

**Міністерство освіти і науки України
Харківська національна академія
міського господарства**

А.М. Сіроменко

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до практичних занять з будівельних конструкцій
(для студентів 4 курсу денної форми навчання за напрямом
підготовки 0502 «Менеджмент»
спеціальності «Менеджмент організацій»)

Харків-2009

Методичні вказівки до практичних занять з дисципліни «Будівельні конструкції» (для студентів 4-го курсу денної форми навчання за напрямом підготовки 0502 «Менеджмент» спеціальності «Менеджмент організацій» ./ Укл. Сіроменко А.М.- Харків: ХНАМГ, 2009. - 24 с.

Укладачі: А.М. Сіроменко

.

Рецензент: Н.О. Псурцева

Рекомендовано кафедрою будівельних конструкцій,
протокол № 3 від 29.09.2008 г.

Загальні вказівки

Методичні вказівки складені для студентів 4 курсу денної форми навчання спеціальності 050200 «Менеджмент організацій» з урахуванням навчального плану.

У вказівках викладена методика основних розрахунків і конструювання збірних та монолітних залізобетонних елементів і металевих конструкцій будівель.

Практичне завдання №1.

Фізико-механічні властивості бетону й залізобетону. Експериментальне знаходження міцності бетону.

Необхідно виявити загальні фізико-механічні властивості бетону й залізобетону спираючись на нормативні дані. З'ясовують також методику експериментального визначення міцності й деформативності бетону.

Бетон як матеріал для залізобетонних конструкцій повинен мати конкретні якісні показники: необхідну міцність, достатнє зчеплення з арматурою, щільність для захисту арматури від корозії.

Бетони, в зв'язку з цим розподіляють за декількома ознаками: а) **структура** - дуже щільна, крупно пористі мало піщані та безпіщані, поризовані та стільникові; б) **середня щільність** – дуже щільні з $\rho=2500\text{кг/м}^3$ і більше, щільні з $\rho=2200\div 2500\text{кг/м}^3$, облегшені з $\rho=1800\div 2200\text{кг/м}^3$, легкі з середньою щільністю $\rho=500\div 1800\text{кг/м}^3$; в) **вид заповнювачів** - на щільних наповнювачах, спеціальних від впливу біологічних, температурних та хімічних впливів; г) **зерновий склад** – крупнозернистий з крупним та мілким наповнювачем, мілко зернистий з мілким наповнюванням; д) **умови твердіння** – бетон нормального твердіння; бетон, який був підвергнутий тепло-вологій обробці при атмосферному тиску; підвергнутий автоклавній обробці.

Деформативні характеристики. Початковий модуль пружності бетону при стисканні E_b виявляється правильним тільки для пружних деформацій, геометрично він становить тангенс кута нахилу прямої пружних деформацій $E_b = tg \alpha_0$. Модуль повної деформації при стисканні E_b' відповідає повним деформаціям і є величиною змінною; геометрично він визначається як тангенс кута нахилу дотичної до кривої $\sigma_b - \epsilon_b$ в точці із заданим напруженням:

$$E'_b = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b} = \operatorname{tg} \alpha .$$

Для розрахунку залізобетонних конструкцій використовують середній модуль, або модуль пружньо-пластичності бетону, який є тангенсом кута нахилу сікучої до кривої $\sigma_b - \varepsilon_b$ з заданим напруженням :

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1 .$$

Залежність між початковим модулем пружності бетону і модулем пружно-пластичності також можна встановити, якщо виразити одне й те ж напруження у бетоні σ_b через пружні деформації ε_e і повні деформації ε_b :

$$\sigma_b = \varepsilon_e \cdot E_b = \varepsilon_b \cdot E'_b , \text{ звідси } E'_b = \lambda_b \cdot E_b$$

При розтягненні елементів модуль пружно-пластичності бетону

$$E'_{bt} = \lambda_{bt} \cdot E_b .$$

Гранична розтягнутість бетону залежно від тимчасового опору розтягу: $\varepsilon_{ubt} = R_{bt} / E'_{bt} = 2R_{bt} / E_b$.

Міра повзучості бетону при стисканні C_b застосовується для визначення деформації повзучості в залежності від напруження у бетоні $\varepsilon_{pl} = C_b \cdot \sigma_b$ з формули $C_b = \varepsilon_{pl} / \sigma_b = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_e \cdot E_b$

Міра повзучості бетону залежить від його класу, рівня напруження і є величиною змінною у часі.

Визначення кубикової та призмової міцності бетону виконуємо на експериментальних зразках. Для визначення **кубікової міцності** виготовляються щонайменше 3 куба з розміром сторін 15x15x15см і вдержуються в вологих умовах на протязі 28діб. Потім куби навантажують пресом до повного їх зруйнування. Маючи показник руйнівної сили та знаючи площу зразка знаходять його кубикову міцність за формулою:

$$R = \frac{P_{руйнівна}}{A_{зразка}} , \text{ кГ} / \text{см}^2 .$$

Також, в разі неможливості виготовити еталонні куби (15x15x15см) вважається за можливе виконати куби 20x20x20см, 10x10x10см але при

розрахунку міцності треба виявляти вплив масштабного коефіцієнта. Для кубів 20x20x20см -0,93R, 10x10x10см-1,1R.

Для визначення **призмової міцності** виготовляють щонайменше 3 призми з розміром сторін 60x15x15см із співвідношенням сторін до висоти призми ¼ і витримують у вологих умовах протягом 28дб. Потім призми навантажують пресом до повного зруйнування, при цьому за допомогою індикаторів годинникового типу й тензометрів виконують заміри для встановлення деформативності (ϵ) й модулю пружності (E_b) бетону. Маючи показник руйнівної сили й знаючи площу зразка, знаходять його призмову міцність за формулою:

$$R_b = \frac{P_{руйнівна}}{A_{зразка}}, \text{кГ/см}^2.$$

На основі експериментальних даних встановлена залежність призмової та кубикової міцності. Вона виражається наступною залежністю: $R_b=0.75R$.

Міцність бетону на розтяг R_{bt} визначають випробуванням на розрив зразків у вигляді вісімок, циліндрів, на згин - бетонних балок і за моментом руйнування визначають

$$R_{bt} = \frac{M}{\gamma \cdot W} = 3.5M / bh^2.$$

Практичне завдання № 2.

**Збирання навантажень на 1м² покриття і перекриття.
Навантаження на елементи будівлі.**

Необхідно зробити збирання навантажень на 1м² покриття і перекриття з урахуванням власної ваги елементів (вихідні дані взято з практичного завдання №1) а також визначити навантаження на елементи будівлі.

Попередньо визначаємо розміри ригеля:

- висота ригеля $h=(1/10 \div 1/12) \times l_1=0.1 \times 610=61\text{см}$.

Приймаємо кратно 100мм: $h=60\text{см}$.

- ширина ригеля $b=(0,3 \dots 0,5) \times h =0.4 \times h =24\text{см}$.

Приймаємо кратно 50мм: $b=25\text{см}$.

Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого за площею:

$b \cdot h \cdot \rho / l_2 = 0.25 \cdot 0.6 \cdot 25 / 6.4 = 0.586 \text{кН} / \text{м}^2$, де $\rho=25 \text{кН} / \text{м}^3$ – щільність залізобетону.

Розрахунок навантажень виконуємо в табличній формі.

Таблиця 1 -Збирання навантажень

Вид навантаження	Нормативне навантаження кН/м^2	Коефіцієнт надійності, γ_f	Розрахункове навантаження кН/м^2
1	2	3	4
Від покриття Постійні (g)			
1.Тришаровий рубероїдний килим(3x0,04)	0,12	1,2	0,144
2.Цементна стяжка $\delta=2,2\text{см}$, $\rho=20 \text{кН/м}^3$ (0,02x20)	0,44	1,3	0,572
3.Утеплювач – пінобетон $\delta=12\text{см}$, $\rho=4 \text{кН/м}^3$ (0,12x4)	0,48	1,2	0,576
4. Ребрита плита покриття	1,6	1,1	1,76
5. Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			3,697
Тимчасові (V)			
Снігове навантаження (короткочасне)	0,7	1,14	0,912
Разом (V)			0,912
Всього по покриттю (g+V)			4,609
Від перекриття (для цивільної будівлі) Постійні (g)			
1.Паркетна підлога $\delta=1,5\text{см}$, $\rho=7 \text{кН/м}^3$ (0,015x7)	0,105	1,2	0,126
2.Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3.Звукоізоляція-шлакобетон $\delta=6\text{см}$, $\rho=15\text{кН/м}^3$ (0,06x15)	0,9	1,3	1,17
4.Плита перекриття з круглими порожнинами	3,0	1,1	3,3
5.Власна вага ригеля	0,586	1,1	0,645
Разом (g)			5,31
Корисні (тимчасові) $V=5,0\text{кН/м}^2$			
У тому числі: тривале	3,5	1,2	4,2
короткочасне	1,5	1,2	1,8
Разом (V)			6,0
Всього по перекриттю (g+V)			11,31

1. *Погонне навантаження на плиту перекриття шириною 1,4м:*

- від постійного навантаження (без ваги ригеля):

$$q=(5,31-0,645)\times 1,4=6,53 \text{ кН/м.п.}$$

- від тимчасового навантаження:

$$V=6,0\times 1,4=8,4 \text{ кН/м.п.}$$

$$\text{Повне навантаження: } q=(g+V)=6,53+8,4=14,93 \text{ кН/м.п.}$$

2. *Погонне навантаження на ригель при вантажній ширині $b_{sup}=l_2=6.4\text{м}$.*

$$\text{Повне навантаження: } q=(g+V)\times b_{sup}=11,31\times 6,4=72,38 \text{ кН/м.п.}$$

3. *Навантаження на колону в рівні верху фундаменту з вантажної площі*

$$A_{sup}=l_1 \times l_2=6,1\times 6,4\text{м:}$$

- від покриття (N_1)

$$N_1=(g+V)\times A_{sup}=4,609\times 6,1\times 6,4=180 \text{ кН;}$$

- від перекриття (N_2)

$$N_2=(n_{нов}-1)\times (g+V)\times A_{sup}=3\times 11,31\times 6,1\times 6,4=1324,6 \text{ кН;}$$

- від ваги колони (N_3). Переріз колони при розрахунку навантажень приймаємо мінімальним

$$N_3=b_c \cdot h_c \cdot (H_{нов} \cdot n_{нов} + 0,15) \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,3 \cdot (4,5 \cdot 4 + 0,15) \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН;}$$

Повне навантаження

$$N=N_1+N_2+N_3=182,71+1324,6+44,9=1549,5 \text{ кН.}$$

Короткочасне навантаження від снігу:

$$0,912\times 6,1\times 6,4=35,6 \text{ кН;}$$

Короткочасне навантаження від перекриття:

$$1,8\times 3\times 6,1\times 6,4=210,82 \text{ кН;}$$

Повне короткочасне навантаження:

$$N_{sh}=35,6+210,82=246,42 \text{ кН.}$$

Тривалодіюче навантаження

$$N_l=N-N_{sh}=1549,5-246,42=1303,1 \text{ кН.}$$

4. *Навантаження на фундамент дорівнює повному навантаженню на колону:*

$$N=1549,5 \text{ кН.}$$

Практичне завдання №3.

Розрахунок згинальних залізобетонних елементів прямокутного перерізу.

Необхідно визначити площу робочої поздовжньої і поперечної арматури в згинальному елементі прямокутного перерізу за таких умов:

$B=30\text{см}$, $h=60\text{см}$, $L_0=6,1\text{м}$, $q=15,2\text{кН/м.п.}$ Бетон класу В25 ($R_b=14,5\text{МПа}=1,45\text{кН/см}^2$, $R_{bt}=1,05\text{МПа}=0,105\text{кН/см}^2$, $\gamma_{b2}=0,9$). Повздовжня робоча арматура класу А400С, $R_s=375\text{МПа}=37,5\text{кН/см}^2$, поперечна арматура класу А240С.

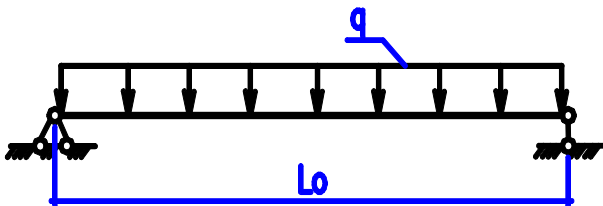


Рис. 1-Розрахункова схема елемента

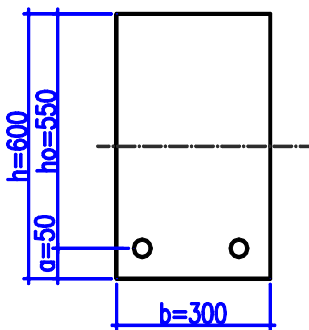


Рис. 2 - Поперечний переріз елемента

1. Проводимо статичний розрахунок елемента і визначаємо:

- згинальний момент за формулою

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{15,2 \cdot 6,1^2}{8} = 70,69 \text{кН} \times \text{м} = 7069 \text{кН} \times \text{см}$$

- перерізуючу силу

$$Q = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{15,2 \cdot 6,1}{2} = 46,36 \text{кН} .$$

Проводимо розрахунок міцності нормального перерізу та визначаємо площу повздовжньої робочої арматури:

$$A_o = \frac{M}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{7069}{1.45 \cdot 0.9 \cdot 30 \cdot 55^2} = 0.0596, \quad \eta = 0.97.$$

Тоді необхідна площа арматури

$$A_s = \frac{M}{R_s \cdot \eta \cdot h_0} = \frac{7069}{37.5 \cdot 0.97 \cdot 55} = 3.53 \text{ см}^2.$$

Згідно з сортаментом арматури приймаємо 2Ø16A400C ($A_s = 4.02 \text{ см}^2$).

Проводимо розрахунок міцності похилого перерізу й визначаємо площу поперечної арматури:

Приймаємо конструктивно діаметр поперечної арматури $d_{sw} = 8 \text{ мм}$, кількість каркасів - 2шт. Тоді $A_{sw} = 2 \times 0.503 = 1.01 \text{ см}^2$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа} = 17.5 \text{ кН/см}^2$. Крок хомутив на $1/4$ прольоту 20см. Знаходимо показники та коефіцієнти:

$E_s = 21 \times 10^4 \text{ МПа}$, $E_b = 30 \times 10^3 \text{ МПа}$, $\varphi_{b1} = 1 - 0.1R_b = 1 - 0.1 \times 1.45 = 0.855$, $\varphi_{b2} = 2.0$, $\varphi_{b3} = 0.6$.

Перевіряємо умову: інтенсивність зусилля в хомутах

$$q_{sw} \geq \frac{\varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b}{2};$$

$$q_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot R_{sw}}{S} = \frac{1.01 \cdot 17.5}{20} = 0.88 \text{ кН/см},$$

$$\frac{0.6 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 25}{2} = 0.708 \text{ кН/см} < q_{sw} = 0.88 \text{ кН/см}.$$

Умова виконується.

Перевіряємо умову:

$$Q \leq 0.3 \cdot \varphi_{b1} \cdot \varphi_{w1} \cdot R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

$$\text{де } \varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \cdot \mu_w,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7.0; \mu_w = \frac{A_{sw}}{b \cdot S} = \frac{1.01}{30 \cdot 20} = 0.0017$$

$$\varphi_w = 1 + 5 \cdot 7 \cdot 0.0017 = 1.058$$

$$Q = 46.36 \text{ кН} < 0.3 \cdot 1.058 \cdot 0.855 \cdot 1.45 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 55 = 486 \text{ кН}$$

Умова виконується, тобто перерізу ригеля достатньо.

Перевіряємо умову:

$$Q < Q_b$$

$$Q_{b \min} < \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0,$$

$$Q_{b \min} < 0.6 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 55 = 77.9 \text{кН}$$

$$Q_{b1} = \frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{c},$$

$$c = \sqrt{\frac{\varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0^2}{q}} = \sqrt{\frac{2.0 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 55^2}{0.152}} = 306 \text{см}$$

$$Q_{b1} = \frac{2.0 \cdot 0.105 \cdot 0.9 \cdot 25 \cdot 55^2}{306} = 46.8 \text{кН}$$

Приймаємо $Q_b = 46.8 \text{кН}$

Тому що $Q_b = 46.8 \text{кН} > Q = 46.36 \text{кН}$, хомути розраховувати не треба. Отже міцність по похилих перерізах забезпечена.

Практичне завдання № 4.

Розрахунок центрально стиснутих залізобетонних елементів на дію стискаючої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом.

Необхідно визначити площу робочої поздовжньої арматури в стиснутому елементі за таких умов:

$v=30 \text{см}$, $h=30 \text{см}$, $L_o=4,65 \text{м}$, $N=1552.2 \text{кН}$, $N_l=1303.12 \text{кН}$. Бетон класу B25 ($R_b=14.5 \text{МПа}=1,45 \text{кН/см}^2$, $R_{bt}=1,05 \text{МПа}=0,105 \text{кН/см}^2$, $\gamma_{b2}=0,9$). Поздовжня робоча арматура класу A400C, $R_s=37.5 \text{МПа}=37,5 \text{кН/см}^2$, конструктивна арматура класу A240C.

Виконуємо розрахунок з урахуванням прогину колони на дію стискаючої сили, прикладеної з випадковим ексцентриситетом e_0 згідно з формулою

$$N \leq \eta \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} \cdot A_s')$$

методом послідовних наближень.

Перше наближення: приймаємо коефіцієнт поздовжнього згину $\varphi=1,0$, коефіцієнт армування $\mu=0,01$, $\eta=1$ (попередньо призначаємо розміри перерізу колони $h_c = b_c = 30 \text{см} > 20 \text{см}$).

Уточнюємо площу перерізу колони A

$$A = \frac{N}{R_b \cdot \gamma_{b2} + R_{sc} \cdot \mu} = \frac{1552.2}{1.45 \cdot 0.9 + 37.5 \cdot 0.01} = 923.9 \text{см}^2.$$

Необхідний розмір перерізу

$$h_c = b_c = \sqrt{A} = 30.4 \text{см} \text{ приймаємо } 30 \text{см} \text{ (кратно } 50 \text{мм)}$$

Визначаємо:

$$\frac{N_l}{N} = \frac{1303.12}{1552.2} = 0.83, \quad \lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{465}{30} = 15.5$$

Згідно з табличними даними (інтерполюючи) знаходимо коефіцієнти: $\varphi_b=0.795$, $\varphi_r=0.854$.

Друге наближення: приймаємо $\varphi = \varphi_r = 0.854$ і знаходимо:

$$R_{sc} \cdot A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A = \frac{1552.2}{1 \cdot 0.854} - 1.45 \cdot 0.9 \cdot 30^2 = 643.1 \text{ кН.}$$

$$\text{Коефіцієнт } \alpha = \frac{R_{sc} \cdot A'_s}{R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A} = \frac{643.1}{1.45 \cdot 0.9 \cdot 30^2} = 0.547 > 0.5$$

Якщо $\alpha > 0.5$, можна приймати $\varphi = \varphi_r$. Ітерації закінчені.

Якщо $\alpha < 0.5$, необхідно уточнити φ ($\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha$)

$$A'_s = \frac{643.1}{37.5} = 17.1 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4Ø25 А400С ($A'_s = 19.63 \text{ см}^2$).

Мінімальний діаметр робочої арматури повинен бути не менше 16мм.

$$\text{Перевіряємо } \mu = \frac{A'_s}{A} = \frac{19.63}{900} = 0.022 < 0.03 (3\%)$$

Перевіряємо міцність колони:

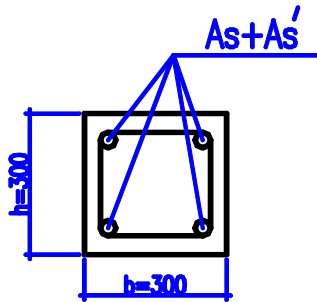


Рис. 3- Поперечний переріз

$$N \leq N_u$$

$$N_u = \eta \cdot \varphi \cdot (R_b \cdot \gamma_{b2} \cdot A + R_{sc} \cdot A'_s) = 1 \cdot 0.854 \cdot (1.45 \cdot 0.9 \cdot 900 + 37.5 \cdot 19.63) = 1631.7 \text{ кН}$$

$$N = 1552.2 \text{ кН} < N_u = 1631.7 \text{ кН.}$$

Умова міцності виконується.

Поперечну арматуру каркасів приймаємо з умови зварювання $\phi 6A240C$ з кроком $S \leq 20d_s = 20 \times 2,2 = 44 \text{ см}$, але не більше ширини колони. Приймаємо $S = 30 \text{ см}$.

Практичне завдання № 5.

Розрахунок монолітного залізобетонного центрально стиснутого фундаменту під колону.

Необхідно визначити площу робочої арматури в центрально навантаженому фундаменті під колону за таких умов:

Розрахункове навантаження $N = 1552,2 \text{ кН}$. Бетон класу $B15$ ($R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$, $R_{bt} = 0,75 \text{ МПа} = 0,075 \text{ кН/см}^2$, $\gamma_{b2} = 1,0$). Робоча арматура класу $A300C$, $R_s = 375 \text{ МПа} = 37,5 \text{ кН/см}^2$, конструктивна арматура класу $A240C$. Розрахунковий опір ґрунту $R_{ser} = 200 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$, середня щільність тіла фундаменту і гранта над ним $\rho_m = 20 \text{ кН/м}^3$. Призначаємо глибину закладання фундаменту $d = 1,05 \text{ м}$ (з вимоги промерзання для II р-ну).

1. Виконуємо розрахунок підшови фундаменту:

Розрахунок навантаження на фундамент $N = 1552,2 \text{ кН}$, нормативне

$$N_{n,ser} = \frac{N}{\gamma_{fm}} = \frac{1552,2}{1,2} = 1293,5 \text{ кН}.$$

Необхідна площа підшови фундаменту

$$A = \frac{N_{n,ser}}{R_{ser} - \rho_m \cdot d} = \frac{1293,5}{200 - 20 \cdot 1,05} = 7,22 \text{ м}^2.$$

Розмір сторони підшови $a = b = \sqrt{A} = 2,68 \text{ м}$,

приймаємо $a = b = 2,7 \text{ м}$ (кратно 30 см).

Фактична площа підшови фундаменту $A = 2,7^2 = 7,29 \text{ м}^2$.

Тиск на фундамент під його підшовою:

$$p = \frac{N}{A} = \frac{1552,2}{7,29} = 212,9 \text{ кН/м}^2 = 0,02 \text{ кН/см}^2$$

2. Визначаємо висоту фундаменту з трьох умов:

а) з умови продавлювання по піраміді, бічні сторони якої починаються біля колони і нахилені під кутом 45° .

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}}.$$

Із конструктивних умов $h > h_s + 20 \text{ см}$;

б) висота стакана $h_s \geq 1,5 h_c + 5$;

в) висота стакана з умови анкетування поздовжньої арматури колони

$$h_s \geq 30d + 5.$$

З вищенаведених вимог приймаємо найбільшу висоту $h=90\text{см}$ (кратно 15см)

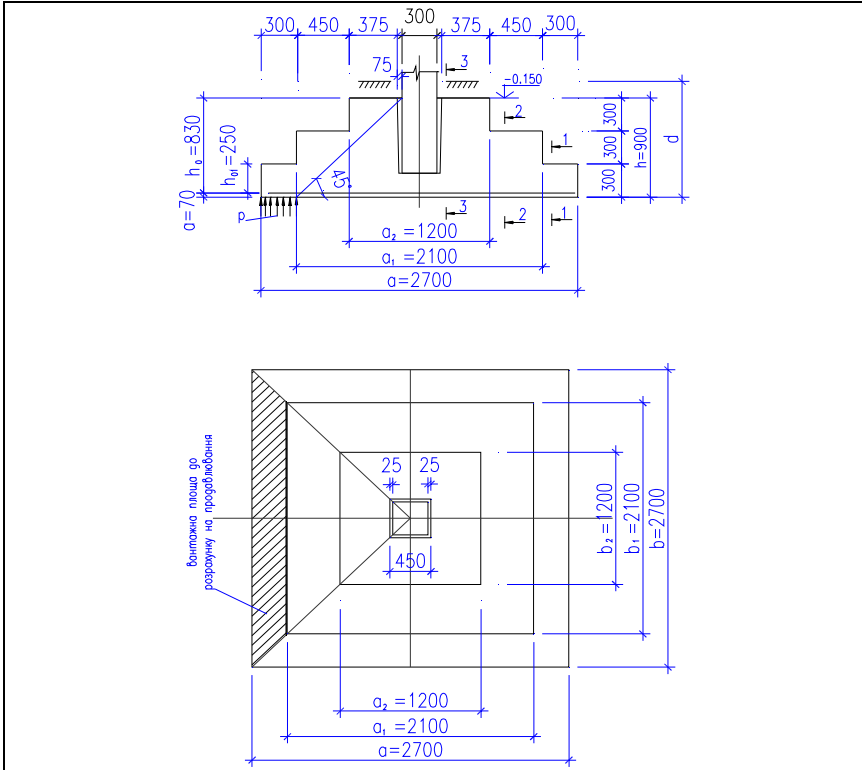


Рис.4 - Розрахункова й компоновальна схема фундаменту.

3.Перевірка міцності нижнього уступу на продавлення:

Проводимо перевірку міцності нижнього уступу фундаменту за такою формулою:

$$P \leq \varphi_{b1} \cdot R_{br} \cdot u_m \cdot h_0, \text{ або } N - p \cdot (a_1 + 2h_{01})^2 \leq \varphi_{b1} \cdot R_{br} \cdot 4(a_1 + h_{01}) \cdot h_{01},$$

$$1552,2 - 0,02 \times (210 + 2 \times 23)^2 = 241,48 \text{кН} < 1,0 \times 0,075 \times 4 \times (210 + 23) \times 23 = 1607,7 \text{кН}$$

Міцність на продавлення забезпечена.

4.Розрахунок арматури фундаменту:

Площу перерізу арматури підосви квадратного фундаменту визначаємо за умови розрахунку фундаменту на згинання в перерізах 1-1,2-2,3-3 за формулами

$$M_{1-1} = 0.125 \cdot p \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0.125 \cdot 0.02 \cdot (270 - 210)^2 \cdot 270 = 2430 \text{кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{2-2} = 0.125 \cdot p \cdot (a - a_2)^2 \cdot b = 0.125 \cdot 0.02 \cdot (270 - 120)^2 \cdot 270 = 15187,5 \text{кН} \cdot \text{см};$$

$$M_{3-3} = 0.125 \cdot p \cdot (a - h_c)^2 \cdot b = 0.125 \cdot 0.02 \cdot (270 - 30)^2 \cdot 270 = 38880 \text{кН} \cdot \text{см};$$

$$A_{s1} = \frac{M_{1-1}}{0.9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{2430}{0.9 \cdot 23 \cdot 28} = 4.19 \text{см}^2;$$

$$A_{s2} = \frac{M_{2-2}}{0.9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{15187,5}{0.9 \cdot 53 \cdot 28} = 11,37 \text{см}^2;$$

$$A_{s3} = \frac{M_{3-3}}{0.9 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{38880}{0.9 \cdot 83 \cdot 28} = 18,6 \text{см}^2;$$

Приймаємо для армування п підосві зварну сітку з робочими стержнями в обох напрямках. Крок стержнів 15см, кількість стержнів в одному напрямку – 18шт.

За максимальною площею арматури визначаємо необхідний переріз одного стержня $A_{s3}/18=1.03\text{см}^2$. Приймаємо $\phi 12 \text{ A300C}$ ($A_s=1.131 \times 18=20,3 \text{ см}^2$). Далі проводимо перевірку правильності армування за кількісним (процентним) співвідношенням. Цей показник повинен бути в межах $0,05 \div 2,5\% \%$.

Практичне заняття №6

Нормативні й розрахункові опори. Коефіцієнти безпеки щодо матеріалів. Коефіцієнти умов роботи та надійності конструкцій

1. Основними показниками опору металу силовим впливам є нормативні опори R_{yn} та R_{un} , встановлені відповідно до межі текучості, чи умовної межі текучості та межі міцності. Ці значення регламентуються нормами проектування з урахуванням статистичної мінливості опорів та умов контролю таким чином, щоб їхня забезпеченість становила не менше 0,95. Оскільки за державними стандартами контрольні чи бракувальні характеристики металу мають рівну або вищу забезпеченість (0,95... 0,995), то для металевих конструкцій значення нормативних опорів матеріалів дорівнюють їм. Значення нормативного опору приймають за межею текучості чи межею міцності залежно від характеру роботи конструкції і властивостей сталі. У більшості випадків при обчисленнях використовують нормативний опір за межею текучості, оскільки при перевищенні напруженнями межі

текучості в елементах, що згинаються чи розтягуються, розвиваються пластичні деформації і спостерігаються великі переміщення, а стиснені елементи втрачають стійкість. У випадках, коли застосовуються пластичні сплави і згідно з характером роботи конструкції допускаються значні деформації, а несуча здатність визначається міцністю (наприклад, відтяжки, більшість тросових конструкцій, деякі конструкції з високоміцних сталей), нормативний опір приймають за межею міцності.

2. Оскільки механічні властивості металів перевіряються на металургійних заводах шляхом вибірових випробувань, у конструкції може потрапити метал з властивостями, нижчими за встановлені державним стандартом. Окрім цього, механічні властивості металу контролюють при осьовому розтягу на невеликих зразках правильної форми. Насправді метал працює у великорозмірних конструкціях, найчастіше при складних напружених станах, металовироби можуть мати також від'ємні допуски до розмірів. Вплив цих факторів на зниження несучої здатності конструкцій враховується коефіцієнтом надійності за матеріалом γ_m . Розрахунковий опір визначають шляхом ділення на нього нормативного опору:

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} ;$$

$$R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m} .$$

Значення γ_m залежить від статистичних даних про однорідність металу. Наприклад, для вуглецевих сталей, які масово випускають тривалий час за добре опрацьованою технологією (ТУ 14-1-3023-80), його значення найменші: $\gamma_m = 1,025$, а для відносно нової сталі 12 ГН2МФАЮ (ТУ 14-1-11772-76) – $\gamma_m = 1,15$.

Приймаючи числові значення нормативних R_{yn} , R_{un} і розрахункових R_y , R_u опорів та коефіцієнтів надійності за матеріалом, необхідно керуватися відповідними нормами (для сталі – СНиП П-23-81*). Зазначені опори служать для оцінки міцності елементів конструкцій на дію розтягу, стиску, згину. Водночас при роботі матеріалу на зсув, зминання, розтяг у напрямку товщини прокату міцність матеріалу інша. Тому нормативними документами встановлені розрахункові опори також для різних напружених станів: R_s – зсув, R_p – зминання торцевої поверхні,

R_{th} – розтяг поперек товщини прокату та ін.

3. Розрахунок не завжди враховує всі обставини роботи конструкцій. Наприклад, у стиснених елементах значної гнучкості навіть невеликі вигини від дії випадкового навантаження, власної маси, наявності початкової кривизни можуть призвести до втрати загальної стійкості. Це стосується і елементів, які змінюються. Конструкції, навантажені переважно постійним навантаженням з малим коефіцієнтом надійності щодо навантаження, можуть зруйнуватися від будь-якого незначного випадкового довантаження. Центрово-стиснені стержні, виконані з кутників, прикріплених однією полчкою, мають значні початкові ексцентриситети прикладення навантаження, що не враховується в обчисленнях. У цих та інших випадках вводиться коефіцієнт умов роботи конструкцій γ_c як множник до розрахункового опору. Значення цього коефіцієнта також регламентується нормативними документами.

Для споруд, які мають різну капітальність, вимоги надійності до конструкцій різні. Наприклад, балка перекриття над приміщенням з великим скупченням людей повинна бути надійнішою, ніж така сама балка в тимчасовій споруді. Вимоги до надійності враховуються коефіцієнтом надійності γ_n на який ділять розрахунковий опір матеріалу. Величину γ_n приймають згідно з „Правилами врахування ступеня відповідальності будівель і споруд при проектуванні конструкцій”.

Для елементів, які розраховують за міцністю з використанням розрахункових опорів R_w , вводять коефіцієнт надійності $\gamma_n = 1,3$. Цим враховується зниження надійності таких елементів через високий рівень розрахункового опору, близького до межі міцності.

Практичне заняття № 7

Сортамент профілів зі сталі та алюмінієвих сплавів. Геометричні характеристики профілів

Для металевих конструкцій сьогодні промисловість постачає прокатні, пресовані, гнуті та гнуто зварені профілі. Наявність готових профілів разом з їх машинною обробкою, механізованими і автоматизованими процесами з'єднання забезпечують індустріальне та швидке виготовлення металевих конструкцій.

Перелік прокатних та інших профілів, у якому зазначені їх форма, розміри, допуски, характеристики металу, маси одиниці довжини

профілю, геометричні характеристики перерізів, а також умови постачання, називається *сортаментом*.

Усі профілі за умовами використання поділяють на дві групи: профілі загального і спеціального призначень.

Найбільш масові *профілі загального призначення*, які широко використовують у різних галузях промисловості й будівництві при найрізноманітніших силових впливах — розтягу, згинанні, стисканні та їх поєднаннях. До цієї групи належать двотаврові балки, швелери, кутники рівнополічкові й нерівнополічкові, труби круглі, прямокутні, квадратні, профілі таврові, Z-подібні, С-подібні, коритоподібні, листи, круг, квадрат, сталеві линви.

До *профілів спеціального призначення*, які використовують у будівництві, належать профілі, форма й розміри яких визначаються функціональним призначенням та особливостями конструкцій. Це гофровані профілі (профільовані настили для покрівель і стін), профілі вікон, дверей, ліхтарів, двотаврові балки для підвісного транспорту, кранові рейки.

Сталеві профілі отримують шляхом гарячого прокатування, холодного профілювання тонких листів та зварювання.

Сортаменти складають звичайно у порядку зростання основних розмірів профілів і оформляють у вигляді державних стандартів або відомчих технічних умов. Більшу частину профілів зі сталі (сортовий та профільний прокати, безшовні труби, листовий прокат тощо) виготовляють методом гарячого прокатування, яке є найдешевшим (за винятком труб) видом формоутворення.

Сортовий прокат поєднує кутники рівно- і нерівнополічкові, круглу, квадратну та стрічкову сталі. Профільний прокат — двотаври, швелери, таври тощо. З багатьох видів листового прокату в будівництві найширше застосовують товстолистову й широко листову універсальну сталь.

Гнуті, в тому числі гофровані, профілі відкритого типу виготовляють методом безперервного холодного профілювання з листової рулонної сталі. Замкнуті гнутозварені профілі виготовляють так само з подальшим зварюванням замикального шва струмами високої частоти. До них належать електрозварні труби круглого перерізу, профілі квадратного й прямокутного перерізів. Профілі двох останніх типів дорожчі за прокатні. Винятком є електрозварні труби, які дешевші, ніж гарячекатані безшовні.

Зварні двотаврові профілі виготовляють з широколистової сталі на потокових лініях шляхом автоматичного електродугового зварювання.

У конструкціях з алюмінієвих сплавів найчастіше використовують прокатні, гнуті й пресовані профілі. Гарячим прокатуванням отримують листи. Кутники, таври, двотаври, швелери, труби та інші профілі (інколи дуже складної форми), як відкриті, так і закриті, найчастіше виготовляють гарячим пресуванням циліндричної заготовки через матрицю з отвором необхідної форми. Випускають також профілі, гнуті у холодному стані. Простий і дешевий процес пресування, а також великий асортимент зумовлюють найбільше використання пресованих профілів. Проектуючи будівельні металеві конструкції, необхідно компонувати їх на весь об'єкт у цілому з найменшої кількості різних профілів.

При використанні в одній конструкції профілів однакового калібру, але різної товщини відмінність за товщиною має становити не менше 2мм. Забороняється використовувати в одній і тій же конструкції профілі однакових розмірів, але з матеріалів різних марок.

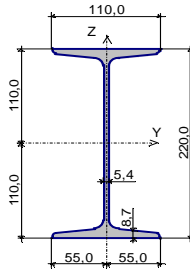
З метою зменшення обсягів робіт, зумовлених сортуванням, складуванням, транспортуванням, правленням і обробкою металу, користуються скороченими сортаментами профілів загального призначення. Ці сортаменти складені на основі аналізу конструкцій масового будівництва. Вони містять перелік найбільш використовуваних профілів і при проектуванні їх застосовують в першу чергу.

Геометричними характеристиками перерізів профілів є:

A	см^2	площа поперечного перерізу, см^2
h	см	висота перерізу профілю
t	см	товщина перерізу профілю
b	см	ширина перерізу профілю
i_x, i_y	см	радіуси інерції відносно центральних осей симетрії
I_x, I_y	см^4	моменти інерції відносно центральних осей симетрії
W_x, W_y	см^3	момент відносно центральних осей симетрії
S_x, S_y	см^3	статичний момент напівперерізу

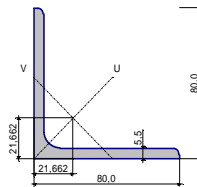
Приклад. Визначити за допомогою сортаменту геометричні характеристики профілів:

Переріз: Двутавр з ухилом полицок за ГОСТ 8239-89 22



A -	Площадь поперечного сечения	30,6	см ²
I_y -	Момент инерции относительно оси Y	2550,0	см ⁴
I_z -	Момент инерции относительно оси Z	157,0	см ⁴
i_y -	Радиус инерции относительно оси Y	9,129	см
i_z -	Радиус инерции относительно оси Z	2,265	см
W_{y+} -	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	231,818	см ³
W_{y-} -	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	231,818	см ³
W_{z+} -	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	28,545	см ³
W_{z-} -	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	28,545	см ³

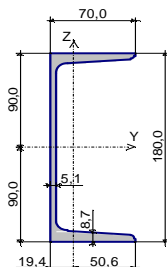
Переріз: Кутник рівнополічковий за ГОСТ 8509-93 L80x5



A -	Площадь поперечного сечения	8,63	см ²
A -	Угол наклона главных осей инерции	45,0	град

I_y -	Момент инерции относительно оси Y	52,635	см ⁴
I_z -	Момент инерции относительно оси Z	52,635	см ⁴
I_r -	Момент инерции при стесненном кручении	0,81972	см ⁴
I_w -	Секториальный момент инерции	0,0	см ⁶
i_y -	Радиус инерции относительно оси Y	2,47	см
i_z -	Радиус инерции относительно оси Z	2,47	см
I_u -	Максимальный момент инерции	82,833	см ⁴
I_v -	Минимальный момент инерции	22,437	см ⁴
i_u -	Максимальный радиус инерции	3,098	см
i_v -	Минимальный радиус инерции	1,612	см

Переріз: Швелер з ухилом полицок за ГОСТ 8240-89 18



	Параметр	Значення	
A-	Площадь поперечного сечения	20,7	см ²
I_y -	Момент инерции относительно оси Y	1090,0	см ⁴
I_z -	Момент инерции относительно оси Z	86,0	см ⁴
i_y -	Радиус инерции относительно оси Y	7,257	см
i_z -	Радиус инерции относительно оси Z	2,038	см
W_{y+} -	Максимальный момент сопротивления относительно оси Y	121,111	см ³
W_{y-} -	Минимальный момент сопротивления относительно оси Y	121,111	см ³
W_{z+} -	Максимальный момент сопротивления относительно оси Z	44,33	см ³
W_{z-} -	Минимальный момент сопротивления относительно оси Z	16,996	см ³

Практичне заняття № 8

*Основні залежності розрахунку за методом граничних станів.
Центрово-розтягнені елементи*

Відповідно до перелічених положень граничні нерівності розрахунку можуть бути записані у такому вигляді:

для першої групи граничних станів

$$\sum f(F_i) \cdot \psi \cdot \gamma_f \leq R_n \frac{\gamma_c}{\gamma_n \cdot \gamma_m},$$

де $f(F_i)$ – функція, що відображає зв'язок між навантаженням F і зумовленими ним напруженнями; R_n – нормативний опір матеріалу; для другої групи граничних станів

$$\delta \leq \delta_u \frac{1}{\gamma_n},$$

де δ і δ_u – відповідно деформація елемента, зумовлена поєднанням навантажень, і граничне значення деформації.

Розвиток методу полягає в удосконаленні параметрів розрахункових формул, що характеризують залежність між навантаженням і напруженням, та прийомів розрахунку конструкцій і споруд, виявленні нових граничних станів і особливостей їх виникнення та уточненні значень коефіцієнтів ψ , γ_c , γ_f , на підставі статистичної обробки існуючих даних будівельної практики і досліджень, визначенні впливу різних умов експлуатації та розробці більш досконалих конструктивних рішень з урахуванням цих впливів, поглибленому вивченні властивостей матеріалів при різних напружених станах і впливах й уточненні значень K_n , γ_n , γ_m .

Робота центрально-розтягнутого елемента під навантаженням описується діаграмою розтягу металу. Розрахунок таких елементів виконують за формулою

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c,$$

де N – осьове зусилля розтягу;

A_n – площа поперечного перерізу стержня нетто за вирахуванням усіх змін перерізу, отворів тощо.

Розрахунок міцності розтягнутих елементів, у яких під час експлуатації допускаються пластичні деформації, для сталей зі співвідношенням

$$\frac{R_n}{\gamma_u} > R_y \text{ можна виконати за формулою}$$

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \frac{\gamma_c}{\gamma_n}.$$

У цьому випадку доцільно використовувати сталі, які мають великі запаси пластичних деформацій.

У центрово-розтягнутих елементах складеного перерізу, які утворені кількома прокатними профілями (наприклад, двома швелерами, з'єднаними у двотавровий чи замкнений прямокутний переріз, двома кутниками, що утворюють тавровий чи хрестовий переріз), крок прокладок або інших з'єднувальних елементів не повинен перевищувати 80*i*, де *i* – найменший радіус інерції окремого профілю.

Приклад. Визначити напруження, що діють в перерізі центрово-розтягнутого елемента стержневої конструкції покриття, виконаного з прокатного двотаврового профілю №20. Розрахункова довжина елемента *l*₀ становить 400см. Повздовжнє зусилля в елементі *N* = 600кН . Матеріал конструкції – сталь

С-245 з *R_y* = 24кН / см² . Коефіцієнт умов роботи *γ_c* = 0,95 (СНіП П-23-81*).

Геометричні характеристики двотаврового профілю №20 за сортаментом прокатної сталі:

площа поперечного перерізу *A* = 26,8см²;

радіуси інерції: *i_x* = 8,28см; *i_y* = 2,07см.

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом першої групи:

якщо переріз елемента не має отворів, то *A_n* = *A*

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \cdot \gamma_c$$

$$\sigma = \frac{600}{26,8} = 22,38 < 24 * 0,95 = 22,8 \text{кН / см}^2$$

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом другої групи:

$$[\lambda] = 400;$$

$$\lambda = \frac{l_0}{i};$$

$$l_0 = l_x = l_y = 400 \text{ см};$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{8.28} = 48.3 < [400];$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2.07} = 193 < [400].$$

Список літератури.

1. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1985.
2. ДБН В.1.2-2:2006. Нагрузки и воздействия. - К.: Минстрой Украины, 2006.
3. СНиП II-23-81* Сталеві конструкції. Норми проектування. - М., 1990.
4. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры (СНиП 2.03.01-84). - М.: ЦИТП, 21989.
5. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. - М.: Стройиздат, 1980.
6. Байков В.Н., Строгин С.Г. строительные конструкции. - М.: Стройиздат, 1980.
7. Белецкий Б.Ф., Зотов Н.И., Ярославский Л.В. Конструкции водопроводно-канализационных сооружений: Справ. пособие. - М.: Стройиздат, 1989.
8. Семенов В.Н. Унификация и стандартизация проектной документации для строительства. - М.: Стройиздат, 1985.
9. Строительные конструкции. Т1 /Под ред. Цай Т.Н. - М., 1984.
10. Металеві конструкції (технічна експлуатація). За ред. М.М.Сахновського.- К.: Будівельник, 1976.
11. Металлические конструкции/Под ред. Е.И. Беленя. - М.:Стройиздат, 1980.
12. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції - К.:Вища школа, 1995.

Навчальне видання

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до практичних занять з будівельних конструкцій
(для студентів 4 курсу денної форми навчання за напрямом підготовки
0502 «Менеджмент»
спеціальності «Менеджмент організацій»)

Укладач: Анна Миколаївна Сіроменко

Відповідальний за випуск: Г.А.Молодченко

Редактор: М.З. Аляб'єв

План 2009, поз. 2М

Підп. до друку 03.04.2009	Формат 60×84 1/16	Папір офісний.
Друк на ризографі	Умовн.-друк. арк.. 1,3	Обл.-вид. арк. 1,6
Зам. №	Тираж 50 прим	

61002, Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12

Сектор оперативної поліграфії ЦНІТ ХНАМГ
61002, Харків, вул.. Революції, 12