерізі від дії навантаження або попереднього напруження, Н, ( $N_{Ed} > 0$  для стиску).

$A_c$  — площа бетонного перерізу, мм<sup>2</sup>;

$V_{Rd,c}$  — в Н.

Значення  $C_{Rd,c}$  визначається по таблиці

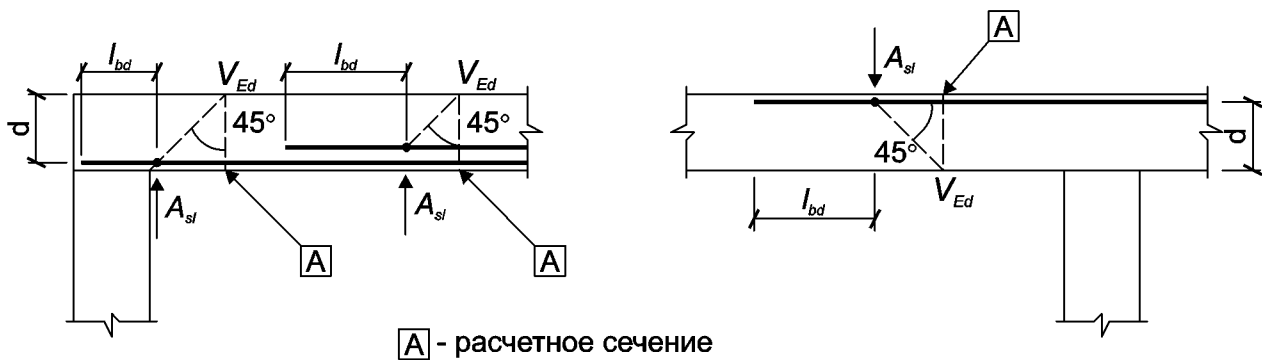
Таблиця 4

Клас бетону	C15	C20	C25	C30	C35	C45	C50	C55	C60
$C_{Rd,c}$ , МПа	0,18	0,22	0,26	0,30	0,34	0,37	0,41	0,44	0,48

Рекомендоване мінімальне значення  $C_{Rd,c}$  дорівнює  $0,18/\gamma_c$ , а  $k_1$  — дорівнює 0,15.

$v_{\min}$  — визначається по формулі:

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$



Якщо нерівність  $V_{Ed} \geq V_{Rdc}$  дотримується, то встановлюють конструктивну поперечну арматуру, площею не меншою, ніж  $A_{sw,min} = \left[ (0.08\sqrt{f_{ck}}) f_{yk} \right] s_w b_w$  з кроком не більшим за  $0,75d$ .

Якщо  $V_{Ed} < V_{Rdc}$ , то необхідно встановлювати розрахункову поперечну арматуру.

Для забезпечення сприйняття головних розтягуючих напружень в похилих перерізах опорних згинальних елементів виконують поперечне армування. Для цього встановлюють вертикальні або похилі стержні, також частково сприймають навантаження відгини арматури при армуванням в'язаними каркасами.

В навчальних цілях ми будемо розраховувати лише вертикальну поперечну арматуру, вважаємо, що відгини при армуванням в'язаними каркасами не включаються в роботу. Площу вертикальної поперечної арматури визначають за умови, що кут нахилу стиснутих фіктивних укосів фермової моделі може приймати будь-які значення в межах  $21,8^\circ < \theta < 45^\circ$ . Цей кут залежить від максимально можливої міцності бетону конструкції на зсув  $V_{Rd,max}$ , яка, в свою чергу залежить від розрахункової міцності бетону при стиску  $f_{cd}$ .

Значення  $\theta$  визначають за табл.5 залежно від значення виразу

$$(\cot \theta + \tan \theta) = \frac{0.9 \alpha_{cw} b_w f_{cd} v_1}{V_{Ed}}$$

де

$$v_1 = 0,6$$

$$\text{при } f_{ck} \leq 60 \text{ МПа,}$$

$$v_1 = 0,9 - f_{ck}/200 > 0.5$$

$$\text{при } f_{ck} \geq 60 \text{ МПа,}$$

Рекомендовано величина  $\alpha_{cw}$  є:

$$(1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$$

$$\text{при } 0 < \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd},$$

$$1.25$$

$$\text{при } 0,25 f_{cd} < \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd},$$

$$2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$$

$$\text{при } 0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < 1,0 f_{cd},$$

де  $\sigma_{cp}$  - середнє напруження стиску, прийняте позитивним, у бетоні, викликане розрахунковою осьовою силою. Воно повинно визначатись шляхом осереднення в межах бетонного перерізу з урахуванням арматури. В даному випадку осьовий стиск відсутній, тобто  $\sigma_{cp} = 0$  і  $\alpha_{cw} = 0$ .

Таблиця 5

Значення кута  $\theta$  в залежності від значення виразу  $(\cot \theta + \tan \theta)$

$\theta^\circ$	$\tan \theta$	$\cot \theta$	$(\cot \theta + \tan \theta)$	$\theta^\circ$	$\tan \theta$	$\cot \theta$	$(\cot \theta + \tan \theta)$
21.8	0.400	2.500	2.900	34	0.675	1.483	2.157
22	0.404	2.475	2.879	35	0.700	1.428	2.128
23	0.424	2.356	2.780	36	0.727	1.376	2.103
24	0.445	2.246	2.691	37	0.754	1.327	2.081
25	0.466	2.145	2.611	38	0.781	1.280	2.061
26	0.488	2.050	2.538	39	0.810	1.235	2.045
27	0.510	1.963	2.472	40	0.839	1.192	2.031

28	0.532	1.881	2.412	41	0.869	1.150	2.020
29	0.554	1.804	2.358	42	0.900	1.111	2.011
30	0.577	1.732	2.309	43	0.933	1.072	2.005
31	0.601	1.664	2.265	44	0.966	1.036	2.001
32	0.625	1.600	2.225	45	1.000	1.000	2.000
33	0.649	1.540	2.189				

Якщо  $(\cot \theta + \tan \theta) > 2.9$  то приймаємо  $\theta = 21.8^\circ$

Якщо  $2.0 < (\cot \theta + \tan \theta) < 2.9$  то приймаємо відповідне значення кута  $\theta$

Якщо  $(\cot \theta + \tan \theta) < 2.0$ , то міцність умовно стиснутого елемента стінки не достатньо, тобто необхідно змінювати переріз.

Знаючи кут  $\theta$  і задавшись кроком  $s_w$  знаходимо площу поперечної арматури за формулою:

$$A_{sw} = \frac{V_{Ed} s_w}{0.9 d \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}$$

Значення  $A_{sw}$  повинно бути меншим, ніж значення  $A_{sw, \max}$ , що визначається за формулою

$$A_{sw, \max} = \frac{a_{cw} v_1 f_{cd} b_w s}{2 f_{ywd}}$$

Якщо умова  $A_{sw} \leq A_{sw, \max}$  не виконується, то необхідно змінювати переріз.

Також значення  $A_{sw}$  повинно бути більшим, ніж значення  $A_{sw, \min}$ , що визначається за формулою

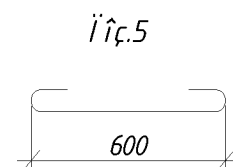
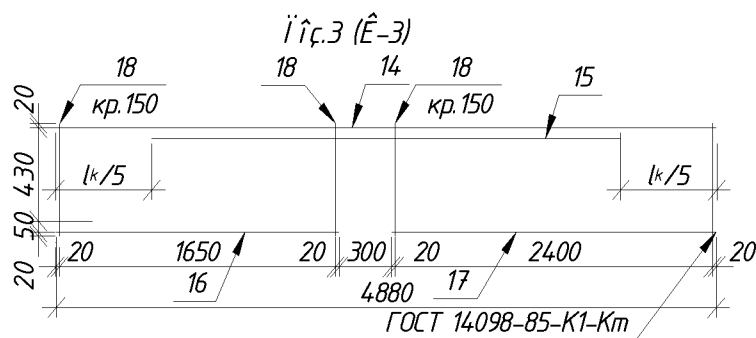
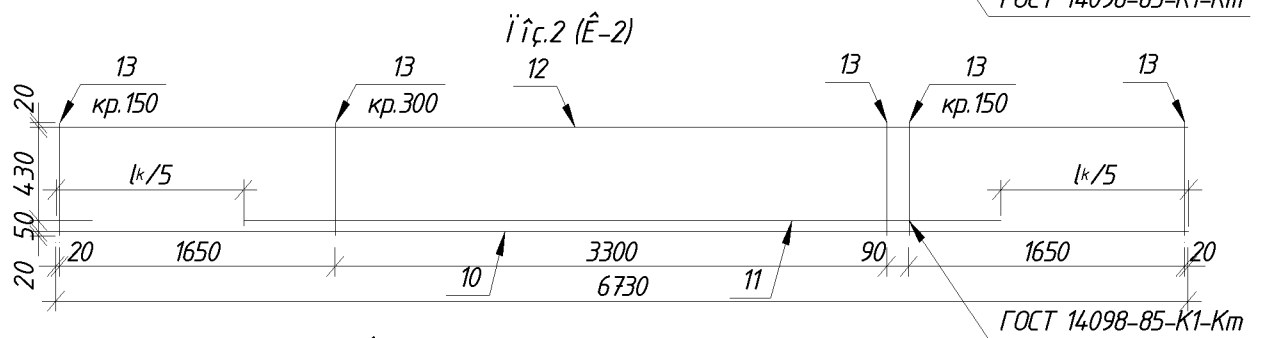
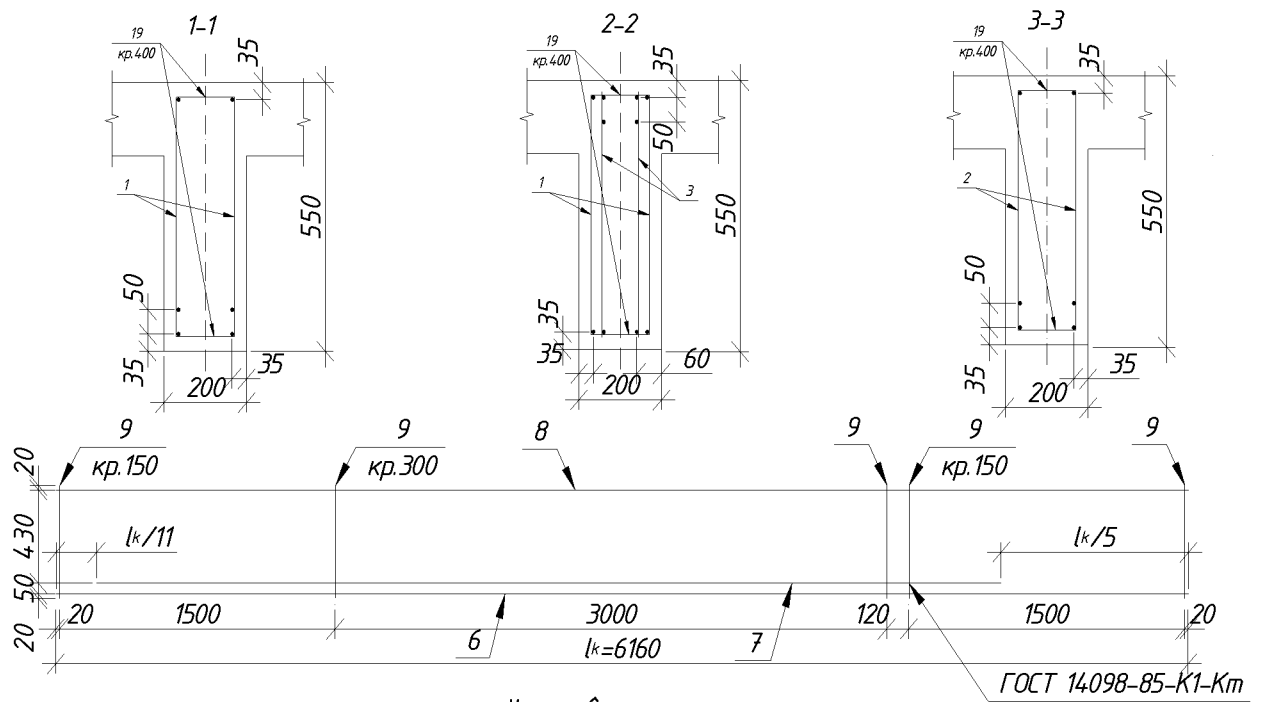
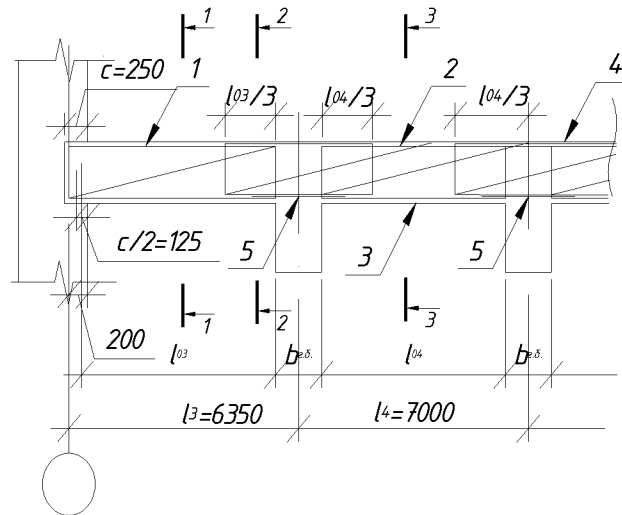
$$A_{sw, \min} = \left[ (0.08 \sqrt{f_{ck}}) f_{yk} \right] s_w b_w \text{ або } A_{sw, \min} = s_w b_w \cdot \rho_w$$

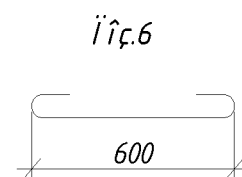
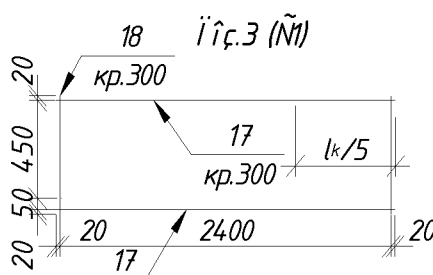
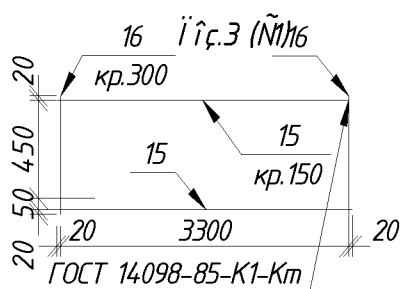
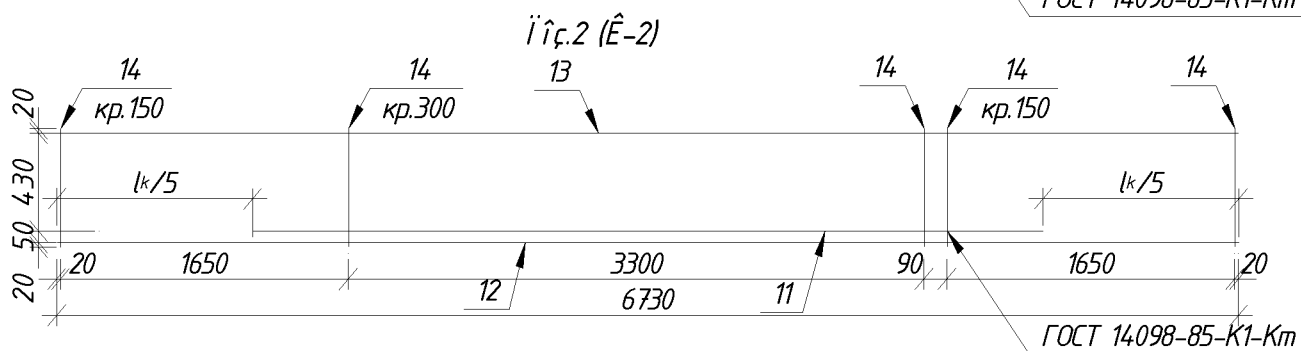
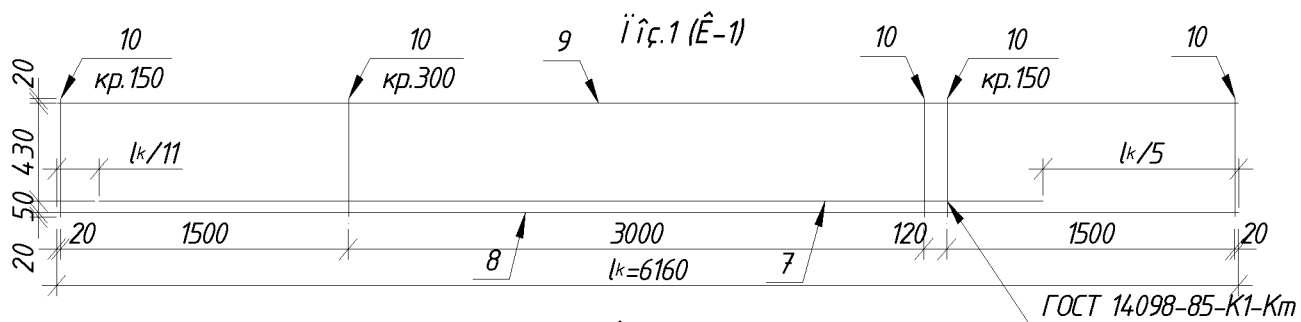
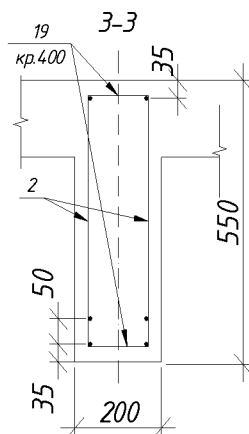
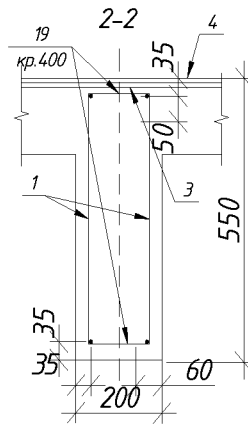
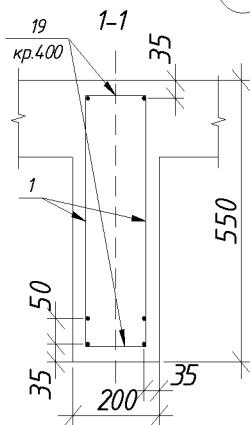
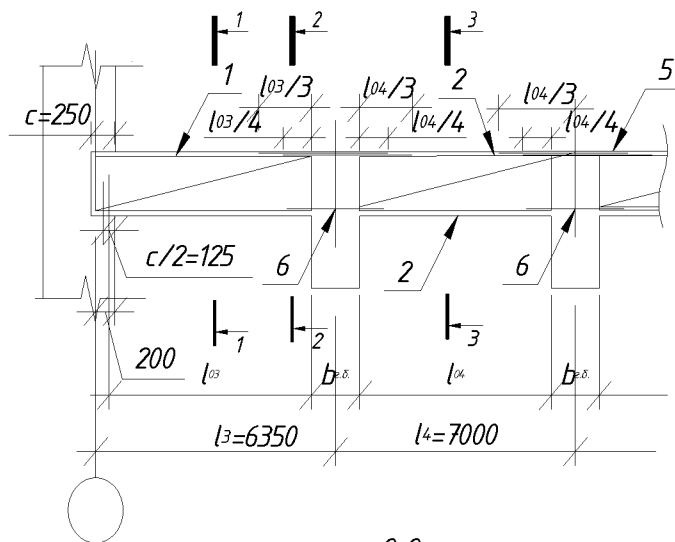
де  $\rho_w$  - рекомендований мінімальний коефіцієнт армування поперечною арматурою, що визначається за табл.

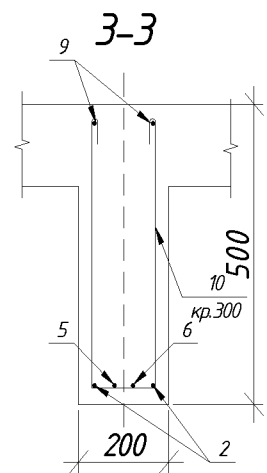
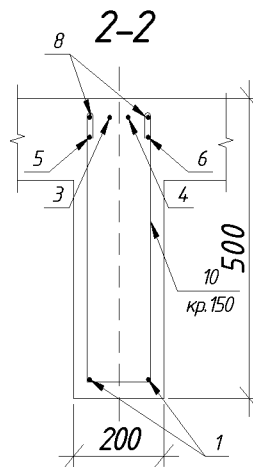
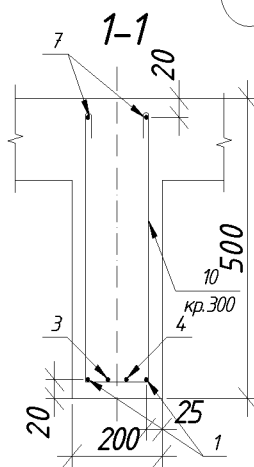
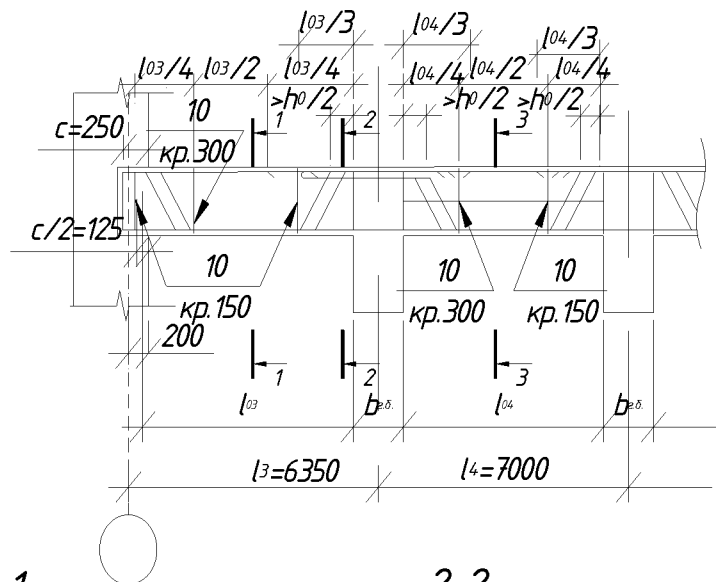
Таблиця 6

Рекомендовані мінімальні коефіцієнти поперечного армування

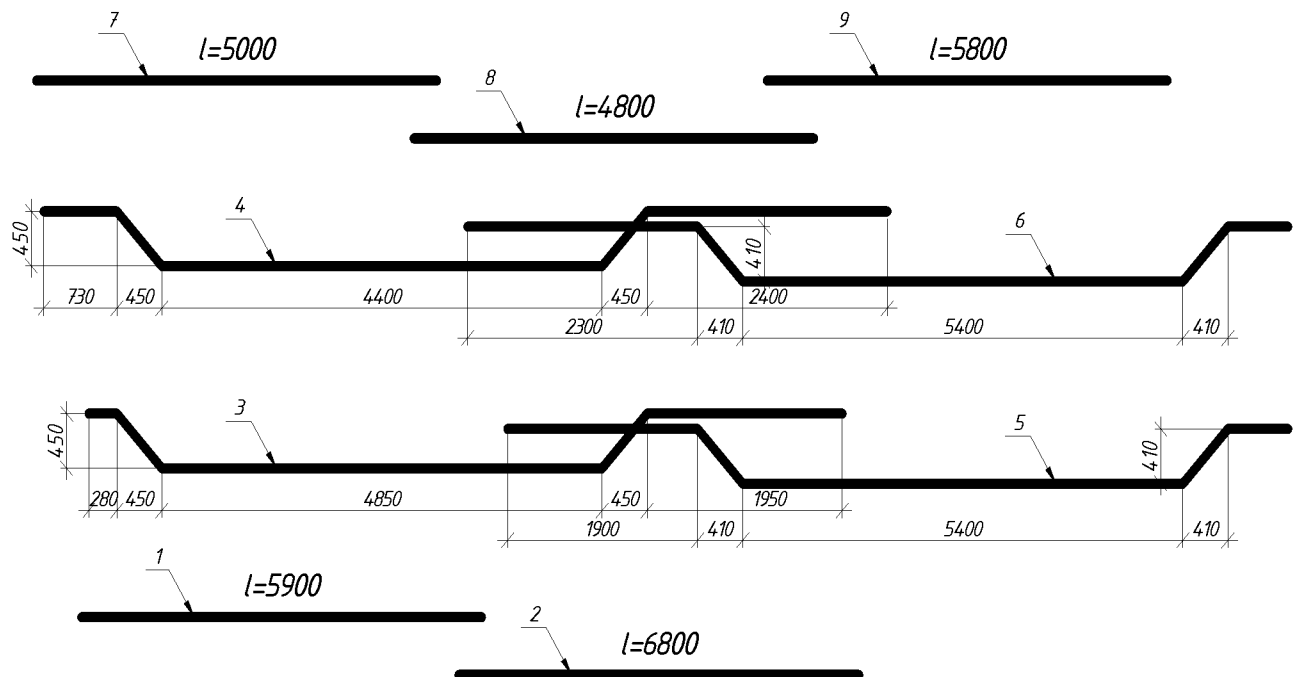
Класи бетону за міцністю	Класи арматури		
	A240C	A400C	A500C
C15 до C25	0,0016	0,0009	0,0007
C30 до C45	0,0024	0,0013	0,0011
C50 до C60	0,0030	0,0016	0,0013







İİÇ.1 (Ê-1)



### Розрахунок та конструювання монолітної колони першого поверху

Розрахунок колони починаємо з визначення її розрахункової схеми. Колона являє собою вертикальний стержень, який нижнім кінцем защемлений у фундаменті, а верхній кінець опирається на нерухомий шарнір (рис. 13). Довжина стержня визначається як

$$H = h_{нов} + 0,5$$

де  $h_{нов}$  - висота першого поверху (по завданню); 0,5 м - відстань від верхньої грані фундаменту до відмітки чистої підлоги.

При квадратному перерізі, симетричному армуванні, арматурі класу А240, А400 та А500, при  $l_0 < 20h$  та випадковому ексцентриситеті дозволяється виконувати розрахунок колон без врахування впливів другого порядку, тобто  $\lambda < \lambda_{min}$ .

Розрахункова довжина для монолітних колон  $l_0$  приймається:

$$l_0 = 0,7H.$$

На колону першого поверху передається навантаження з кожного перекриття з вантажної площі

$$A = l_{дп.б.} \times l_{з.б.}$$

Збір навантажень

Розрахункове постійне навантаження.

Розрахункове постійне навантаження від перекриття одного поверху:

а) від маси плити та підлоги:

$$G_{11} = q \cdot A$$

де  $q$  - розрахункове навантаження від маси плити та підлоги на 1 м<sup>2</sup> (див. табл. 1 і б) від маси другорядних балок, що попадають у вантажну площу

$$G_{12} = n(h_{д.б.} - h_{пл})b_{д.б.}l_{д.б.}\rho\gamma_n\gamma_{fm}$$

де  $\rho = 25$  кН/м<sup>3</sup> об'ємна вага залізобетону,  $n$  - кількість другорядних балок,

в) від маси головної балки:

$$G_{13} = (h_{з.б.} - h_{пл})b_{з.б.}l_{з.б.}\rho\gamma_n\gamma_{fm}$$

Разом  $G_1 = G_{11} + G_{12} + G_{13}$

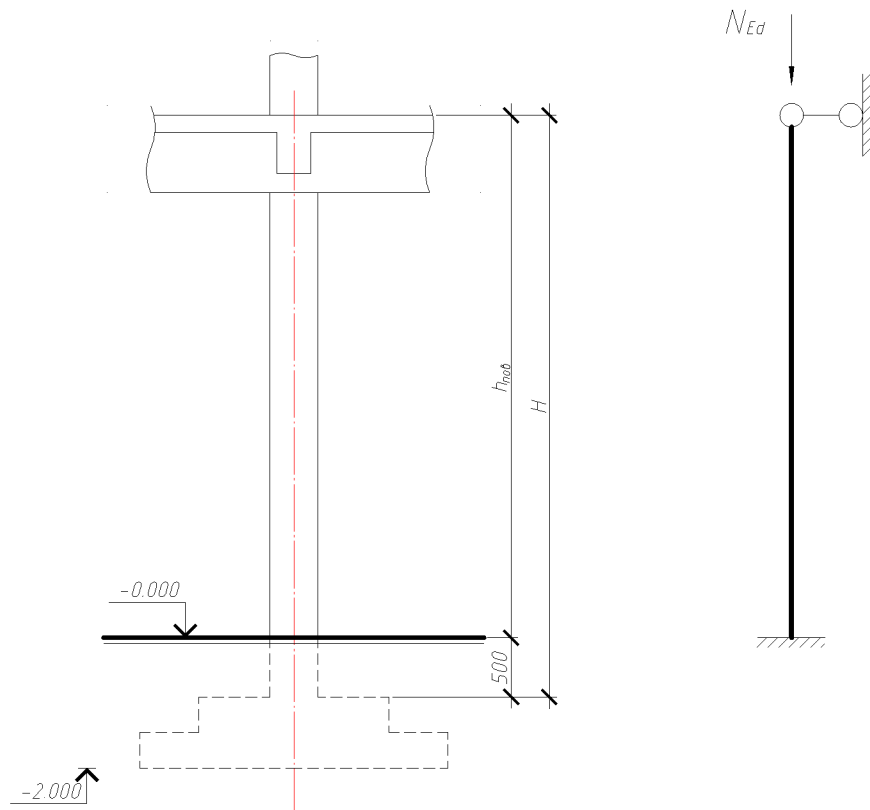


Рис 13 До розрахунку монолітної колони 1-го поверху:

а - розміри колони;

б - розрахункова схема

Розрахункове постійне навантаження від маси покриття.

Конструкція несучих елементів покриття аналогічна міжповерховим перекриттям, але розміри поперечних перерізів другорядних та головних балок и плити менші, ніж у перекриття. Тому маса покриття (з урахуванням водоізоляційного килима) приймається рівною 80% від маси перекриття:

$$G_2 = 0,8G_1$$

Розрахункове постійне навантаження від маси колони першого поверху:

$$G_3 = A_c H \rho \gamma_n \gamma_{fm}$$

Розрахункове постійне навантаження від маси колони верхніх поверхів:

$$G_4 = A_c h_{нов} \rho \gamma_n \gamma_{fm}$$

Сумарне розрахункове постійне навантаження на колону першого поверху дорівнює:

$$G = G_1(k-1) + G_2 + G_3 + G_4(k-1)$$

де  $k$  - кількість поверхів в будинку (згідно завдання).

II. Розрахункове тимчасове довготривале навантаження.

$$V_{pl} = (v_n^{pl} - v_n^{el}) A \gamma_n \gamma_{fm} (k-1)$$

де  $v_n^{el} = 1,5 \text{ кН/м}^2$  частина нормативного тимчасового навантаження від маси людей, ремонтних матеріалів в зонах обслуговування та ремонту обладнання.

III. Розрахункове тимчасове короткочасне навантаження:

а) від навантаження  $v_n^{el} = 1,5 \text{ кН/м}^2$



$$V_{pl1} = v_n^{el} A \gamma_n \gamma_{fm} (k-1)$$

б) від снігового навантаження

$$V_{pl2} = S_0 C A \gamma_n \gamma_{fm}$$

де  $S_0$  - нормативне снігове навантаження, яке приймається згідно норм у відповідності з районом будівництва (по завданню) згідно дод. 12;

$C = \mu C_e C_{alt}$  - коефіцієнт, що описує особливості розподілу снігового навантаження на покрівлі згідно ДБН Б В.1.2-3:2006

Комбінація навантажень

Складаємо дві основні та одну додаткову комбінацію навантажень, основні:

$$1) N_{Ed} = G + V_{pl} + V_{pl1}$$

$$2) N_{Ed} = G + V_{pl} + V_{pl2}$$

додаткова

$$3) N_{Ed} = G + 0.9(V_{pl} + V_{pl1} + V_{pl2})$$

В розрахунках приймають максимальне значення навантажень  $N$ .

Сполучення навантажень:

Розрахунок колон виконується з урахуванням найбільш несприятливих сполучень навантажень.

Перші основні сполучення розрахункових навантажень включають у себе:

$G_1$  - постійні,  $V_{pl}, \psi_2$  - довготривалі снігові, де  $V_{pl}, \psi_2$  - коеф, що відповідають 0,95 і 0,9

Навантаження при першому сполученні:

$$N = G + v_{pl} \psi_1 + S_{pl} \psi_1 + S_{ll} \psi_2 = 1085,79 + 0,95 \cdot 344,74 + 0,95 \cdot 43,93 + 0,9 \cdot 87,85 = 1534,09 \text{ кН}$$

Навантаження при другому сполученні:

$$N = G + v_{pl} \psi_1 + v_{ll} \psi_2 + S_{ll} \psi_2 = 1085,79 + 0,95 \cdot 344,74 + 0,9 \cdot 213,42 + 0,9 \cdot 87,85 = 1684,44 \text{ кН}$$

додаткова

$$3) N_{Ed} = G + 0.9(V_{pl} + V_{pl1} + V_{pl2})$$

До розрахунку приймаємо максимальне значення

Розрахунок поперечного перерізу колони

1. Уточнюємо розміри поперечного перерізу колони. В першому наближенні приймаємо коефіцієнт армування  $\rho = 0,01$ . Тоді площа поперечного перерізу колони

$$A_c = N_{Ed} / (f_{cd} + \rho f_{yd})$$

Сторона квадратного перерізу колони  $h_c = A_c^{1/2}$  Приймаємо розміри поперечного перерізу колони кратними 50 мм.

2. Визначаємо моменти від впливів першого порядку

$$M_{02} = \text{Max} \{ |M_{top}|, |M_{bottom}| \} + e_1 \cdot N_{ed}$$

$$M_{0l} = \text{Min}\{|M_{top}|, |M_{bottom}|\} + e_1 \cdot N_{ed}$$

Де  $e_1$  – випадковий ексцентриситет, який мінімальним з трьох значень;  $l_0/400$ ;  $h_c/30$  або 20 мм.

$M_{top}$  - момент у верхньому кінці розрахункової схеми, що опирається на нерухомий шарнір.

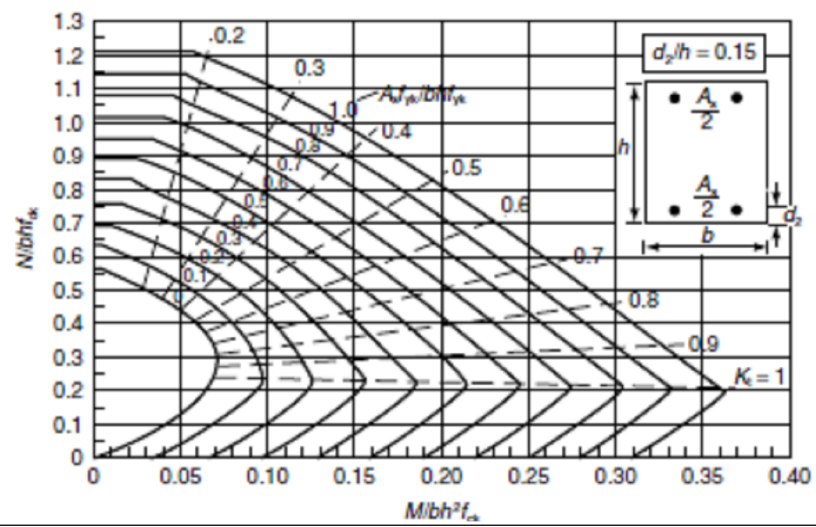
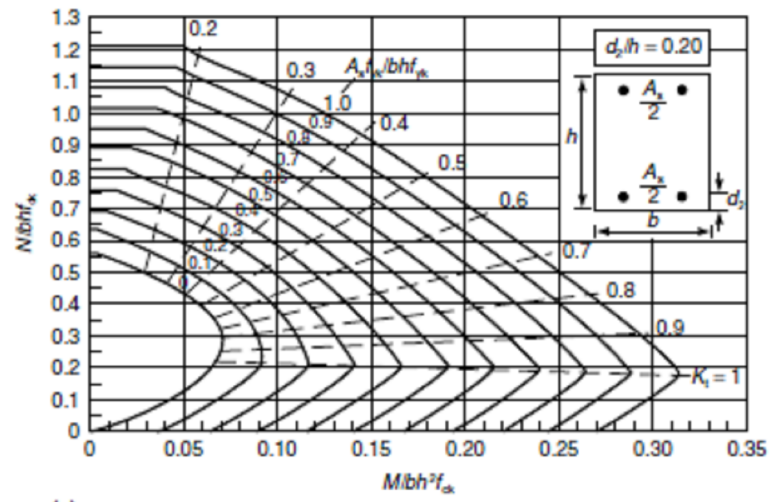
$M_{bottom}$  - момент у нижньому кінці розрахункової схеми, що защемлений.

3. Визначаємо фактичну гнучкість  $\lambda = 3.46 \cdot l_0 / h_c$   
та граничну гнучкість  $\lambda_{lim} = 15.4 \cdot C / n^{1/2}$   
де -  $n = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$ , та  $C = 1.7 - r_m$  а  $r_m = M_{0l} / M_{02}$ , якщо  $r_m$  невідомо допускається прийняти  $C=1.7$ .
4. Порівнюємо фактичну гнучкість з лімітованою  
 $\lambda \geq \lambda_{lim}$  – колона гнучка  
 $\lambda < \lambda_{lim}$  – колона не гнучка.
5. Визначаємо робочу висоту перерізу  $d=h-a$  та  $d_2=a$  відстань від крайньої фібри розтягнутого бетону до центру ваги розтягнутої арматури.
6. Визначаємо відношення  $d_2/h$  та вибираємо відповідний графік на рис
7. За графіком визначаємо невідомий коефіцієнт  $k_x$  в залежності від співвідношень  $M_{ed}/b \cdot h^2 \cdot f_{ck}$  та  $N_{ed}/b \cdot h \cdot f_{ck}$
8. Визначаємо необхідну площу арматури  
 $A_s = b \cdot h \cdot f_{ck} \cdot k_x / f_{yk}$

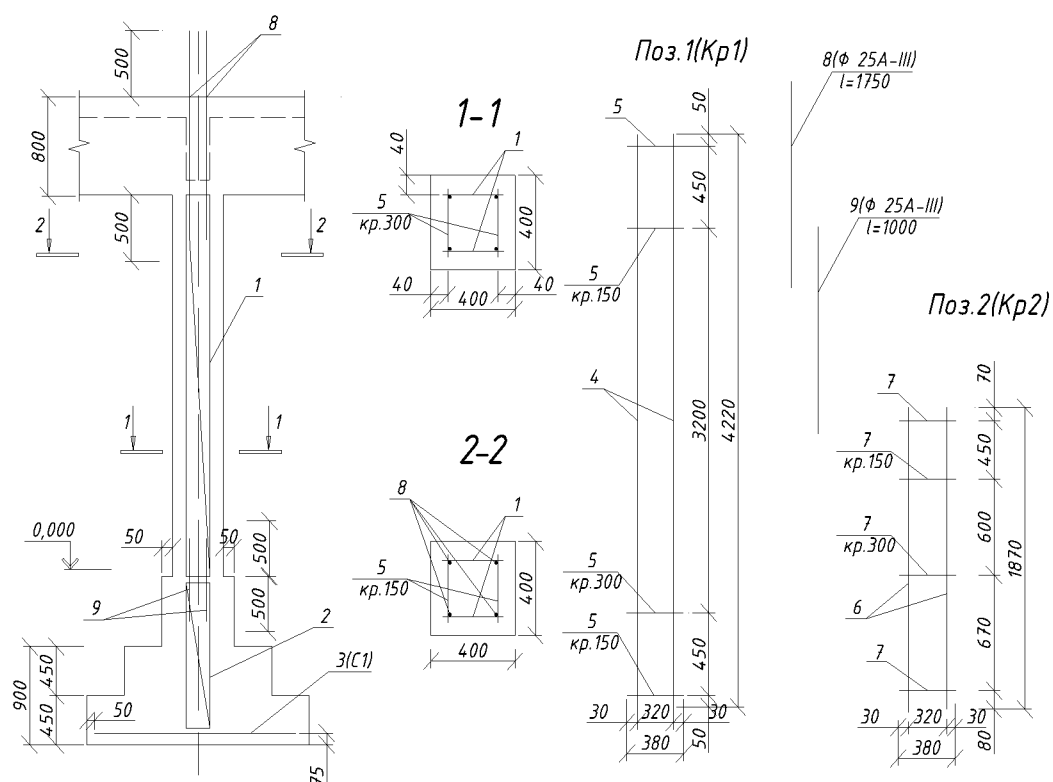
Для отриманого значення  $A_s$  підбирають діаметр та кількість поздовжньої робочої арматури за дод. 7. Мінімальний діаметр поздовжньої арматури для монолітних колон 12 мм. Перевіряємо значення процента армування  $\rho = A_s / b \cdot h$ , що повинно відповідати оптимальному значенню  $\rho_{optim} = 1\% \dots 3\%$ .

Поперечна арматура повинна забезпечити закріплення стержнів поздовжньої арматури від її втрати стійкості. Діаметр поперечних стержнів приймають з умови зварювання (див. дод. 4) для зварювальних каркасів та не менше 0,25 найменшого з діаметрів поздовжніх стержнів для в'язаних каркасів. Крок поперечної арматури призначається меншим з двох умов (кратним 50 мм): для зварних каркасів  $s < 20d$ ;  $s < 500\text{мм}$ ; для в'язаних каркасів  $s < 15d$ ;  $s < 500\text{мм}$ .

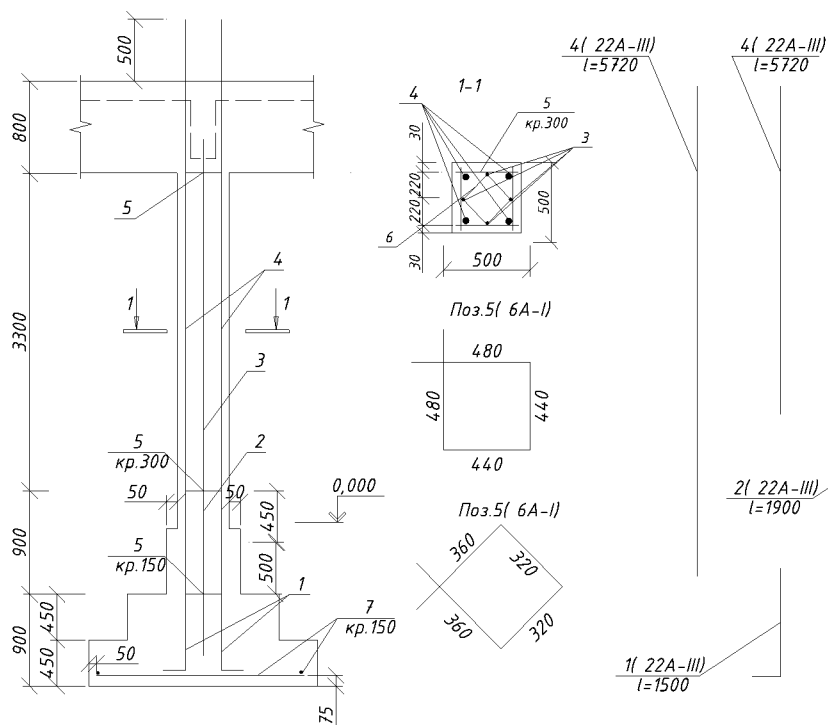
Армування колони зварювальними каркасами показано на рис. 14, а в'язаними каркасами - на рис. 15.



## Армування колони зварювальними каркасами



## Армування колони окремими стержнями



## Розрахунок та конструювання монолітного фундаменту.

Фундамент це головна підземна конструкція будівлі яка передає навантаження на ґрунтову основу. В залежності від рівня несучого шару ґрунту (основи) вони можуть бути глибокого та неглибокого закладання. Глибина закладання подошви фундаменту визначається розрахунком в залежності від розрахункового опору ґрунту та глибини промерзання. Верх фундаменту при монолітній колоні приймається на рівні фундаментної балки а при відсутності її на рівні + 0.05 м. Фундамент складається з підколінника та плитної частини і мають прямокутну форму підколоники та сходишкову форму плитної частини з кратністю 300 мм.

1. Визначаємо робочу висоту перерізу  $d=h-a$  та  $d_2=a$  відстань від крайньої фібри розтягнутого бетону до центру ваги розтягнутої арматури.
2. Визначаємо відношення  $d_2/h$  та вибираємо відповідний графік на рис
3. За графіком визначаємо невідомий коефіцієнт  $k_x$  в залежності від співвідношень  $M_{ed}/b \cdot h^2 \cdot f_{ck}$  та  $N_{ed}/b \cdot h \cdot f_{ck}$
4. Визначаємо необхідну площу арматури

$$A_s = b \cdot h \cdot f_{ck} \cdot k_x / f_{yk}$$

Для отриманого значення  $A_s$  підбирають діаметр та кількість поздовжньої робочої арматури за дод. 7. Мінімальний діаметр поздовжньої арматури для монолітних колон 12 мм. Перевіряємо значення процента армування  $\rho = A_s / b \cdot h$ , що повинно відповідати оптимальному значенню  $\rho_{\text{optim}} = 1\% \dots 3\%$ .

Поперечна арматура повинна забезпечити закріплення стержнів поздовжньої арматури від її втрати стійкості. Діаметр поперечних стержнів приймають з умови зварювання (див. дод. 4) для зварювальних каркасів та не менше 0,25 найменшого з діаметрів поздовжніх стержнів для в'язаних каркасів. Крок поперечної арматури призначається меншим з двох умов (кратним 50 мм): для зварних каркасів  $s < 20d$ ;  $s < 500\text{мм}$ ; для в'язаних каркасів  $s < 15d$ ;  $s < 500\text{мм}$ .

Армування колони зварювальними каркасами показано на рис. 14, а в'язаними каркасами - на рис. 15.

## Додаток 1

### Рекомендовані прольоти монолітних плит в залежності від навантаження на перекриття

Таблиця

Корисне навантаження, кН/м <sup>2</sup>	Прольоти плити (м) при її товщині (мм)					
	50	60	70	80	100	120
1,7	2,0...2,5	2,5...3,0	3,0...3,5	3,5...4,0	4,5...5,0	5,0...6,0
2,4	2,0...2,5	2,5...3,0	3,0...3,5	3,5...4,0	4,5...5,0	5,0...6,0
3,6	2,0...2,5	2,5...3,0	3,0...3,5	3,5...4,0	4,5...5,0	5,0...6,0
4,5	1,9...2,5	2,0...2,6	2,1...2,7	2,3...3,0		
5,0	1,8...2,3	1,9...2,4	2,2...2,7	2,2...2,8		
6,7	1,7...2,2	1,8...2,3	2,1...2,5	2,1...2,7		
8,5	1,6...2,0	1,7...2,1	2,0...2,4	1,9...2,5		
10,3	1,5...1,7	1,6...2,0	1,8...2,2	1,8...2,3		
13,5		1,5...1,7	1,7...2,1	1,7...2,2		
17,5			1,5...2,0	1,6...2,0		
22,5			1,4...1,8	1,5...1,8		
25,0				1,4...1,7		

## Додаток 2

### Характеристики можливих наслідків від відмови будівлі або споруди

Таблиця

С.9 ДБН В 1.1.2-14-2009

Клас наслідків (відповідальності) будівлі або споруди	Характеристики можливих наслідків від відмови будівлі або споруди					
	Можлива небезпека для здоров'я і життя людей, кількість осіб			Обсяг можливого економічного збитку, м.р.з.п.	Втрата об'єктів культурної спадщини, категорії об'єктів	Припинення функціонування комунікацій транспорту, зв'язку, енергетики, інших інженерних мереж, рівень
	Які постійно перебувають на об'єкті	Які періодично перебувають на об'єкті	Які перебувають поза об'єктом			
ССЗ значні наслідки	понад 300	понад 1000	понад 50000	понад 150000	національного значення	загальнодержавний
ССЗ середні наслідки	від 20 до 300	від 50 до 1000	від 100 до 50000	від 2000 до 150000	місцевого значення	регіональний, місцевий
ССЗ незначні наслідки	до 20	до 50	до 100	до 2000	-	-

**Примітка 1.** Будівлі або споруди присвоюється найвищий клас наслідків (відповідальності) за однією з усіх можливих характеристик можливого збитку від відмови.

**Примітка 2.** Вважається, що на об'єкті постійно є люди, якщо вони перебувають там не менше ніж вісім годин на добу і не менше ніж 150 днів на рік. Людьми, які періодично

відвідують об'єкт, вважаються ті, що перебувають там не більше трьох годин на добу. Небезпекою для життєдіяльності людей є можливе порушення нормальних умов життєдіяльності більше ніж на три доби.

**Примітка 3.** Обсяг можливого економічного збитку визначається відповідно до Методики [3].

**Примітка 4.** Мінімальний розмір заробітної плати (м.р.з.п.) щорічно встановлюється Законом України [4].

**Примітка 5.** Чисельні значення характеристик, що визначені у колонках 2-5 таблиці, відповідають критеріям, що визначають рівень надзвичайних ситуацій [5].

**Примітка 4.** Категорії об'єктів культурної спадщини встановлюються відповідно до чинного законодавства [6].

**Примітка 5.** Рівень значення комунікацій та інших інженерних мереж установлюється відповідно до чинного законодавства [7].

**Примітка 6.** Для висотних будівель клас наслідків (відповідальності) приймається не менше ніж:

СС-2 – для будівель заввишки 73,5 м до 100 м;  
СС-3 – для будівель заввишки понад 100 м.

### Додаток 3

#### Значення $\gamma_n$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях

Таблиця

С.18 ДБН В 1.2-14-2009

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення $\gamma_n$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250	1,000	1,150	0,975	1,050
	Б	1,200		1,100		
	В	1,150		1,050		
СС2	А	1,100	0,975	1,000	0,950	0,975
	Б	1,050		1,000		
	В	1,000		0,975		
СС1	А	1,000	0,950	0,950	0,925	0,950
	Б	0,975		0,925		
	В	0,950		0,900		

**Примітка 1.** Якщо у нормах проектування певних типів будівель або споруд не наведено конкретних рекомендацій щодо розподілу конструкцій за категоріями відповідальності відповідно класів наслідків (відповідальності), дозволяється їх відносити до категорії Б.

**Примітка 2.** Для тимчасових будівель і споруд із встановленим терміном експлуатації до трьох років значення приймаються як для об'єктів класу 4В незалежно від класів наслідків (відповідальності).

Додаток 4  
Характеристики міцності і деформативності бетону

Таблиця

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)	6,0	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	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1	
$f_{ctk,0,05}$ (Мпа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0	$f_{ctk,0,05} = 0,7 f_{ctm}$ 5% вибірки
$f_{ctk,0,95}$ (Мпа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3	$f_{ctk,0,95} = 1,3 f_{ctm}$ 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,%	30,5	32	33	34	
$\varepsilon_{c1,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02	
$\varepsilon_{c1,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91	
$\varepsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40	
$\varepsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29	
$\varepsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16	$\varepsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$
$\varepsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97	$\varepsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$
$\varepsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,6	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16	$\varepsilon_{cu3,ck} = 0,9 \varepsilon_{cu1,ck}$
$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06	$\varepsilon_{cu3,cd} = 0,9 \varepsilon_{cu1,cd}$
*) – величини $f_{cm,cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації $V_c$ , який дорівнює 13,5%												



## Додаток 5

**Міцності та деформаційні характеристики арматури**

Таблиця

Характеристики арматури	Клас арматури				
	A240C	A400C	A500C		B500 (Bp-1)
			Ø8-22	Ø25-40	
$f_{yk}$ Мпа	240	400	500		500(490)
$f_{yd}$ Мпа	225	375(365)	435		435(410)
$f_{ywd}$ Мпа	170	285	300		325(290)
$E_s$ Мпа	$2,1 \times 10^5$	$2,1 \times 10^5$	$2,0 \times 10^5$		$1,9(1,7) \times 10^5$
$\varepsilon_{so}$	0,00107	0,00174	0,0021		0,0023
$\varepsilon_{ud}$	0,025	0,025	0,02		0,02

## Додаток 6

**Характеристичні значення опору та деформаційних характеристик попередньо напруженої арматури**

Таблиця

Клас арматури	Характеристики арматури			
	$f_{pk}$ Мпа	$f_{p0,1k}$ Мпа	$E_p$ Мпа	$\varepsilon_{uk}$
A600, A600C, A600K	630	575	190000	0,02
A800, A800K, A800CK	840	765	190000	0,018
A1000	1050	955	190000	0,018
Bp1200	1260	1145	190000	0,016
Bp1300	1365	1240	190000	0,016
Bp1400	470	1335	190000	0,016
Bp1500	1575	1430	190000	0,016

## Додаток 7

**Співвідношення між діаметрами зварювальних стержнів при контактному зварюванні**

Таблиця

Діаметр поздовжніх стержнів, мм	3..12	14;16	18;20	22	25...32	36;40
Мінімальний діаметр поперечних стержнів, мм	3	4	5	6	8	10

## Додаток 8

Таблиця

Значення коефіцієнтів  $\alpha_m, \xi$  та  $\zeta$ 

$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$	$\xi$	$\zeta$	$\alpha_m$
0,01	0,996	0,008	0,26	0,896	0,186	0,51	0,796	0,325
0,02	0,992	0,016	0,27	0,892	0,193	0,52	0,792	0,329
0,03	0,988	0,024	0,28	0,888	0,199	0,53	0,788	0,334
0,04	0,984	0,031	0,29	0,884	0,205	0,54	0,784	0,339
0,05	0,980	0,039	0,3	0,880	0,211	0,55	0,780	0,343
0,06	0,976	0,047	0,31	0,876	0,217	0,56	0,776	0,348
0,07	0,972	0,054	0,32	0,872	0,223	0,57	0,772	0,352
0,08	0,968	0,062	0,33	0,868	0,229	0,58	0,768	0,356
0,09	0,964	0,069	0,34	0,864	0,235	0,59	0,764	0,361
0,1	0,960	0,077	0,35	0,860	0,241	0,6	0,760	0,365
0,11	0,956	0,084	0,36	0,856	0,247	0,62	0,752	0,373
0,12	0,952	0,091	0,37	0,852	0,252	0,64	0,744	0,381
0,13	0,948	0,099	0,38	0,848	0,258	0,66	0,736	0,389
0,14	0,944	0,106	0,39	0,844	0,263	0,68	0,728	0,396
0,15	0,940	0,113	0,4	0,840	0,269	0,7	0,720	0,403
0,16	0,936	0,120	0,41	0,836	0,274	0,72	0,712	0,410
0,17	0,932	0,127	0,42	0,832	0,280	0,74	0,704	0,417
0,18	0,928	0,134	0,43	0,828	0,285	0,76	0,696	0,423
0,19	0,924	0,140	0,44	0,824	0,290	0,78	0,688	0,429
0,2	0,920	0,147	0,45	0,820	0,295	0,8	0,680	0,435
0,21	0,916	0,154	0,46	0,816	0,300	0,85	0,660	0,449
0,22	0,912	0,161	0,47	0,812	0,305	0,9	0,640	0,461
0,23	0,908	0,167	0,48	0,808	0,310	0,95	0,620	0,471
0,24	0,904	0,174	0,49	0,804	0,315	1	0,600	0,480
0,25	0,900	0,180	0,5	0,800	0,320	-	-	-

$$\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi); \quad \zeta = (1 - 0,4\xi)$$

## Додаток 9

Таблиця

## Граничні значення відносної дійсної висоти стиснутої зони бетону

Бетон		Арматура			
Класи	$\varepsilon_{cu3,cd}$ (‰)	A240C	A400C	A500C	B500(Bp1)
		$\varepsilon_{so}=1,07$ (‰)	$\varepsilon_{so}=1,74$ (‰)	$\varepsilon_{so}=2,1$ (‰)	$\varepsilon_{so}=2,3$ (‰)
C10	3,38	0,769	0,660	0,617	0,595
C15	3,33	0,758	0,657	0,613	0,591
C20	3,23	0,751	0,650	0,606	0,584
C25	3,10	0,743	0,643	0,596	0,574
C30	3,00	0,737	0,633	0,588	0,566
C35	2,80	0,729	0,618	0,571	0,540
C40	2,64	0,711	0,603	0,557	0,534
C45	2,45	0,696	0,585	0,544	0,516
C50	2,31	0,683	0,570	0,524	0,501
C55	2,19	0,672	0,557	0,520	0,488
C60	2,06	0,658	0,542	0,495	0,472

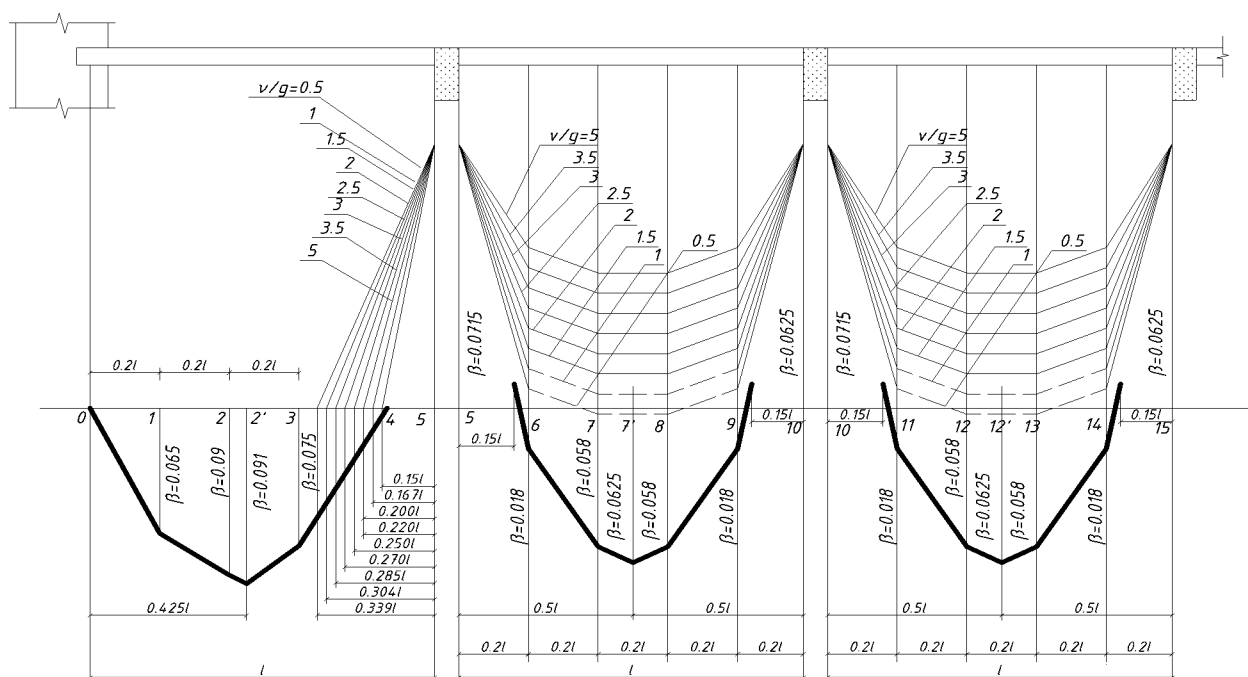
**Сортамент арматури**

Діаметр,мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, мм, при кількості стержнів										Маса 1 м, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
3	7,1	14	21	28	35	42	49	57	64	71	0,055
4	12,6	25	36	50	63	76	88	101	113	1261	0,098
5	19,6	39	59	79	98	118	137	157	177	196	0,154
6	28,3	57	86	113	142	170	198	226	255	283	0,222
7	38,5	77	115	154	192	231	269	308	346	385	0,302
8	50,3	101	151	201	251	302	352	402	453	503	0,395
10	78,9	157	236	314	393	471	550	628	707	785	0,617
12	113,1	226	339	452	565	679	792	905	1018	1131	0,888
14	153,9	308	462	616	769	923	1077	1231	1385	1539	1,208
16	201,1	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1810	2011	1,578
18	254,5	509	763	1018	1272	1527	1781	2036	2290	2545	1,998
20	314,2	628	941	1256	1571	1885	2199	2514	2828	3142	2,466
22	380,1	760	1140	1520	1900	2271	2661	3041	3421	3801	2,984
25	490,9	982	1473	1963	2454	2945	3436	3927	4413	4909	3,853
28	615,8	1232	1847	2463	3079	3695	4310	4926	5542	6158	4,834
32	804,2	1608	2413	3217	4021	4825	5630	6434	7238	8042	6,313
36	1018	2036	3054	4072	5090	6108	7126	8144	9162	10180	7,990
40	1256	2512	3768	5024	6280	7536	8792	10048	11304	12560	9,805

Залежність коефіцієнта  $\beta$  від співвідношення  $v/g$ 

$v/g$	Точки										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,010	0,022	0,024	-0,004	-0,0625	-0,003	0,028	0,028	-0,003	-0,0625
1,0	-0,0715	-0,020	0,016	0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	0,013	0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0,000	-0,021	-0,0625	-0,019	0,003	0,004	-0,019	-0,0625
2,0	-0,0715	-0,030	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,004	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3,0	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,010	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4,0	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,030	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5,0	-0,0715	-0,040	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

Епюри розрахункових моментів для розрахунку нерозрізних балок



## Додаток 12

**Характеристичні значення навантажень і впливів для міст України** $W_0$  - вітрове навантаження (в паскалях)  $S_0$  - снігове навантаження (в паскалях) $B$  - товщина стінки ожеледі (в мм) $W_B$  - вітрове навантаження при ожеледі (в паскалях)

Таблиця

<b>Міста обласного підпорядкування</b>	<b><math>W_0</math> (Па)</b>	<b><math>S_0</math> (Па)</b>	<b><math>b</math> (мм)</b>	<b><math>W_B</math> (Па)</b>
Київ	370	1550	19	160
Севастополь	460	770	13	250
<b>АР Крим</b>				
Сімферополь	460	820	15	210
Алушта	450	860	15	160
Джанкой	480	850	16	200
Євпаторія	490	730	15	250
Керч	540	920	16	310
Красноперекопськ	510	780	16	260
Саки	480	760	15	230
Армянськ	510	780	16	260
Феодосія	500	1000	14	240
Судак	470	940	15	160
Ялта	470	830	13	180
<b>Вінницька область</b>				
Вінниця	470	1360	17	220
Жмеринка	480	1360	19	240
Могилів-Подільський	470	1280	19	210
Хмільник	450	1390	18	210
<b>Волинська область</b>				
Луцьк	480	1240	17	210
Володимир-Волинський	500	1200	17	160
Ковель	460	1200	13	160
Нововолинськ	500	1240	15	170
<b>Дніпропетровська область</b>				
Дніпропетровськ	470	1340	19	260
Вільногірськ	440	1190	19	220
Дніпродзержинськ	470	1280	19	230
Жовті Води	440	1170	19	260
Кривий Ріг	440	1110	19	260
Марганець	460	1040	18	260
Нікополь	460	1020	17	260
Новомосковськ	470	1390	19	260
Орджонікідзе	460	1030	18	260
Павлоград	480	1390	17	260
Первомайськ	500	1380	19	260
Синельникове	480	1350	19	260
Тернівка	490	1390	18	260

<b>Донецька область</b>				
Донецьк	500	1500	22	260
Авдіївка	490	1450	22	230
Артемівськ	480	1380	22	210
Горлівка	500	1500	22	210
Дебальцеве	500	1440	26	210
Дзержинськ	500	1480	22	240
Димитров	480	1420	19	210
Добропіля	480	1410	19	210
Докучаївськ	500	1520	23	300
Єнакієве	500	1470	24	240
Жданівка	500	1160	19	250
Маріуполь	600	1380	28	350
Кіровське	500	1490	25	240
Костянтинівка	480	1400	21	210
Краматорськ	470	1400	21	210
Красноармійськ	480	1410	19	230
Красний Лиман	460	1390	21	210
Макіївка	500	1490	23	240
Селідове	490	1420	20	250
Слав'янськ	460	1400	21	210
Сніжне	490	1510	28	220
Торез	490	1520	27	220
Вугледар	500	1450	22	300
Харцизьк	500	1500	23	250
Шахтарськ	500	1500	25	240
Ясинувата	500	1470	22	250
<b>Житомирська область</b>				
Житомир	460	1460	16	200
Бердичів	460	1410	16	200
Коростень	480	1450	16	220
Новоград-Волинський	470	1380	22	220
<b>Закарпатська область</b>				
Ужгород	370	1340	11	150
Мукачеве	370	1490	12	110
<b>Запорізька область</b>				
Запоріжжя	460	1110	19	260
Бердянськ	520	1120	26	270
Мелітополь	520	1050	22	340
Токмак	490	1070	19	260
<b>Івано-Франківська область</b>				
Івано-Франківськ	500	1410	21	170
Болехів	550	1520	17	170
Калуш	530	1440	19	180
Коломия	490	1400	22	160
Яремча	470	1530	19	180
<b>Київська область</b>				
Біла Церква	390	1520	16	170
Березань	390	1580	19	190
Бориспіль	380	1570	19	160

Бровари	380	1580	19	160
Васильків	380	1530	16	160
Ірпінь	390	1560	19	160
Переяслав-Хмельницький	390	1560	18	200
Прип'ять	450	1590	19	190
Фастів	380	1510	16	190
Ржищів	390	1540	18	190
Славутич	430	1600	18	190
<b>Кіровоградська область</b>				
Кіровоград	410	1230	22	210
Олександрія	430	1250	21	240
Знам'янка	420	1320	22	210
Світловодськ	430	1310	18	210
<b>Луганська область</b>				
Луганськ	460	1350	28	230
Антрацит	490	1460	30	240
Брянка	480	1410	25	230
Кіровськ	480	1400	23	220
Алчевськ	480	1410	22	230
Краснодон	470	1410	29	230
Красний Луч	490	1470	29	230
Лисичанськ	460	1370	21	210
Первомайськ	480	1400	23	220
Ровеньки	480	1450	31	260
Рубіжне	450	1370	21	180
Свердловськ	480	1450	32	270
Северодонецьк	460	1370	22	210
Стаханов	480	1400	24	220
<b>Львівська область</b>				
Львів	520	1310	15	240
Борислав	540	1500	16	180
Дрогобич	560	1440	16	190
Самбір	530	1400	16	190
Стрий	550	1420	16	180
Трускавець	550	1490	16	180
Червоноград	510	1260	16	230
<b>Миколаївська область</b>				
Миколаїв	470	870	22	260
Вознесенськ	450	990	22	270
Очаків	490	830	22	260
Первомайськ	410	1200	22	260
Южноукраїнськ	430	1090	22	260
<b>Одеська область</b>				
Одеса	460	880	28	330
Білгород-Дністровський	470	890	27	330
Ізмаїл	500	1100	23	310
Іллічівськ	480	880	28	330
Котовськ	450	1170	23	270
Южний	490	870	24	310
<b>Полтавська область</b>				

Полтава	470	1450	19	250
Комсомольськ	430	1280	18	240
Кременчук	430	1300	18	230
Лубни	410	1600	16	250
Миргород	420	1540	17	240
<b>Рівненська область</b>				
Рівне	520	1320	18	240
Дубно	530	1270	17	250
Кузнецовськ	460	1260	13	200
Острог	520	1320	17	250
<b>Сумська область</b>				
Суми	420	1670	16	250
Охтирка	450	1600	17	240
Глухів	390	1770	17	230
Конотоп	360	1740	15	220
Лебедин	430	1640	18	220
Ромни	380	1730	19	230
Шостка	390	1790	16	220
<b>Тернопільська область</b>				
Тернопіль	520	1390	17	230
<b>Харківська область</b>				
Херсон	480	760	19	290
Каховка	460	840	19	320
Нова Каховка	450	820	19	320
<b>Хмельницька область</b>				
Хмельницький	500	1340	19	230
Кам'янець-Подільський	460	1270	19	210
Нетішин	520	1330	18	210
Славута	510	1350	18	210
Шепетівка	500	1370	19	210
<b>Черкаська область</b>				
Черкаси	420	1520	18	220
Ватутіне	410	1420	19	210
Канів	410	1540	15	210
Золотоноша	410	1560	18	210
Сміла	420	1480	18	210
Умань	440	1440	19	210
<b>Чернівецька область</b>				
Чернівці	500	1320	22	210
<b>Чернігівська область</b>				
Чернігів	410	1720	16	160
Ніжин	370	1690	15	180
Прилуки	370	1640	19	210



## **Список літератури**

### **1. Нормативна**

- 1.1. ДБН В.2.6.-98:2009. Конструкції будівель та споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення.
- 1.2. ДСТУ Б В.2.6. – 156: 2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування.
- 1.3. ДСТУ 3760-06 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови.
- 1.4. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ.

### **2. Учбова**

- 2.1. Залізобетонні конструкції. Підручник /А.Я.Барашиков, Л.М.Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін. За ред. А.Я.Барашикова, - К.:Вища школа, 1995.-591 с.
- 2.2. Байков В.Н., Сигалов З.Е, Железобетонные конструкции: Общий курс. –М.:Стройиздат, 1991. - 768 с.

### **3. Навчальні посібники, довідкова та методична література**

- 3.1. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование /Под ред. А.Я. Барашикова. – К.:Вища школа, 1987. - 416с.
- 3.2. Проектирование железобетонных конструкций. Справочное пособие /А.Б.Голышев, В.Я.Бачинский и др. Под ред. А.Б.Голышева, 2-е изд., перераб. и доп. – Киев: Будівельник, 1990. - 544 с.
- 3.3. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкции из тяжелого бетона без предварительного напряжения. - М.: Стройиздат, 1989. - 65 с.
- 3.4. Рекомендации по применению арматурного проката ДСТУ 3760-98 при проектировании и изготовлении железобетонных конструкций без предварительного напряжения арматуры. - К.: Госстрой Украины, 2002.
- 3.5. Методические указания по расчету и конструированию монолитного железобетонного ребристого перекрытия с балочными плитами. 4.1 и ч.2 /Сост. Е.Ф.Лысенко, А.Я. Барашиков, -К.: КИСИ, - 1990.
- 3.6. Мурашко Л.А., Колякова В.М., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю

перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6.-98:2009. Навчальний посібник.- К.:КНУБА. 2012.- 62с.