

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ  
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О. М. БЕКЕТОВА**

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

*до виконання практичних занять та самостійної роботи  
з дисциплін*

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»**  
*(для слухачів другої вищої освіти спеціальності  
7.06010101 Промислове і цивільне будівництво)*

**«ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ»**  
*(для слухачів другої вищої освіти спеціальності  
7.06010103 Міське будівництво і господарство)*

Харків  
ХНУМГ  
2014

Методичні вказівки до виконання практичних занять та самостійної роботи з дисциплін «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 Промислове і цивільне будівництво), «Залізобетонні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010103 Міське будівництво і господарство). / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: Є.С. Седишев. – Х.: ХНУМГ, 2014. – 25 с.

Укладач: Є.С. Седишев

Рецензент: доц., к.т.н., Псурцева Н.О.

Рекомендовано кафедрою БК, протокол № 3 від 10.10.2014 року.

## **ЗАГАЛЬНІ ВКАЗІВКИ**

### **Вступ. Загальні положення**

Методичні вказівки мають на меті ознайомити слухачів Центра післядипломної освіти і заочного навчання з тематикою практичних занять з дисциплін «Залізобетонні та кам'яні конструкції» для спеціальності 7.06010101 Промислове і цивільне будівництво та «Залізобетонні конструкції» для спеціальності 7.06010103 Міське будівництво і господарство, а також допомогти їм при самостійній роботі над вказаними дисциплінами.

Для розглядання і вирішення слухачам пропонуються задачі, що мають практичне значення і зустрічаються при проектуванні кожної будівлі і споруди.

Для практичних занять рекомендується використовувати різні літературні джерела: підручники, довідники, посібники, методичні вказівки, нормативну літературу.

Рекомендований обсяг практичних занять – 4 години.

### **1. ТЕМАТИКА ПРАКТИЧНИХ ЗАНЯТЬ. РЕКОМЕНДОВАНІ ЗАДАЧІ ДЛЯ РОЗГЛЯДАННЯ**

#### **1.1. Розрахунок і конструювання залізобетонних ригеля і плити – 1,5 год.**

Розглядаються задачі визначення необхідної кількості поздовжньої арматури за умови міцності нормальних перерізів для прямокутного або таврового профілів. Розраховується або конструктивно задається необхідне армування поперечною арматурою похилих перерізів.

#### ***Приклад розрахунку і конструювання плити перекриття***

Вихідні дані: залізобетонна багатопустотна плита шириною 1,2 м і товщиною 0,22 м з розрахунковим прольотом 5,76 м виконується з бетону класу С16/20 і поздовжньої арматури класу А400С. Погонне навантаження на плиту 10,12 кН/м

### Статичний розрахунок плити

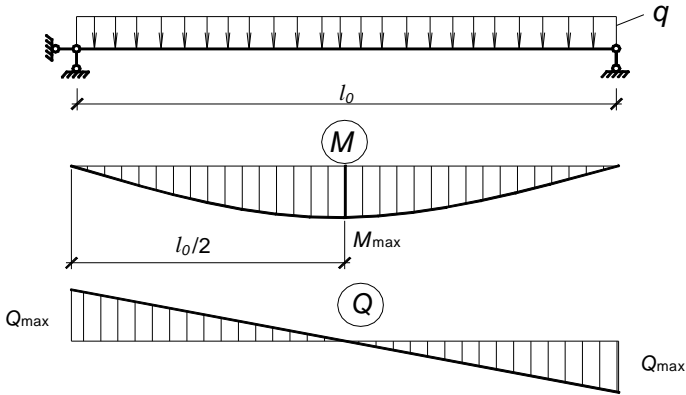


Рис. 1

$$\frac{L_{\text{пл}}}{B_{\text{пл}}} = \frac{5,76}{1,2} = 4,8 > 2 \quad \text{Плита балочна.}$$

$$M_{\max} = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{10,12 \cdot 5,66^2}{8} = 40,53 \text{ кН}\cdot\text{м}$$

$$Q_{\max} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{10,12 \cdot 5,66}{2} = 28,64 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

### Розрахунковий переріз плити

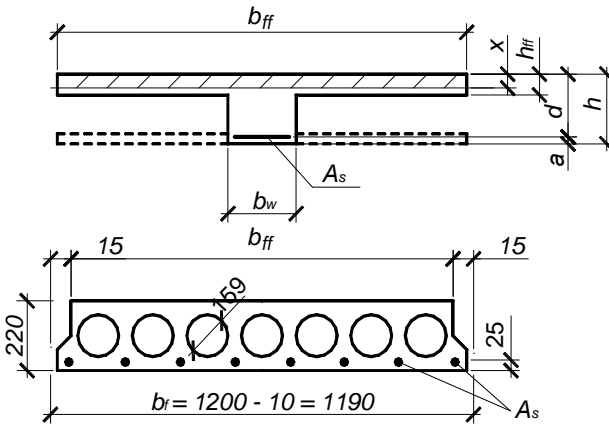


Рис. 2

$$h_1 = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 16 = 14,4 \text{ см. } b_{ff} = 119 - 2 \cdot 1,5 = 116 \text{ см.}$$

$$b_w = b_{ff} - 6 \cdot h_1 = 29,6 \text{ см.}$$

$$d = h - a = 22 - 2,5 = 19,5 \text{ см. } h_{ff} = \frac{h - h_1}{2} = \frac{22 - 14,4}{2} = 3,8 \text{ см.}$$

### **Матеріали для проектування плити**

Бетон клану С16/20:

- розрахункове значення міцності на стиск  $f_{cd} = 11,5$  МПа;

- характеристичне значення міцності на стиск  $f_{ck} = 15$  МПа.

Арматура класу А400С:

- розрахункова міцність на межі текучості  $f_{yd} = 365$  МПа.

### **Конструктивні розрахунки плити**

#### **Розрахунок за несучою здатністю нормального перерізу**

Встановимо розрахунковий випадок (положення нейтральної осі).

Розрахунковий момент

$$f_{cd} \cdot b_{ff} \cdot h_{ff} \cdot (d - 0,5 \cdot h_{ff}) = 11,5 \cdot 116 \cdot 3,8 \cdot (19,5 - 0,5 \cdot 3,8) = 8921,8 \text{ кН}\cdot\text{см} = 89,22 \text{ кН}\cdot\text{м} > M_{Ed} = 40,53 \text{ кН}\cdot\text{м.}$$

Нейтральна вісь знаходиться в полиці.

Розрахунок ведемо як для прямокутного перерізу з шириною  $b_{ff} = 116$  см. Коефіцієнт стиснутої зони

$$\alpha_m = \frac{M_{Ed}}{f_{cd} \cdot b_{ff} \cdot d^2} = \frac{4053}{11,5 \cdot 116 \cdot 19,5^2} = 0,071.$$

За таблицею граничне значення  $\alpha_R = 0,385$ .

При  $\alpha_m < \alpha_R$  переріз розраховується як з одиничним армуванням.

За табл. при  $\alpha_m = 0,071$  коефіцієнт стиснутої зони  $\xi = 0,963$ .

Потрібна площа робочої арматури

$$A_s = \frac{M_{Ed}}{\xi \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{4053}{0,963 \cdot 365 \cdot 19,5} = 5,91 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 7Ø12A400С ( $A_s = 7,92 \text{ см}^2$ ).

Коефіцієнт армування

$$\rho = \frac{A_s}{b_f \cdot d} \cdot 100\% = \frac{7,92}{116 \cdot 19,5} \cdot 100\% = 0,35\% > \rho_{\min} = 0,13\% .$$

**Перевірка потрібності розрахункового поперечного армування**

Розрахункова поперечна сила на відстані від опори на цегляну стіну  $d = 19,5$  см і на відстані від умовного опорного шарніру

$$V_{Ed} = \frac{V_{\max} \cdot (0,5 \cdot l_0 - 0,255)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{28,64 \cdot (0,5 \cdot 5,66 - 0,32)}{0,5 \cdot 5,66} = 26,06 \text{ кН.}$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d ,$$

де  $C_{Rd} = 0,18/1,3 = 0,1385$ .

Коефіцієнт поздовжнього армування

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{7,92}{40 \cdot 19,5} = 0,0102$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{195}} = 2,013 > 2 .$$

Приймаємо  $K = 2$ .

$$V_{Rd,c} = 0,1385 \cdot 2 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0102 \cdot 15} \cdot 400 \cdot 19,5 = 53638 \text{ Н} = 53,64 \text{ кН,}$$

та повинно бути не менше ніж

$$V_{Rd,c} = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3 \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot \sqrt{15} \cdot 2^3 \cdot 400 \cdot 19,5 = 29906 \text{ Н} = 29,91 \text{ кН.}$$

З 2-х підрахованих величин  $V_{Rd,c}$  приймаємо більше

$$V_{Rd,c} = 53,64 \text{ кН} > V_{Ed} = 26,06 \text{ кН.}$$

Поперечне армування за розрахунком не потрібне.

Призначимо конструктивне припорне поперечне армування в 3-х каркасах стержнями мінімального діаметру 3Ø6A240C ( $A_{sw} = 0,85 \text{ см}^2$ ).

Крок поперечних стержнів в каркасах

$$S \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 19,5 = 14,6 \text{ см.}$$

Приймаємо трохи більше, але кратне 5 см:  $S = 15 \text{ см}$ .

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} = \frac{0,85}{40 \cdot 15} = 0,0014 > \rho_{w,\min} = \frac{0,08\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08\sqrt{15}}{240} = 0,0013.$$

### Приклад розрахунку і конструювання ригеля перекриття

Вихідні дані: залізобетонний ригель з полицями для опирання плит. Висота ригеля 50 см при ширині ребра 20 см. Розрахунковий прольот 5,69 м. Ригель виконується з бетону класу С20/25 і поздовжньої арматури класу А400С. Погонне навантаження на ригель 54,3 кН/м.

#### Статичний розрахунок ригеля (визначення зусиль від навантаження)

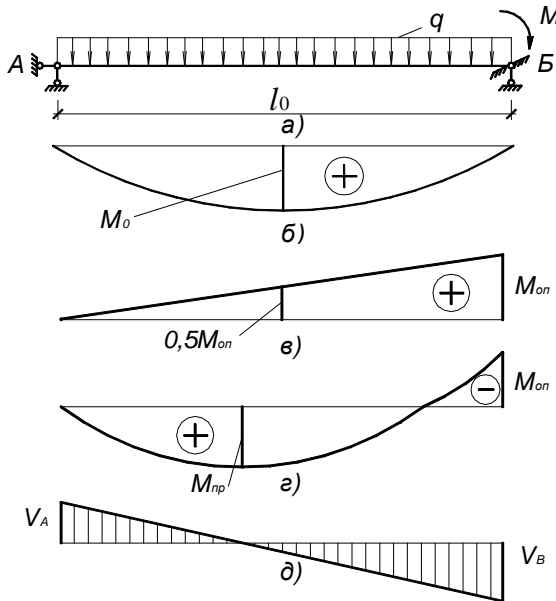


Рис. 3 – Розрахункова схема ригелю та епюри зусиль:  
 а – розрахункова схема; б – епюра моментів як для одно прольотної розрізної балки; в – епюри опорного моменту; г – результуюча епюра моментів; д – епюра поперечних сил

$$M_0 = \frac{gl_0^2}{8} = \frac{54,3 \cdot 5,69^2}{8} = 219,75 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{on} = 0,2 \cdot M_0 = 0,2 \cdot 219,75 = 43,95 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{np} = M_0 - 0,1M_0 = 0,9 \cdot M_0 = 0,9 \cdot 219,75 = 197,78 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$V_A = \frac{gl_0}{2} - \frac{M_{on}}{l_0} = \frac{54,3 \cdot 5,69}{2} - \frac{43,95}{5,09} = 154,48 - 7,72 = 146,76 \text{ кН};$$

$$V_B = \frac{gl_0}{2} - \frac{M_{on}}{l_0} = 162,2 \text{ кН}.$$

### *Підбір матеріалів для ригелю*

Бетон класу С 20/25:  $f_{cd} = 14,5 \text{ МПа} = 1,45 \text{ кН/см}^2$ .

Армуатура класу А400С (поздовжнє армування):  $f_{yd} = 365 \text{ МПа}$ .

Армуатура класу А240С (поперечне армування):

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа}; f_{ywd} = 170 \text{ МПа}.$$

### **Розрахунки міцності нормальних перерізів**

#### *Переріз в прольоті*

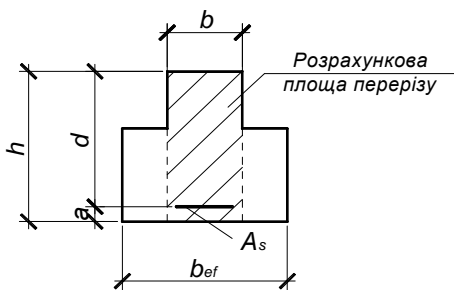


Рис. 4

Робоча висота перерізу

$$d = h - a = 50 - 5 = 45 \text{ см}.$$

Зусилля

$$M_d = M_{np} = 197,78 \text{ кН}\cdot\text{м}.$$

Коефіцієнт стиснутої зони

$$\alpha_m = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{19778}{1,45 \cdot 20 \cdot 45^2} = 0,336 < \alpha_R = 0,385.$$

Коефіцієнт  $\alpha_m$  не перевищує граничне значення  $\alpha_R$ . Тому подвійного армування або збільшення висоти перерізу не потрібно.

Відповідно  $\alpha_m = 0,336$  коефіцієнт  $\xi = 0,786$ .

Необхідна кількість поздовжньої арматури

$$A_s = \frac{M_d}{\xi \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{19778}{0,786 \cdot 36,5 \cdot 45} = 15,32 \text{ см}^2.$$

Приймаємо за сортаментом 2Ø32A400C ( $A_s = 16,09 \text{ см}^2$ ).

Коефіцієнт армування

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\% = \frac{16,09}{20 \cdot 45} \cdot 100\% = 1,79\% < \rho_{\min} = 4\% .$$

### Переріз на опорі з підрізкою

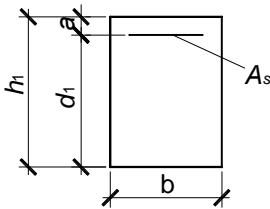


Рис. 5

$$d = h_1 - a = 35 - 3 = 32 \text{ см},$$

$$\text{де } h_1 = h - 15 = 50 - 15 = 35 \text{ см}.$$

$$M_d = M_{on} = 43,95 \text{ кН}\cdot\text{м},$$

$$\alpha_m = \frac{M_d}{f_{cd} \cdot b \cdot d_1^2} = \frac{4395}{1,45 \cdot 20 \cdot 32^2} = 4,09 \text{ см}^2.$$

$$\xi = 0,92 .$$

$$A_s = \frac{M_d}{\xi \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{4395}{0,92 \cdot 36,5 \cdot 32} = 4,09 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2Ø18A400C ( $A_s = 5,09 \text{ см}^2$ ).

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \cdot 100\% = \frac{5,09}{20 \cdot 32} \cdot 100\% = 0,8\% > \rho_{\min} = 0,13\% .$$

### Розрахунок несучої здатності похилих перерізів за поперечною силою (опора на цегляну стіну)

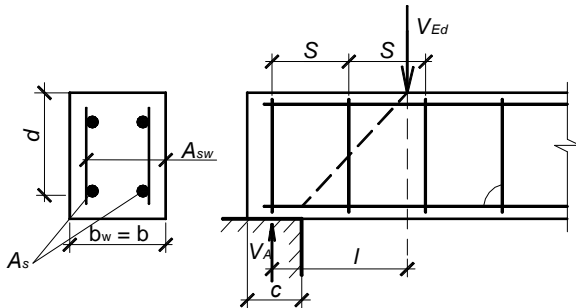


Рис. 6

Повна висота перерізу  $h = 50$  см, робоча висота –  $d = 45$  см.  
Максимальна поперечна сила на опорі з цегляної стіни

$$V_{\max} = V_A = 146,76 \text{ кН.}$$

Розрахункова поперечна сила на відстані від умовного шарніра

$$l = d + 0,5 \cdot c = 45 + 0,5 \cdot 25 = 67,5 \text{ см} = 0,675 \text{ м.}$$

$$V_{Ed} = \frac{V_{\max} \cdot (0,5 \cdot l_0 - l)}{0,5 \cdot l_0} = \frac{146,76 \cdot (0,5 \cdot 5,69 - 0,675)}{0,5 \cdot 5,69} = 111,94 \text{ кН.}$$

Несуча здатність бетону за поперечною силою

$$V_{Rd,c} = C_{Rd} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot b_w \cdot d,$$

де  $C_{Rd} = 0,18 / \gamma_c = 0,18 / 1,3 = 0,1385$ .

Коефіцієнт поздовжнього армування

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_w \cdot d} = \frac{16,09}{20 \cdot 45} = 0,0179 < 0,02$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1,667 < 2,$$

де  $d$  – в мм.

Характеристичне значення призмової міцності бетону на стиск  
 $f_{ck} = 18,5$  МПа.

$$V_{Rd,c} = 0,1385 \cdot 1,667 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,0179 \cdot 18,5} \cdot 200 \cdot 450 = 66727 \text{ Н} = 66,73 \text{ кН,}$$

де  $b_w$  та  $d$  – в мм.

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= V_{\min} \cdot b_w \cdot d = 0,035 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot K^3 \cdot b_w \cdot d = \\ &= 0,035 \cdot \sqrt{18,5} \cdot 1,667^3 \cdot 200 \cdot 450 = 29161 \text{ Н.} \end{aligned}$$

Приймаємо більше значення з 2-х підрахованих величин:

$$V_{Rd,c} = 66,73 \text{ кН} > V_{Ed} = 111,94 \text{ кН.}$$

Потрібні розрахунки поперечного армування. За конструктивними умовами для зварених каркасів діаметр поперечної арматури  $d_w \geq \frac{d_s}{4} = \frac{32}{4} = 8$  см, та не менш ніж 6 мм.

Приймаємо хомути 3Ø8A240C ( $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$ ).

Крок хомутів

$$S \leq 0,75 \cdot d = 0,75 \cdot 45 = 33,75 \text{ см.}$$

Приймаємо  $S = 30$  см (кратне 5 см).

Розрахунковий опір поперечної арматури класу А240С  
 $f_{ywd} = 17 \text{ кН/см}^2$ .

Несуча здатність поперечного армування

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot ctg \theta,$$

де  $z = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 45 = 40,5 \text{ см}$ ,

$$\frac{V_{Ed}}{b_w \cdot d} = \frac{111940}{200 \cdot 450} = 1,244.$$

За графіком  $ctg \theta = 2,5$ ;  $tg \theta = 0,4$ .

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{30} \cdot 40,5 \cdot 17 \cdot 2,5 = 57,95 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot \gamma_1 \cdot f_{cd}}{ctg \theta + tg \theta} = \frac{1 \cdot 20 \cdot 40,5 \cdot 0,56 \cdot 1,45}{2,5 + 0,4} = 226,8 \text{ кН} >$$

$$> V_{max} = 162,2 \text{ кН},$$

де коефіцієнт зниження міцності бетону з тріщинами при зсуві

$$\gamma_1 = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 \cdot \left(1 - \frac{18,5}{250}\right) = 0,56.$$

Приймаємо менше значення з 2-х підрахованих величин:  
 $V_{Rd,s} = 57,95 \text{ кН}$ .

Сумарна несуча здатність похилого перерізу

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 66,73 + 57,95 = 124,68 \text{ кН} > V_{Ed} = 111,94 \text{ кН}.$$

Поперечне армування достатнє.

Коефіцієнт поперечного армування

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot S} = \frac{1,01}{20 \cdot 30} = 0,0017 > \rho_{w,min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{18,5}}{240} = 0,0014.$$

Параметри поперечного армування достатні.

## 1.2. Розрахунок і конструювання колони і фундаменту під колону – 1,5 год.

Розглядаються задачі визначення необхідної кількості поздовжньої арматури колони як елемента стиснутого по першій формі рівноваги з урахуванням випадкового ексцентриситету і деформацій другого порядку.

Виконуються розрахунки фундаменту під колону з визначенням його розмірів, розрахунком армування підшови, перевіркою міцності

на продавлювання від колони.

**Приклад розрахунку і конструювання колони  
1-го поверху цивільної будівлі**

Вихідні дані: залізобетонна колона з перерізом 30x30 см при висоті 1-го поверху 3,6 м виконується з бетону класу С16/20 і поздовжньої арматури класу А400С. Навантаження на колону 390 кН.

**Конструктивний розрахунок колони**

Бетон конструкції класу С16/20:

$$f_{cd} = 11,5 \text{ МПа}; E_{cd} = 20 \cdot 10^3 \text{ МПа.}$$

Поздовжня арматура класу А400С:

$$f_{yd} = 365 \text{ МПа}; E_s = 21 \cdot 10^4 \text{ МПа.}$$

Поперечна арматура класу А240С:  $f_{yd} = 240 \text{ МПа.}$

Розрахункова довжина колони при відмітці верху фундаменту – 0,30 м в без підвальної споруди і висоті 1-го поверху  $H_{нов} = 3,6 \text{ м.}$

$$l_0 = H_{нов} + 0,30 = 3,6 + 0,30 = 3,90 \text{ м.}$$

Площа перерізу з бетону  $A_c = 30 \cdot 30 = 900 \text{ см}^2$ .

$$\text{Відносна осьова сила } n = \frac{N}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{390}{0,289 \cdot 30} = 44,98 .$$

Гранична гнучкість

$$\lambda_{lim} = \frac{20 \cdot A \cdot B \cdot C}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,0}} = 10,8 < \lambda = 44,98 .$$

В розрахунках слід враховувати деформації другого порядку. Деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет)

$$e_i = \frac{l_0}{400} = \frac{390}{400} = 0,98 \text{ см.}$$

$$\text{Критична сила } N_B = \frac{T^2 \cdot E \cdot J}{l_0^2} ,$$

де  $EJ = K_c \cdot E_{cd} \cdot J_c + E_s \cdot J_s$ .

Приведений коефіцієнт повзучості  $\varphi_{ef} = 2$ , тоді

$$K_c = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot \varphi_{ef}} = \frac{0,3}{1 + 0,5 \cdot 2} = 0,15 .$$

Момент інерції бетонного поперечного перерізу

$$J_c = \frac{h^4}{12} = \frac{30^4}{12} = 67500 \text{ см}^4.$$

Площа поздовжньої арматури у першому наближенні

$$A_s = 0,01 \cdot A_c = 0,01 \cdot 900 = 9 \text{ см}^2.$$

Момент інерції арматури

$$J_s = A_s \cdot (0,5 \cdot h - a)^2 = 9 \cdot (0,5 \cdot 30 - 3,5)^2 = 1190 \text{ см}^4.$$

Номінальна жорсткість перерізу

$$EJ = 0,15 \cdot 2000 \cdot 67500 + 21000 \cdot 1190 = 45,24 \cdot 10^6 \text{ кН} \cdot \text{см}^2.$$

$$\text{Критична сила } N_B = \frac{3,14^2 \cdot 45,24 \cdot 10^6}{390^2} = 2933 \text{ кН}.$$

Величина розрахункового ексцентриситету

$$e_0 = e_i \cdot \left( 1 + \frac{\beta}{N_B / N - 1} \right) = 0,98 \cdot \left( 1 + \frac{1,232}{2933 / 1033,8 - 1} \right) = 1,64 \text{ см},$$

де при відсутності поперечного навантаження  $\beta = 1,232$ .

Координата ядрової точки перетину

$$r = \frac{h}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ см} > e_0 = 1,64 \text{ см}.$$

Подальший розрахунок ведемо за першою формою рівноваги.

Ексцентриситет відносно менш стиснутої арматури

$$e = e_0 + 0,5 \cdot h - a = 1,64 + 0,5 \cdot 30 - 3,5 = 13,14 \text{ см}.$$

Фіброві деформації в більш стиснутій частині перерізу

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left( 1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0,00323 \cdot \left( 1 - \frac{1,64}{5} \right) = 0,00217.$$

Умовна висота стиснутої зони бетону

$$\chi = h \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \cdot \left( \frac{0,00323}{0,00323 - 0,00217} \right) = 91,4 \text{ см}.$$

Координата по висоті перерізу де деформації  $\varepsilon_{c,3}$ , а напруження в бетоні  $f_{cd}$

$$\chi^I = \chi \cdot \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}}{\varepsilon_{cu,3}} = 91,4 \cdot \frac{0,00323 - 0,00058}{0,00323} = 75,0 \text{ см} > h = 30 \text{ см},$$

тому напруження в бетоні по всьому перерізу  $b_c = f_{cd}$ .

Деформації в менш стиснутій арматурі при робочій висоті перерізу

$$d = h - a = 30 - 3,5 = 26,5 \text{ см.}$$

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \cdot \frac{\chi - d}{\chi} = 0,00323 \cdot \frac{91,4 - 26,5}{91,4} = 0,00229.$$

Напруження в менш стиснутій арматурі  
 $\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} \cdot E_s = 0,00229 \cdot 21000 = 48,09 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2$ ,  
 тому приймаємо  $\sigma_{s(2)} = f_{yd}$ .

Потрібна кількість арматури в більш стиснутій та в менш стиснутих зонах

$$A_s^I = \frac{N \cdot e - f_{cd} \cdot b \cdot h \cdot (0,5 \cdot h - a)}{f_{yd} \cdot (d - a^I)} =$$

$$= \frac{1033,8 \cdot 13,14 - 1,15 \cdot 30^2 \cdot (15 - 3,5)}{36,5 \cdot (26,5 - 3,5)} = 2,0 \text{ см}^2.$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd} \cdot A_s^I - f_{cd} \cdot b \cdot h}{\sigma_{s,2}} = \frac{1033,8 - 36,5 \cdot 2 - 1,15 \cdot 30^2}{36,5} < 0.$$

Конструктивно приймемо поздовжню арматуру колони з 4Ø16A400C

$$A_s^I + A_s = 8,04 \text{ см}^2 > 0,002 \cdot A_c = 0,002 \cdot 900 = 1,8 \text{ см}^2.$$

$$A_{s,\min} = \frac{0,1 \cdot N}{f_{yd}} = \frac{0,1 \cdot 1033,8}{36,5} = 2,83 \text{ см}^2.$$

Діаметр поперечної арматури колони

$$d_w \geq d_s / 4 = 16 / 4 = 4 \text{ мм.}$$

$$d_w \geq 6 \text{ см.}$$

Крок поперечної арматури вздовж колони

$$S \leq 20 \cdot d_s = 20 \cdot 16 = 320 \text{ мм}, S \leq h = 300 \text{ мм}, S \leq 400 \text{ мм.}$$

Приймаємо поперечну арматуру Ø8A240C з кроком 300 мм.

### **Приклад розрахунку і конструювання фундаменту під колону**

Вихідні дані: залізобетонний фундамент під збірну колону з перерізом 30х30 см виконується з бетону класу С12/15 ( $f_{cd} = 8,5 \text{ МПа}$ ,  $f_{ck} = 11 \text{ МПа}$ ) і арматури сітки по підшві класу А400С ( $f_{yd} = 356 \text{ МПа}$ ). Глибина залягання підшви фундаменту візьмемо за глибиною промерзання для м. Харкова і кратній 0,15 м –  $H = 1,05 \text{ м}$ . Опір ґрунту для розрахунків за деформаціями  $R_K = 0,25 \text{ МПа} =$

= 250 кПа. Навантаження від колони на рівні верхнього обрізу фундаменту: для розрахунків за деформаціями –  $N_{EK} = 865,1$  кН; для розрахунків за несучою здатністю –  $N_{Ed} = 1033,8$  кН.

### **Визначення розмірів підшови фундаменту**

Потрібна площа підшови фундаменту

$$A = \frac{N_{EK}}{R_K - D_m \cdot H} = \frac{865,1}{250 - 20 \cdot 1,05} = 3,78 \text{ м}^2,$$

де  $D_m$  – щільність матеріалу фундаменту і ґрунту на його обрізах  $D_m = 20$  кН/м<sup>3</sup>.

Фундамент центрово завантажено і підшову приймемо прямокутною в плані

$$a = b \geq \sqrt{A} = \sqrt{3,78} = 1,94 \text{ м.}$$

Розміри приймемо кратними 0,3 м –  $a \times b = 2,1 \times 2,1$  м.

Площа підшови  $A = 2,1^2 = 4,41$  м<sup>2</sup>.

Тиск на ґрунт під підшовою від розрахункового навантаження

$$\rho = N_{Ed} / A = 1033,8 / 4,41 = 234,4 \text{ кПа} < R_K = 250 \text{ кПа.}$$

### **Визначення висоти та інших габаритних розмірів фундаменту**

Фундамент виконується з стаканом для защемлення збірної колони.

Заглиблення колони в стакан повинно бути не менш ніж  $1,2h_K$ .

Глибина стакану

$$1,2 \cdot h_K + 50 = 1,2 \cdot 300 + 50 = 410 \text{ мм.}$$

Приймемо 450 мм.

При мінімальній товщині плити під колоною 200 мм мінімальна висота фундаменту

$$h_{\min} = 450 + 200 = 650 \text{ мм.}$$

Приймемо висоту фундаменту кратне 150 мм:

$$h = 750 \text{ мм} > h_{\min}.$$

Кількість і висота уступів фундаменту призначається конструктивно. При ширині підшови до 2,4 м приймати двоступінчаті, а при більшій висоті трьохступінчаті фундаменти.

Висоту уступів приймати 300 и 450 мм. Ширина верхніх уступів повинна бути рівна їх висоті.

Прийmemo фундамент двоступінчатим з висотою уступів:  
 $h_1 = 300$  мм,  $h_2 = 450$  мм.

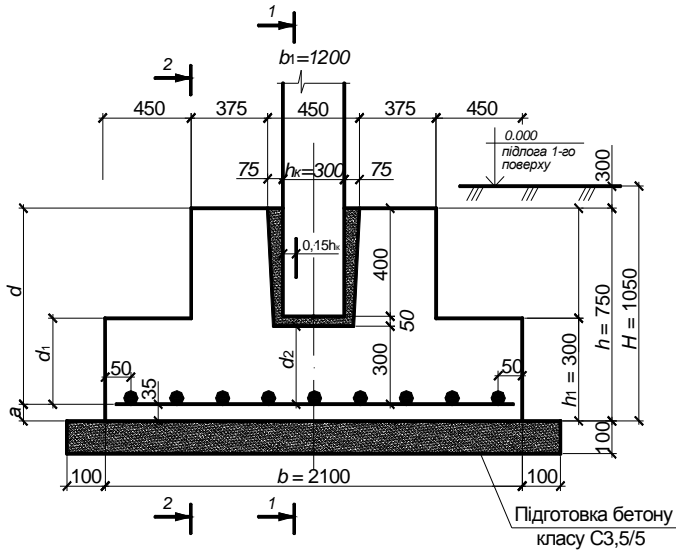


Рис. 7

Під монолітними фундаментами виконується бетонна підготовка товщиною 100 мм. Захисний шар бетону для арматури підосви з підготовкою не менш ніж 35 мм.

Прийmemo відстань до рівня верхнього ряду арматури сітки  
 $a = 35 + 1,5 \cdot d_s = 35 + 1,5 \cdot 20 = 65$  мм.

Робоча висота перерізу:

- фундаменту –  $d = h - a = 75 - 6,5 = 68,5$  см;

- нижнього уступу –  $d_1 = h_1 - a = 30 - 6,5 = 22,5$  см.

### ***Визначення параметрів армування підосви***

Величини згинальних моментів в перерізах «1-1» та «2-2»:

$$M_1 = \frac{P \cdot b}{2} \cdot \left( \frac{b - h_K}{2} + 0,15 \cdot h_K \right)^2 = \frac{0,023 \cdot 210}{2} \cdot \left( \frac{210 - 30}{2} + 0,15 \cdot 30 \right)^2 =$$

$$= 21567 \text{ кН}\cdot\text{см};$$

$$M_2 = \frac{P \cdot b}{2} \cdot \left( \frac{b - b_1}{2} \right)^2 = \frac{0,023 \cdot 210}{2} \cdot \left( \frac{210 - 120}{2} \right)^2 = 4890 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Потрібна площа арматури:

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d} = \frac{21567}{0,9 \cdot 36,5 \cdot 68,5} = 9,58 \text{ см}^2.$$

$$A_{s2} = \frac{M_2}{0,9 \cdot f_{yd} \cdot d_1} = \frac{4890}{0,9 \cdot 36,5 \cdot 23,5} = 6,33 \text{ см}^2.$$

За більшою величиною підберемо діаметр стержнів при їх кроці в сітці 200 мм.

Прийmemo 11Ø12A400C ( $A_s = 11,31 + 1,13 = 12,44 \text{ см}^2$ ).

Діаметр робочих стержнів арматури (зварної або в'язаної) підосви, яку кладуть вздовж сторони не більш ніж в 3 м, повинен бути не менш ніж 10 мм, а для сторони понад 3 м – не менш ніж 12 мм.

### ***Перевірка міцності фундаменту на продавлювання***

Перевірку на продавлювання від колони проведемо для днища стакану фундаменту.

Якщо виліт нижнього уступу  $C_1 > 2 \cdot d_1$  треба перевірити і продавлювання нижнього уступу від грані другого уступу.

Робоча висота днища стакану  $d_2 = 300 - 65 = 235 \text{ мм}$ .

Ширина стакану у дна  $a_b = 450 - 2 \cdot 25 = 400 \text{ мм}$ .

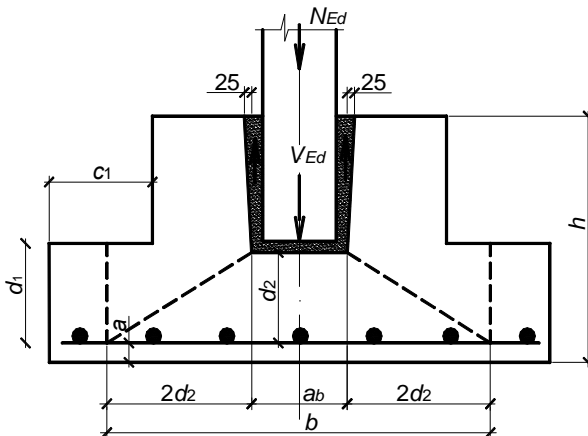


Рис. 8

Межа контрольного параметру від грані стакану

$$a_x = 2 \cdot d_2 = 2 \cdot 235 = 470 \text{ мм.}$$

Робоча висота фундаменту на межі контрольного дорівнює  $d_1 = 23,5$  см.

Власна вага фундаменту

$$G_\phi = (2,1^2 \cdot 0,30 + 1,2^2 \cdot 0,45) \cdot 25 = 49,28 \text{ кН.}$$

Реакція ґрунту  $P = 234,4$  кПа.

Сторона контрольного периметру

$$a_v = 4 \cdot d_2 + a_b = 4 \cdot 23,5 + 400 = 134 \text{ см} = 1,34 \text{ м.}$$

Рівнодіюча реакції ґрунту в межах контрольних перерізів

$$\Delta V_{Ed} = a_v^2 \cdot P - G_\phi = 1,34^2 \cdot 234,4 - 49,28 \text{ кН} = 371,61 \text{ кН.}$$

Приведена продавлююча сила

$V_{Ed,red} = N_{Ed} \cdot (1 - \mu) - \Delta V_{Ed} = 1033,8 \cdot (1 - 0,3) - 371,61 = 352,05$  кН,  
де  $\mu \leq 0,3$  – коефіцієнт тертя між колоною і бетоном замонолічування.

Напруження в контрольних перерізах

$$V_{Ed} = \frac{V_{Ed,red}}{u \cdot d_1} = \frac{352,05}{4 \cdot 134 \cdot 23,5} = 0,0279 \text{ кН/см}^2 = 0,28 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнти:  $C_{Rd} = 0,18 / \gamma = 0,18 / 1,3 = 0,1385$ .

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d_1}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{235}} = 1,92 < 2. \quad \frac{2 \cdot d_1}{a} = \frac{2 \cdot 23,5}{47} = 1,0.$$

$$V_{min} = 0,035 \cdot \sqrt{K^3 \cdot f_{ck}} = 0,035 \cdot \sqrt{1,92^3 \cdot 11} = 0,309 \text{ МПа.}$$

Коефіцієнт поздовжнього армування

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{S \cdot d_1} = \frac{0,785}{15 \cdot 23,5} = 0,00223.$$

Напруження опору перерізу

$$V_{Rd} = C_{Rd,c} \cdot K \cdot \sqrt[3]{100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck}} \cdot \frac{2 \cdot d_1}{a_x} =, \\ = 0,1385 \cdot 1,92 \cdot \sqrt[3]{100 \cdot 0,00223 \cdot 11} = 0,359 \text{ МПа} > V_{min} \cdot \frac{2 \cdot d_1}{a} = 0,309 \text{ МПа.}$$

$$V_{Rd} = 0,359 \text{ МПа} > V_{Ed} = 0,28 \text{ МПа.}$$

Міцність фундаменту на продавлювання під колоною достатня.

### 1.3. Розрахунок стиснутого кам'яного простінка – 1,0 год.

Розглядається задача розрахунку простінка як стиснутого кам'яного стовпа висотою на один поверх. Міцність перерізу простінка забезпечується підбором відповідної міцності матеріалів кладки (цегли і розчину).

#### Приклад розрахунку і конструювання фундаменту під колону

Вихідні дані: цегляний простінок 1-го поверху фасадної стіни будівлі з 4-ма поверхами. Висота поверху 3,6 м. Товщина стіни в 2 цегли. Навантаження на перекриття візьмемо за розрахунками плити. Сітка колон неповного каркасу будівлі 6х6 м.

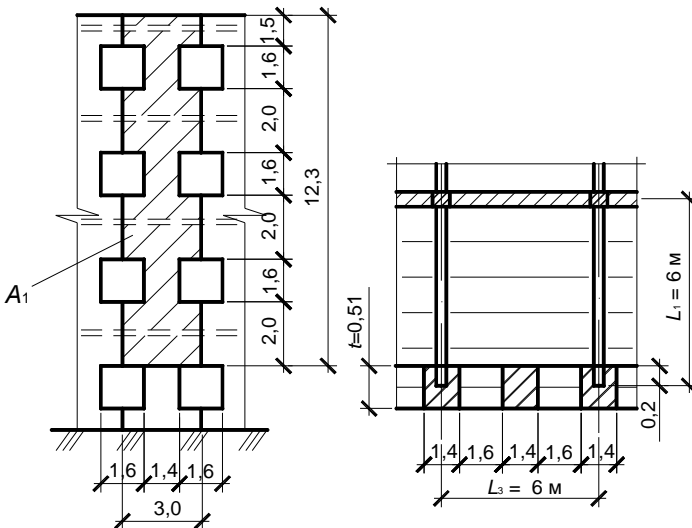


Рис. 9 – Розміри простінку та вантажна площа стіни

Прийmemo ширину та висоту вікна  $b_g = 1,6$  м;  $h_g = 1,6$  м.

Тоді ширина простінка  $b_n = \frac{l_3 - 2 \cdot b_g}{2} = \frac{6 - 2 \cdot 1,6}{2} = 1,4$  м.

Вантажна площа стіни  $A_1 = 3 \cdot 12,3 - 4 \cdot 1,6 \cdot 1,6 = 26,66$  м<sup>2</sup>.

Вага стіни, яка передається на простінок (кладка та штукатурка) при товщині стіни в 2 цегли ( $t = 0,51$  м)

$$G = A_1 \cdot (t \cdot D_K \cdot \gamma_f + \delta \cdot D_{un} \cdot \gamma_f) =$$

$$= 26,66 \cdot (0,51 \cdot 18 \cdot 1,1 + 0,02 \cdot 2 \cdot 20 \cdot 1,3) = 296,94 \text{ кН.}$$

Навантаження від перекриттів та покриття при вантажній площі

$$A_2 = \frac{l_1 - 0,2}{2} \cdot l_3 = \frac{6 - 0,2}{2} \cdot 6 = 17,4 \text{ м}^2.$$

Покрівля та сніг

$$F_1 = (g + s) \cdot A_2 = (0,58 + 1,76) \cdot 17,4 = 40,72 \text{ кН.}$$

Перекриття горішнє

$$F_2 = (g + v) \cdot A_2 + G_p = 6,87 \cdot 17,4 + 10,77 = 130,3 \text{ кН,}$$

де вага ребра ригеля  $G_p = 0,135 \cdot 25 \cdot \frac{6 - 0,2}{2} \cdot 1,1 = 10,77 \text{ кН.}$

Перекриття міжповерхове

$$F_3 = (g + v) \cdot A_2 + G_p = 8,43 \cdot 17,4 + 10,77 = 157,45 \text{ кН.}$$

Повне розрахункове навантаження

$$N_{Ed} = G + F_1 + F_2 + (n_{нов} - 1) \cdot F_3 =$$

$$= 296,94 + 40,72 + 130,31 + (4 - 1) \cdot 157,45 = 940,32 \text{ кН.}$$

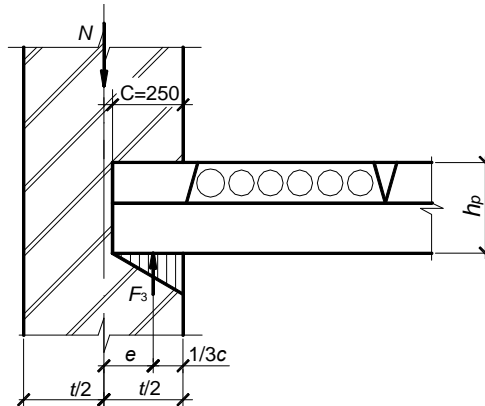


Рис. 10 – Реакція опори ригеля перекриття

Ексцентриситет прикладення навантаження від вище розташованого перекриття

$$e = t/2 - C/3 = 510/2 - 250/3 = 171,7 \text{ мм} = 17,2 \text{ см.}$$

Момент від опорної перекриття

$$M = F_3 \cdot e = 157,45 \cdot 17,2 = 2708,1 \text{ кН·см.}$$

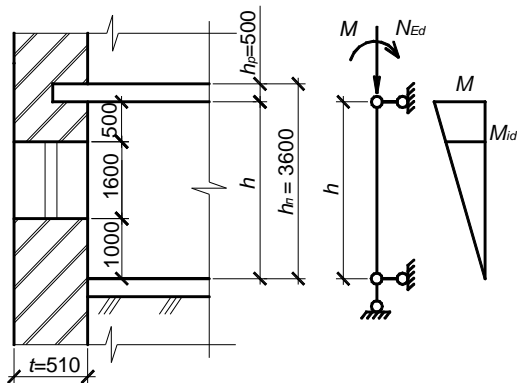


Рис. 11 – Розміри простінку по висоті і його розрахункова схема

Вільна висота простінку рівняється висоті поверху в світу

$$h = 3600 - 500 = 3100 \text{ мм} = 3,1 \text{ м.}$$

Гнучкість простінку  $\lambda = h/t = 3100/510 = 6,1 < 27$ .

Момент на рівні верху вікна

$$M_{id} = \frac{2708,1}{3,1} \cdot (1,0 + 1,6) = 2271,3 \text{ кН}\cdot\text{см.}$$

Величина випадкового ексцентриситету

$$e_{i \text{ nit}} = h/450 = 3100/450 = 6,9 \text{ мм} = 0,7 \text{ см.}$$

Приведений ексцентриситет

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{Ed}} + e_{i \text{ nit}} = \frac{2271,3}{940,32} + 0,7 = 3,1 \text{ см} > 0,05 \cdot t = 0,05 \cdot 51 = 2,6 \text{ см.}$$

Коефіцієнт враховуючий гнучкість та ексцентриситет

$$\Phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} = 1 - 2 \cdot \frac{2,6}{51} = 0,898.$$

Потрібна величина міцності кладки на стиск

$$f_d = \frac{N_{Ed}}{\Phi_i \cdot b_n \cdot t} = \frac{940,32}{0,898 \cdot 140 \cdot 51} = 0,147 \text{ кН/см}^2 = 1,47 \text{ МПа.}$$

За табл приймаємо кладку з цегли міцністю  $f_b = 10,0$  МПа (М100) на важкому розчині міцністю  $f_m = 5,0$  МПа (М50). Міцність кладки на стиск –  $f_d = 1,5$  МПа.

## 2. САМОСТІЙНА РОБОТА ПО ВИВЧЕННЮ ДИСЦИПЛІНИ ТА ВИКОНАННЮ КУРСОВОЇ РОБОТИ

Рекомендований обсяг самостійної роботи – 98 годин, в тому числі:

- самостійне вивчення теоретичного матеріалу – 68 годин;
- виконання курсового проекту – 30 годин.

Самостійна робота студентів складається з вивчення літературних джерел, розглядання прикладів, що наведені в посібниках і вказівках, вирішенні практичних завдань, виконанні курсового проекту.

Студенти самостійно розглядають такі розділи дисципліни:

1. Типи навантажень. Знайомство з ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи». Дві групи граничних станів. Поняття тріщиностійкості і деформативності.

Форма роботи – знайомство з нормативною літературою.

2. Фізико-механічні характеристики бетону, арматури, залізобетону. Методи визначення класів бетону, нормативних і розрахункових опорів. Види і класи арматури, її нормативні і розрахункові опори.

Форми роботи – робота з літературою, довідниками.

3. Залізобетонні елементи прямокутного профілю, що згинаються. Робота поздовжньої і поперечної арматури. Тріщиноутворення. Практичний розрахунок залізобетонних балок прямокутного і таврового профілю.

Форма роботи – самостійне розглядання задач розрахунку балок.

4. Монолітне ребристе перекриття. Схеми. Статичні і конструктивні розрахунки плити, другорядної і головної балок. Конструювання плити і балок.

Форма роботи – самостійне розглядання задач з проектування елементів перекриття.

5. Стиснуті залізобетонні елементи. Центральний і позacentровий стиск. Конструювання стиснутих елементів. Колони багатопверхових каркасів промислових і цивільних будівель.

Форма роботи – самостійне розглядання задач проектування колон.

6. Типи фундаментів промислових і цивільних будівель. Прості залізобетонні фундаменти під колони каркасу і стіни. Принципи розрахунку і конструювання.

Форма роботи – самостійне розглядання задач розрахунку фундаментів.

7. Безбалкові перекриття. Типи. Статичні розрахунки. Проектування.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками.

8. Визначення зусиль в нерозрізних ригелях. Побудова огинаючої епюри. Проектування цих ригелів.

Форма роботи – самостійне розглядання задач проектування ригелів.

9. Кам'яні конструкції. Фізико-механічні характеристики каменю і розчину. Принципи розрахунку на центральний і позацентровий стиск.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками.

10. Армокам'яні конструкції. Особливості проектування.

Форма роботи – робота з літературою, довідниками.

**Курсовий проект** виконується за темою «Проектування збірних конструкцій багатоповерхової цивільної будівлі з неповним каркасом» за індивідуальним варіантом завдання.

До курсового проекту входять такі розділи:

- компоновка збірного залізобетонного перекриття за індивідуальним завданням;

- проектування багатопустотної плити і ригеля перекриття;

- проектування колони 1-го поверху і фундаменту під неї;

- розрахунок кам'яного простінка 1-го поверху.

Обсяг курсового проекту: пояснювальна записка – 20...30 аркушів (вміщує завдання, розрахунки навантажень, статичні і конструктивні розрахунки плити, ригеля, колони, фундаменту і простінка); графічна частина – розробляються креслення залізобетонних конструкцій на 4 аркушах формату А-3, або на 1 аркуші формату А-1.

Для виконання курсової роботи студентам пропонуються такі вихідні дані (за варіантами): місце будівництва, кількість поверхів, прольоти ригелів або головних балок, крок розташування колон, тип залізобетонних збірних плит, тимчасове (експлуатаційне) навантаження на перекритті, розрахунковий опір ґрунту підвалини.

Захист курсової роботи відбувається в 3-4 триместрах. Під час захисту студент повинен показати знання термінології, вміння розраховувати і конструювати залізобетонні конструкції.

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування: ДБН В.1.2-2:2006.
2. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009.
3. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6.-156:2010.
4. Конструкції будинків і споруд. Кам'яні та армокам'яні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-162:2010.
5. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні та кам'яні конструкції» (для слухачів другої вищої освіти спеціальності 7.06010101 – «Промислове та цивільне будівництво») / Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О.М. Бекетова; уклад.: Є.С. Седишев. – Х.: ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, 2013. – 50 с.
6. Залізобетонні конструкції: підр. / за ред. А.Я. Барашикова. – К.: Вища школа, 1995. – 591 с.
7. Вахненко П.Ф. Каменные и армокаменные конструкции. – К.: Будівельник, 1990. – 184 с.

*Навчальне видання*

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**

до виконання практичних занять та самостійної роботи з дисциплін

**«Залізобетонні та кам'яні конструкції»**

(для слухачів другої вищої освіти спеціальності  
7.06010101 Промислове і цивільне будівництво),

**«Залізобетонні конструкції»**

(для слухачів другої вищої освіти спеціальності  
7.06010103 Міське будівництво і господарство).

Укладач: **СЄДИШЕВ** Євгеній Серафимович

Відповідальний за випуск: *В. С. Шмуклер*

*За авторською редакцією*

*Комп'ютерне верстання Є. С. Седишев*

План 2014, поз. 2М

---

Підп. до друку 10.11.2014

Друк на ризографі.

Зам. №

Формат 60 x 84/16

Ум. друк. арк. 0,7

Тираж 50 пр.

Видавець і виготовлювач

Харківський національний університет міського господарства

імені О.М. Бекетова,

вул. Революції, 12, Харків, 61002

Електронна адреса: rectorat@kname.edu.ua

Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:

ДК № 4705 від 28.03.2014 р.