

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

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

*до виконання розрахунково-графічної роботи
з дисципліни*

«БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ»

*(для студентів 4 курсу денної форми навчання напряму
підготовки 6.030601 «Менеджмент»)*

Методичні вказівки до виконання розрахунково-графічної роботи з дисципліни «Будівельні конструкції» (для студентів 4 курсу денної форми навчання напряму підготовки 6.030601 «Менеджмент»). Харк. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова; уклад.: А.М. Сіроменко.- Х.: ХНУМГ, 2013. – 16 с.

Укладач: А. М. Сіроменко

Рецензент: А. М. Шаповалов

Рекомендовано кафедрою БК, протокол №2 від 21 вересня 2012 року.

Загальні вказівки

Методичні вказівки укладені для студентів 4 курсу денної форми навчання напряму підготовки 6.030601 «Менеджмент» на підставі навчального плану.

У вказівках викладена методика розрахунків основних залізобетонних елементів і металевих конструкцій будівель.

За індивідуальним завданням необхідно зібрати навантаження на елементи та запроєктувати декілька основних несучих конструкцій, які працюють на згин або стиск.

Етапи проектування елементів

1. Збирання навантажень на 1 м^2 покриття та перекриття. Навантаження на елементи будівлі

Необхідно провести збирання навантажень на 1 м^2 покриття та перекриття з урахуванням власної ваги елементів, а також визначити навантаження на елементи будівлі.

Вихідні дані:

Тип будівлі: цивільна (промислова).

Прольоти: поперечний – $l_1 = 6,1$ м.

 поздовжній – $l_2 = 6,4$ м.

Кількість поверхів – $n_{нов} = 4$.

Висота поверхів – $H_{нов} = 4,5$ м.

Склад покриття:

1. Тришаровий рубероїдний килим.

2. Цементна стяжка $\delta = 2,2$ см; $\rho = 20$ кН/м³.

3. Утеплювач - пінобетон $\delta = 12$ см; $\rho = 4$ кН/м³.

4. Ребриста плита покриття.

Склад перекриття:

1. Паркетна підлога $\delta = 3$ см; $\rho = 7$ кН/м³.

2. Шар бітумної мастики.

3. Звукоізоляція – шлакобетон $\delta = 6$ см; $\rho = 15$ кН/м³.

4. Плита перекриття з круглими порожнинами.

Корисне (тимчасове) нормативне навантаження $V = 5$ кН/м², зокрема тривале – $3,5$ кН/м²; короткочасне – $1,5$ кН/м².

Місто будівництва – м. Алушта (II сніговий район).

Попередньо визначаємо розміри ригеля:

– висота ригеля $h = (1/10 \div 1/12) \times l_1 = (50,8 \div 61)$ см.

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

– Ширина ригеля $b = (0,3 \dots 0,5) \times h = (18 \dots 30)\text{ см} = 24\text{ см}$.

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

Навантаження від власної ваги ригеля, розподіленого за площею:

$g_p = b \cdot h \cdot \rho / l_2 = 0,25 \cdot 0,6 \cdot 25 / 6,4 = 0,586\text{кН} / \text{м}^2$, де $\rho = 25\text{ кН/м}^2$ – щільність залізобетону.

Переріз колони в розрахунку приймаємо мінімальним.

Розрахунок навантажень на будівельні конструкції прийнято виконувати у формі таблиці, де наводять усі види навантажень, які діють на споруду, несучі конструкції якої потрібно розрахувати. Обов'язковими є вимоги щодо відокремленого підрахунку навантажень кожного виду (постійні, тимчасові, особливі), а також їхніх нормативних і розрахункових значень. Це робиться для полегшення визначення розрахункового поєднання навантажень.

Таблиця 1.1 - 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 (3 x 0,04)	0,12	1,2	0,144
2. Цементна стяжка $\delta = 2,2\text{ см}$, $\rho = 20\text{ кН/м}^3$ (0,02 x 20)	0,44	1,3	0,572
3. Утеплювач – пінобетон: $\delta = 12\text{см}$, $\rho = 4\text{кН/м}^3$ (0,12 x 4)	0,48	1,2	0,576
4. Ребриста 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)	0,86	1,14	0,98
Разом (V)			0,98

1	2	3	4
Всього по покриттю (g + V)			4,68
Від перекриття (для цивільної будівлі) Постійні (g)			
1. Паркетна підлога $\delta=1,5\text{см}$, $\rho=7\text{кН/м}^3 (0,015 \times 7)$	0,105	1,2	0,126
2. Бітумна мастика	0,05	1,3	0,07
3. Звукоізоляція- шлакобетон $\delta=6\text{см}$, $\rho=15\text{кН/м}^3 (0,06 \times 15)$	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) $V=5,0\text{кН/м}^2$			
В 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 1,4 м:*

 - від постійного навантаження (без ваги ригеля):
 $g = (5,31 - 0,645) \times 1,4 = 6,53 \text{ кН/м.п.}$;
 - від тимчасового навантаження:
 $V = 6,0 \times 1,4 = 8,4 \text{ кН/м.п.}$

Повне навантаження: $q = (g + V) = 6,53 + 8,4 = 14,93 \text{ кН/м.п.}$
2. *Погонне навантаження на ригель за вантажної ширини $b_{\text{sup}}=l_2=6,4 \text{ м}$.*

Повне навантаження: $q = (g + V) \times b_{\text{sup}} = 11,31 \times 6,4 = 72,38 \text{ кН/м.п.}$
3. *Навантаження на колону в рівні верху фундаменту з вантажної площі*
 $A_{\text{sup}} = l_1 \times l_2 = 6,1 \times 6,4 \text{ м}$:

 - від покриття (N_1):
 $N_1 = (g + V) \times A_{\text{sup}} = 4,68 \times 6,1 \times 6,4 = 182,71 \text{ кН}$;
 - від перекриття (N_2):
 $N_2 = (n_{\text{нов}} - 1) \times (g + V) \times A_{\text{sup}} = 3 \times 11,31 \times 6,1 \times 6,4 = 1324,6 \text{ кН}$;
 - від ваги колони (N_3). Переріз колони під час розрахунку навантажень приймаємо мінімальним:
 $N_3 = b_c \cdot h_c \cdot (H_{\text{нов}} \cdot n_{\text{нов}} + 0,15) \cdot \rho \cdot \gamma_f = 0,3 \cdot 0,3 \cdot (4,5 \cdot 4 + 0,15) \cdot 25 \cdot 1,1 = 44,9 \text{ кН}$.

Повне навантаження:

$$N = N_1 + N_2 + N_3 = 182,71 + 1324,6 + 44,9 = 1552,2 \text{ кН.}$$

Короткочасне навантаження від снігу:

$$0,98 \times 6,1 \times 6,4 = 38,26 \text{ кН.}$$

Короткочасне навантаження від перекриття:

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

Повне короткочасне навантаження:

$$N_{sh} = 38,26 + 210,82 = 249,08 \text{ кН}$$

Тривало діюче навантаження:

$$N_1 = N - N_{sh} = 1552,2 - 249,08 = 1303,12 \text{ кН}$$

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

$$N = 1552,2 \text{ кН.}$$

2. Розрахунок згинаних залізобетонних елементів прямокутного перерізу

Виконується за алгоритмом:

- 1.) Згідно з розрахунковою схемою виконується статичний розрахунок.

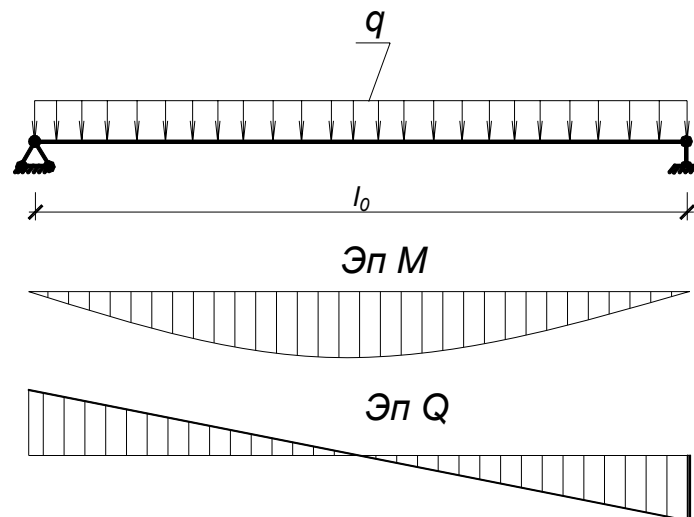


Рис. 1 – Розрахункова схема

- Згинальний момент за формулою:

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}.$$

- Перерізувальна сила:

$$Q = \frac{q \cdot l}{2}.$$

- 2.) Забезпечення міцності нормальних перерізів.

Наприклад: необхідно визначити площу поперечної арматури в балці прямокутного перерізу $b = 30$ см, $h = 60$ см, виготовлену з бетону класу C20/25. Арматура класу A400C. Згинальний момент в перерізі $M = 200$ кНм.

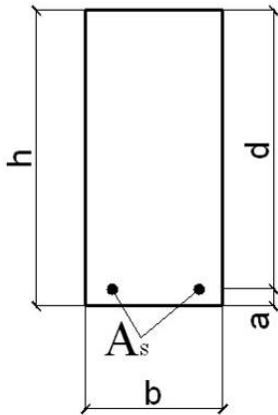


Рис. 2 - Поперечний переріз

Розрахунок виконують у такій послідовності:

1) робоча висота перерізу $d = h - a = 60 - 5 = 55$ см;

2) $\alpha_m = M / f_{cd} b d^2 = 20000 / 1,45 \cdot 30 \cdot 55^2 = 0,152$;

3) за таблицею дод. А: $\zeta = 0,918$;

4) необхідна кількість арматури

$$A_s = M / \zeta f_{yd} d = 20000 / 0,918 \cdot 36,5 \cdot 55 = 10,85 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 2 $\varnothing 28$ A400C (12,32 см^2);

5) коефіцієнт армування

$$\rho = A_s / b d \cdot 100 \% = 12,32 / 30 \cdot 55 \cdot 100 \% = 0,75 \%$$

$$\rho = 0,75 \% < \rho_{\max} = 4 \%,$$

$$\rho = 0,75 \% > \rho_{\min} = 0,13 \%. .$$

3.) Забезпечення міцності похилих перерізів за поперечною силою.

Наприклад: необхідно визначити поперечне армування для балки перерізом 20×40 см (поздовжня робоча арматура в розтягнутій зоні - $2\varnothing 32$ A400C (16,09 см^2), конструктивна арматура в стиснутій зоні - $2\varnothing 14$ A400C (3,08 см^2); бетон класу C20/25) довжиною 6,2 м, що спирається на дві стіни. Довжина спирання 200 мм. Розрахункова довжина балки $l_0 = 6,0$ м. Навантаження балки – рівномірно розподілене $q = 30$ кН/м.

Розрахунок поперечного армування виконують у такій послідовності:

1) Максимальна поперечна сила на опорі $V_{\max} = 90$ кН.

Розрахункова поперечна сила на відстані від грані опори $0,5h = 20$ см (на відстані від умовного шарніра 30 см) $V_{Ed} = 81$ кН.

2) З конструктивних вимог приймаємо хомути $2\varnothing 8$ A240C ($A_{sw} = 1,01 \text{ см}^2$), крок хомутів $s \leq 0,75d = 27$ см. Приймаємо $s = 20$ см.

3) Несуча здатність бетону:

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

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

$$\rho_1 = A_s / b_w d = 16,09 / 20 * 36 = 0,0223,$$

$$K = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{360}} = 1,745 < 2.$$

$$V_{Rd,c} = (0,1385 * 1,745^3 \sqrt{100 * 0,0223 * 1,45}) 200 * 360 = 25732 \text{ Н} = 25,73 \text{ кН}.$$

$$V_{Rd,c} = V_{\min} b_w d = (0,035 \sqrt{f_{ck} K^2}) b_w d =$$

$$= (0,035 \sqrt{18,5 * 1,745^2}) 200 * 360 = 24980 \text{ Н} = 24,98 \text{ кН}.$$

Приймаємо більше значення $V_{Rd,c} = 25,73 \text{ кН}.$

4) Несуча здатність хомутів:

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

де $z = 0,9d = 0,9 * 36 = 32,4 \text{ см},$

$$f_{ywd} = 170 \text{ МПа}; \quad \frac{V_{Ed}}{b_w d} = \frac{81000}{200 * 360} = 1,125.$$

За графіком (додат. Б) визначаємо $ctg \theta = 2,5, \quad tg \theta = 0,4.$

$$V_{Rd,s} = \frac{1,01}{20} 32,4 * 17 * 2,5 = 69,54 \text{ кН};$$

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{ctg \theta + tg \theta} = \frac{1 * 20 * 32,4 * 0,6 * 1,45}{2,5 + 0,4} = 194,4 \text{ кН}.$$

Приймаємо $V_{Rd,s} = 69,54 \text{ кН}.$

5) Сумарна несуча здатність:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} = 25,73 + 69,54 = 95,27 \text{ кН} > V_{Ed} = 81 \text{ кН}.$$

6) Коефіцієнт поперечного армування:

$$\rho = A_{sw} / b_w d = 1,01 / 20 * 20 = 0,00252 > \rho_{\min} = \frac{0,08 \sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} = \frac{0,08 \sqrt{18}}{400} =$$

0,00085.

3. Розрахунок стиснених залізобетонних елементів

Необхідно визначити армування колони багатоповерхової будівлі. Висота поверху – 3,6 м. Переріз колони 30x30 см. Поздовжня сила – $N = N_l = 2000$ кН. Бетон класу C20/25 ($f_{cd} = 1,45$ кН/см²), арматура А400С ($f_{yd} = 36,5$ кН/см²) (рис. 3).

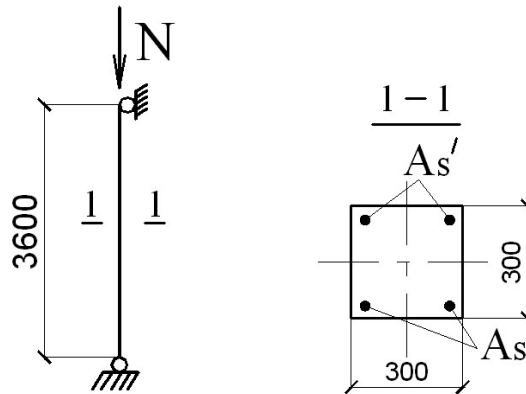


Рис. 3

- 1) Гнучкість колони $\lambda = l_0 / I = l_0 / 0,289 h = 360 / 0,289 \cdot 30 = 41,52$;
- 2) відносна осьова сила:

$$n = \frac{N}{A_c f_{cd}} = \frac{2000}{900 \cdot 1,45} = 1,53;$$

- 3) гранична гнучкість:

$$\lambda_{lim} = \frac{20ABC}{\sqrt{n}} = \frac{20 \cdot 0,7 \cdot 1,1 \cdot 0,7}{\sqrt{1,53}} = 0,72 < \lambda = 41,52,$$

тобто, у розрахунку треба враховувати деформації другого порядку;

- 4) деформації першого порядку (випадковий ексцентриситет):

$$e_i = l_0 / 400 = 360 / 400 = 0,9 \text{ см};$$

- 5) критична сила:

$$N = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2},$$

де $EI = K_c E_{cd} I_c + 0,01 E_s A_s (0,5h - a)^2$;

приймаємо $\varphi_{ef} = 2$;

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

$$EI = \frac{0,15 \cdot 23000 \cdot 30^4}{12} + 0,01 \cdot 21000 \cdot 900 (15 - 4) = 46,15 \cdot 10^6 \text{ кНсм}^2;$$

$$N_B = \frac{3,14^2 \cdot 46,15 \cdot 10^6}{360^2} = 3511 \text{ кН};$$

6) остаточно величина розрахункового ексцентриситету:

$$e_0 = e_1 \left(1 + \frac{\beta}{\frac{N_E}{N} - 1} \right) = 0.9 \left(1 + \frac{1.232}{\frac{2000}{2000} - 1} \right) = 2.37 \text{ см};$$

7) координата ядрової точки перерізу:

$$r = h/6 = 5 \text{ см} > e_0 = 2,37 \text{ см};$$

$$e = e_0 + 0.5h - a = 2,37 + 15 - 4 = 13,37 \text{ см}.$$

Подальший розрахунок провадимо за першою формою рівноваги:

$$\varepsilon_{c(1)} = \varepsilon_{cu,3} = 0,0031,$$

$$\varepsilon_{c(2)} = \varepsilon_{cu,3} \left(1 - \frac{e_0}{r} \right) = 0.0031(1 - 2,37/5) = 0,00163;$$

$$x = h \frac{\varepsilon_{cu,3}}{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{c(2)}} = 30 \frac{0,0031}{0,0031 - 0,00163} = 63,3 \text{ см};$$

$$x^I = x \frac{\varepsilon_{cu,3} - \varepsilon_{cs}}{\varepsilon_{cu,3}} = 63,3 \frac{0,0031 - 0,00063}{0,0031} = 50,4 \text{ см} > h = 30 \text{ см}, \text{ тому}$$

напруження в бетоні за всім перерізом $\sigma_c = f_{cd}$.

Деформації в менш стисненій арматурі:

$$\varepsilon_{s(2)} = \varepsilon_{cu,3} \frac{x-d}{x} = 0,0031 \frac{63,3-26}{63,3} = 0,00183;$$

8) напруження в менш стисненій арматурі:

$$\sigma_{s(2)} = \varepsilon_{s(2)} E_s = 0,00183 * 21000 = 38,36 \text{ кН/см}^2 > f_{yd} = 36,5 \text{ кН/см}^2;$$

9) необхідна кількість арматури:

$$A_s^I = \frac{N_e - f_{cd} b h (0.5h - a)}{f_{yd} (d - d^2)} = \frac{2000 * 13,37 - 1,45 * 30 * 30 (15 - 4)}{36,5 (26 - 4)} = 15, \text{ см}^2;$$

$$A_s = \frac{N - f_{yd} A_s^I - f_{cd} b h}{\sigma_{s(2)}} = \frac{2000 - 36,5 * 15,4 - 1,45 * 30 * 30}{36,5} = 3,65 \text{ см}^2.$$

Колона може деформуватися в будь-якому напрямку, тому приймаємо симетричне армування ($A_s = A_s^I$). Сумарна площа армування $A_{s\Sigma} = 30,8 \text{ см}^2$.

Приймаємо армування 4Ø32 А400С (32,17 см²).

4. Центрово-розтягнені металеві елементи

Визначити напруження, що діють у перерізі центрально-розтягнутого елемента стрижневої конструкції покриття, виконаного з прокатного двотаврового профілю № 20. Розрахункова довжина елемента l_0 становить 400 см. Повздовжнє зусилля в елементі $N=600$ кН.

Матеріал конструкції – сталь С-245 з $R_y = 24$ кН/см². Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (ДБН В.2.6-163:2010).

Геометричні характеристики двотаврового профілю № 20 за сортаментом прокатної сталі:

1) площа поперечного перерізу $A = 26,8$ см²;

2) Радіуси інерції: $i_x = 8,28$ см; $i_y = 2,07$ см.

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом першої групи:

Якщо переріз елемента не має отворів, то $A_n = A$

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

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

Виконуємо розрахунок елемента за граничним станом другої групи:

$$[\lambda] = 400$$

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

$$l_0 = l_x = l_y = 400 \text{ см}$$

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{400}{8,28} = 48,3 < [400]$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{400}{2,07} = 193 < [400], \text{ тобто умови виконуються.}$$

5. Згинальні елементи. Перевірка міцності у пружній стадії

Підібрати переріз згнутого елемента двотаврового профілю довжиною $l = 4,2$ м з урахуванням пластичних деформацій. Зусилля, які виникають в елементі від дії навантаження $M_{\max} = 126,4$ кНм; $Q_{\max} = 84,3$ кН. Матеріал конструкції – сталь С-245 з $R_y = 24$ кН/см². Коефіцієнт умов роботи $\gamma_c = 0,95$ (ДБН В.2.6-163:2010).

Потрібний момент опору перерізу балки:

$$W_x \geq \frac{M_{\max}}{c_1 R_y \cdot \gamma_c},$$

де c_1 – коефіцієнт, що враховує вплив пластичних деформацій;

R_y – розрахунковий опір сталі;

γ_c – коефіцієнт умов роботи конструкції.

Коефіцієнт c_1 для двотаврових профілів залежить від відношення площі поясу до площі стінки $\frac{A_f}{A_w}$. Для прокатних балок можна приймати $c_1 = 1,12$ незалежно від номера двотавра.

$$W_x \geq \frac{126,4 * 10^2}{1,12 * 24 * 0,95} = 494,98 \text{ см}^3$$

Приймаємо двотавр № 33 ГОСТ 8239-89. Його характеристики:

$$W_x = 597 \text{ см}^3;$$

$$I_x = 9840 \text{ см}^4;$$

$$S_x = 339 \text{ см}^3;$$

$$\text{маса } 1 \text{ м } G = 42,2 \text{ кг};$$

$$b_f = 140 \text{ мм}; t_f = 11,2 \text{ мм}; t_w = 7 \text{ мм};$$

$$\sigma = \frac{M_{\max}}{c_1 \cdot W_x} = \frac{12640}{1,12 * 597} = 18,9 \text{ кН} / \text{см}^2 < 24 * 0,95 = 22,8 \text{ кН} / \text{см}^2$$

$$\tau = \frac{Q \cdot S_x}{I_x \cdot t_w} = \frac{84,3 * 339}{9840 * 0,7} = 4,14 \text{ кН} / \text{см}^2 < R_s = 0,58 * 24 =$$
$$= 13,92 * 0,95 = 13,22 \text{ кН} / \text{см}^2$$

Отже, балка має достатню міцність.

Список джерел

1. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6.-98:2009. — [Чинний від 2011—06— 01]. — К. : Мінрегіонбуд України 2011. — 70 с. : *табл.* — (Державні будівельні норми України).
2. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування : ДСТУ Б В.2.6-156:2010. — [Чинний від 2011—06— 01]. — К. : Мінрегіонбуд України 2011. — 118 с. : *табл.* — (Національний стандарт України).
3. Мурашко Л.А., Колякова В.Н., Сморгалов Д.В. Розрахунок за міцністю перерізів нормальних та похилих до поздовжньої осі згинальних залізобетонних елементів за ДБН В.2.6-98:2009. Київ, КНУБА, 2012.
4. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН В.1.2-2:2006. — [Чинний від 2007—01— 01]. — К. : Мінбуд України 2006. — 60 с. : *табл.* — (Державні будівельні норми України).
5. Конструкції будівель і споруд. Сталеві конструкції. Норми проектування, виготовлення і монтажу : ДБН В.2.6-163:2010. — [Чинний від 2011—12— 01]. — К. : Мінрегіонбуд України 2011. — 203 с. : *табл.* — (Державні будівельні норми України).
6. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови : ДСТУ 3760:2006. — [Чинний від 2006—06— 01]. — К. : Мінрегіонбуд України 2006. — 29 с. : *табл.* — (Національний стандарт України).
7. Двутавры стальные горячекатаные. Сортамент : ГОСТ 8239-89. — [Чинний від 1990—07— 01]. — М. : ИПК Издательство стандартов, 2003. — 6 с. : *табл.* — (Межгосударственный стандарт).
8. Залізобетонні конструкції / [Барашиков А.Я. та ін.] ; *под ред. А. Я. Барашикова.* - К. : Вища школа, 1995. - 591 с. - ISBN:5-11-003816-3.
9. Строительные конструкции. Металлические, каменные и армокаменные конструкции. Конструкции из дерева и пластмасс. Основания и фундаменты: Учебник для техникумов / [Т.Н. Цай и др.] ; *под ред. Т. Н. Цая.* - [т.1]. - М.: Стройиздат, 1984. - 656 с.

Додатки

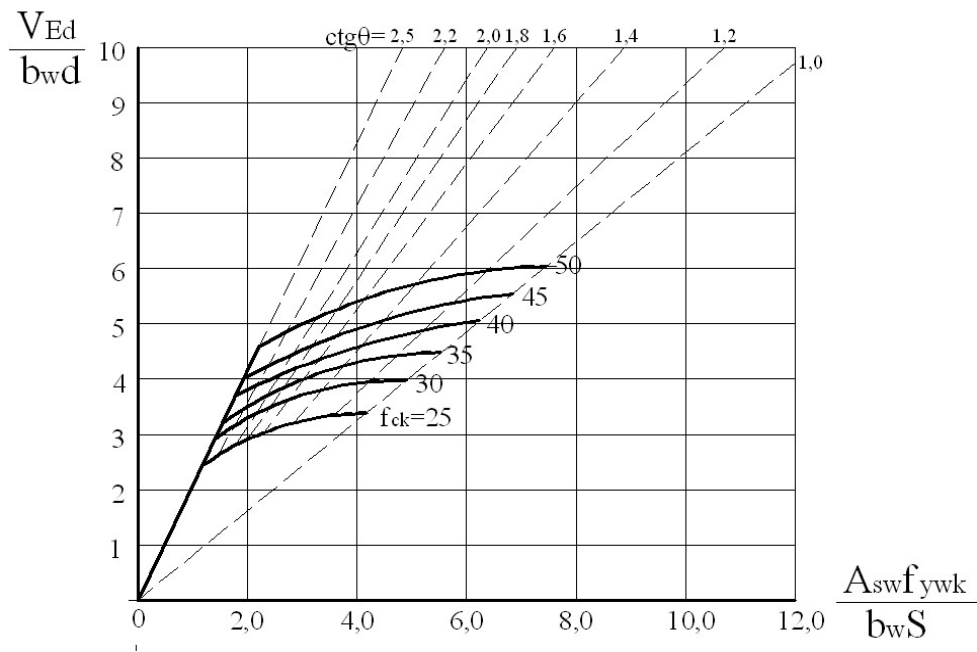
Додаток А

Таблиця А.1 – Значення коефіцієнтів α_m , ξ та ζ

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_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
0,20	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	
0,25	0,900	0,180	0,50	0,800	0,320	-	-	-

Примітка: $\alpha_m = 0,8\xi(1 - 0,4\xi)$; $\zeta = (1 - 0,4\xi)$.

Таблиця Б.1 – Величина $\text{ctg } \theta$ залежно від діючої поперечної сили, розмірів перерізу і класу бетону



МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до виконання розрахунково-графічної роботи з дисципліни «**Будівельні**
конструкції» (для студентів 4 курсу денної форми навчання спеціальності
«Менеджмент організацій у будівництві» напряму підготовки 6.030601
«Менеджмент»)

Укладач: СІРОМЕНКО Анна Миколаївна

Відповідальний за випуск: *С. М. Золотов*

Редактор: *К.В. Дюкар*

Комп'ютерне верстання *А. М. Сіроменко*

План 2013, поз. 6м

Підп. до друку 23.10.13р. Формат 60×841/16

Друк на ризографі. Ум. - друк. арк. 0.7

Зам. № Тираж 20 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 № 4064 від 12.05.2011