

ІНДИВІДУАЛЬНЕ ЗАВДАННЯ № 1

РОЗРАХУНОК ТА КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОНИ

Форма поперечного перерізу колон при випадкових ексцентриситетах – квадрат. Рекомендовані наступні розміри перерізу колон квадратної форми: 300 × 300 мм, 400 × 400 мм, 500 × 500 мм.

Вихідні дані:

- бетон класу C25/30; розрахунковий опір $f_{cd} = 17$ МПа;
- арматура поздовжня класу A400С, $f_{yd} = 365$ МПа;
- арматура поперечна класу A240С, $f_{yd} = 280$ МПа;
- висота поверху $H_{n1} = 4,8$ м;
- усереднений коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,15$.

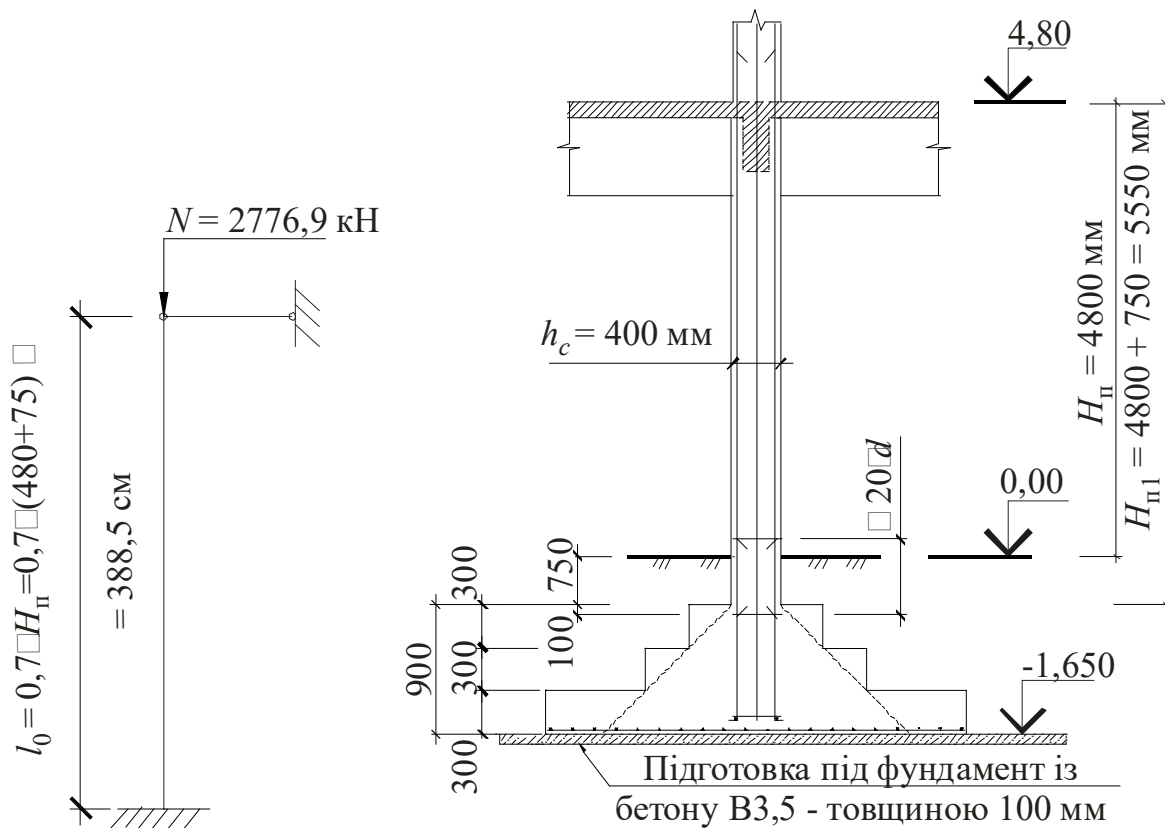


Рисунок А.1 – Розрахункова схема і розміри колони

Закріплення колони першого поверху при визначенні розрахункової

довжини та коефіцієнту поздовжнього згину μ приймають шарнірно-нерухомим на рівні перекриття та заземлення у з'єднанні з фундаментом (рис. А.1).

Навантаження на колону передається від балок з урахуванням їх нерозрізності. Постійне навантаження складається з власної ваги елементів перекриття та ваги колони. Тимчасове навантаження визначається із умови технологічного процесу і приймається у відповідності до завдання.

Навантаження збирається з площі, яка має форму прямокутника з розмірами сторін $L \times B = 7,2 \times 6,0$ м та з урахуванням кількості поверхів.

В прикладі, що розглядається, навантаження від покрівлі прирівнюється до навантаження від підлоги.

Таблиця А.1 – Зусилля в колоні, з урахуванням коефіцієнта $\gamma_n = 0,95$

	Вид навантаження	Нормативне, кН	Розрахункове, кН
1	Постійне	$877,44 \cdot 0,95 = 833,57$	$996,29 \cdot 0,95 = 946,47$
2	Тимчасове короткочасної дії	$237,6 \cdot 0,95 = 225,72$	$293,76 \cdot 0,95 = 279,07$
3	Тимчасове довготривалої дії	$1360,8 \cdot 0,95 = 1292,76$	$1632,96 \cdot 0,95 = 1551,31$
4	Сумарне довготривалої дії (1+3)	$N_{l.n.} = 2126,3$	$N_l = 2497,8$
5	Повне (1+2+3)	$N_n = 2352,1$	$N = 2776,9$

Площа поперечного перерізу колони визначається за формулою:

$$A = N / \eta \cdot \varphi \cdot (f_{cd} + \mu \cdot f_{yd}),$$

де, враховуючи те, що величини η , φ , μ є невідомими, визначення розмірів поперечного перерізу здійснюється методом послідовних наближень.

У формулі, в першому наближенні, приймаємо:

$\eta = 1$ – при розмірах сторін перерізу колони більше 20 см;

$\varphi = 1$ – коефіцієнт, який враховує гнучкість елемента, тривалість дії навантаження та характер армування;

$\mu = 0,015$ – коефіцієнт армування (оптимальне значення 0,01...0,02).

Таким чином, площа перерізу колони складає:

$$A = N / \eta \cdot \varphi \cdot (f_{cd} + \mu \cdot f_{yd}) = 2776,9 \cdot 10 / 1 \cdot 1 \cdot (17 + 0,015 \cdot 365) = 1235,5 \text{ см}^2,$$
$$b_c = h_c = \sqrt{1235,5} = 35,15 \text{ см.}$$

Приймаємо $b_c \times h_c = 40 \times 40$ см з площею перерізу $A_s = 1600 \text{ см}^2$.

Коефіцієнти η та φ визначаються з урахуванням прийнятих розмірів поперечного перерізу колони:

$$\eta = 1, \quad \varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \mu \cdot f_{yd} / f_{cd}.$$

де φ_b і φ_r – коефіцієнти, які враховують гнучкість елемента, тривалість дії навантаження та характер армування, визначається за табл. А.4 при відношенні $N_l / N = 2497,8 / 2776,8 = 0,9$ та гнучкості $\lambda = l_0 / h_c = 388,5 / 40 = 9,7$.

Таким чином, $\varphi_b = 0,894$, $\varphi_r = 0,894$, отже:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \mu \cdot f_{yd} / f_{cd} = 0,894 + 2 \cdot (0,894 - 0,894) \cdot 0,015 \cdot 365 / 17 = 0,894.$$

Площа поздовжньої робочої арматури обчислюється за формулою:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi \cdot R_{sc}} - A \cdot \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2776,8 \cdot (10)}{1 \cdot 0,894 \cdot 365} - 1600 \cdot \frac{17}{365} = 10,58 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 4Ø20 А400С з площею перетину $A_s + A'_s = 12,56 \text{ см}^2$.

Визначаємо фактичний коефіцієнт армування:

$$\mu = (A_s + A'_s) / A = 12,56 / 1600 \approx 0,01.$$

Величина μ знаходиться в межах рекомендованих параметрів $\mu = 0,01 \dots 0,02$.

Таким чином, розміри поперечного перерізу колони $b_c \times h_c = 40 \times 40$ см приймаються остаточно.

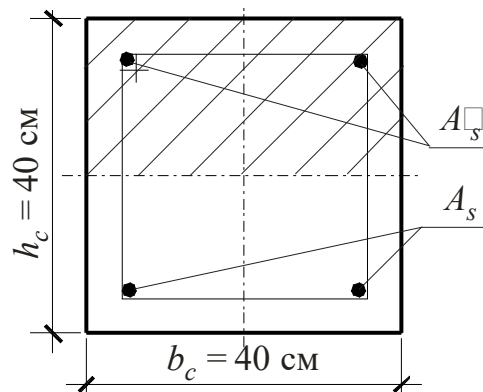


Рисунок А.2 – Поперечний переріз колони

Вказівки до конструювання колон. Розглянемо приклад армування колони окремими стержнями. Арматурні каркаси утворюються із окремих стержнів, з'єднаних по висоті колони поперечними стержнями або хомутами (рис. А.3). В місцях перегину хомутів встановлюють поздовжні робочі стержні, відстань між якими не повинна перевищувати 400 мм.

Якщо розміри перерізу колони не перевищують 400 мм, а кількість стержнів в перерізі не більше чотирьох, то вони охоплюються одним хомутом (рис. А.3, а).

Якщо розмір сторони колони складає понад 400 мм і кількість стержнів в перерізі більше чотирьох, то вони охоплюються двома хомутами: одним, розташованим паралельно сторонам перерізу, другим під кутом 45° від середини перерізу (рис. А.3, б).

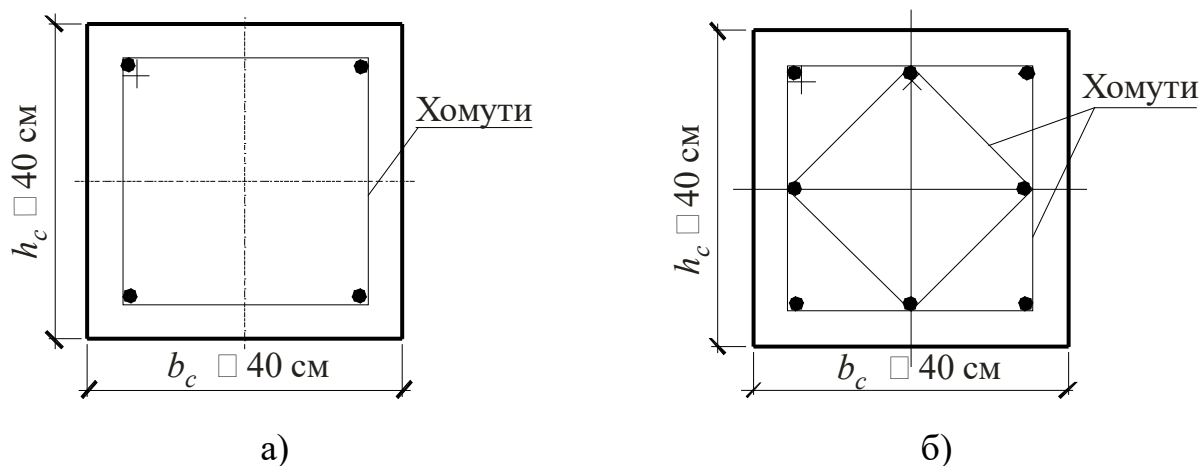
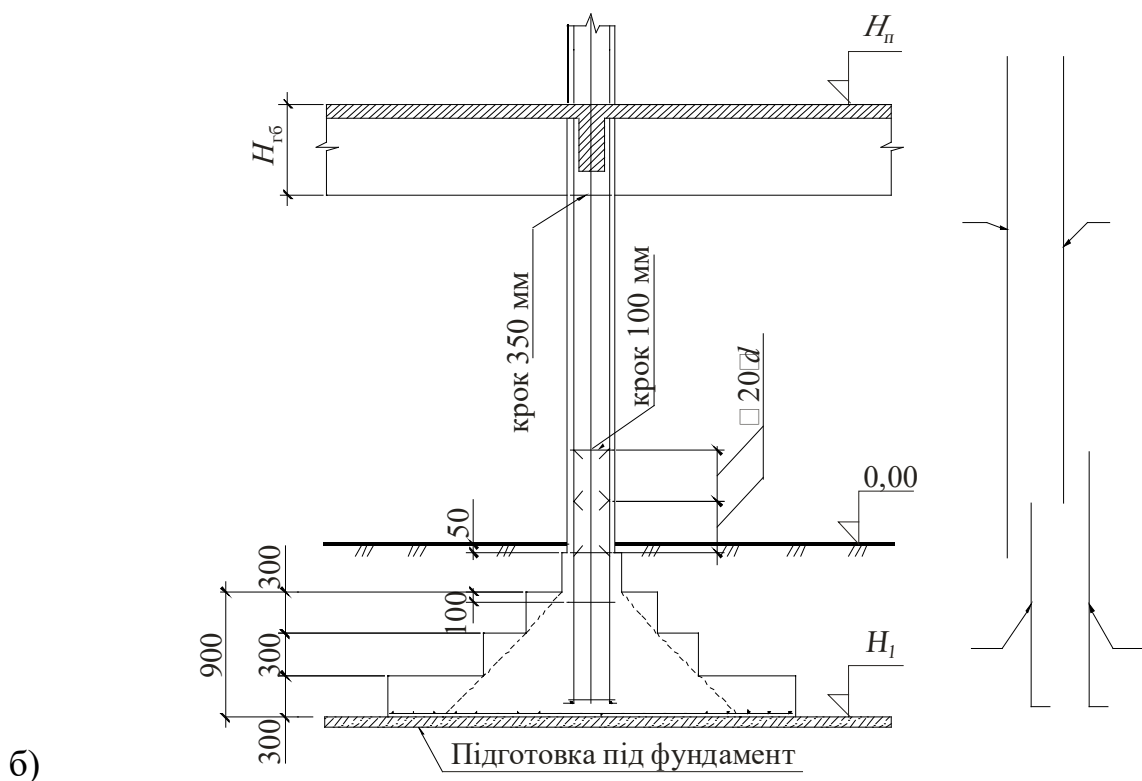
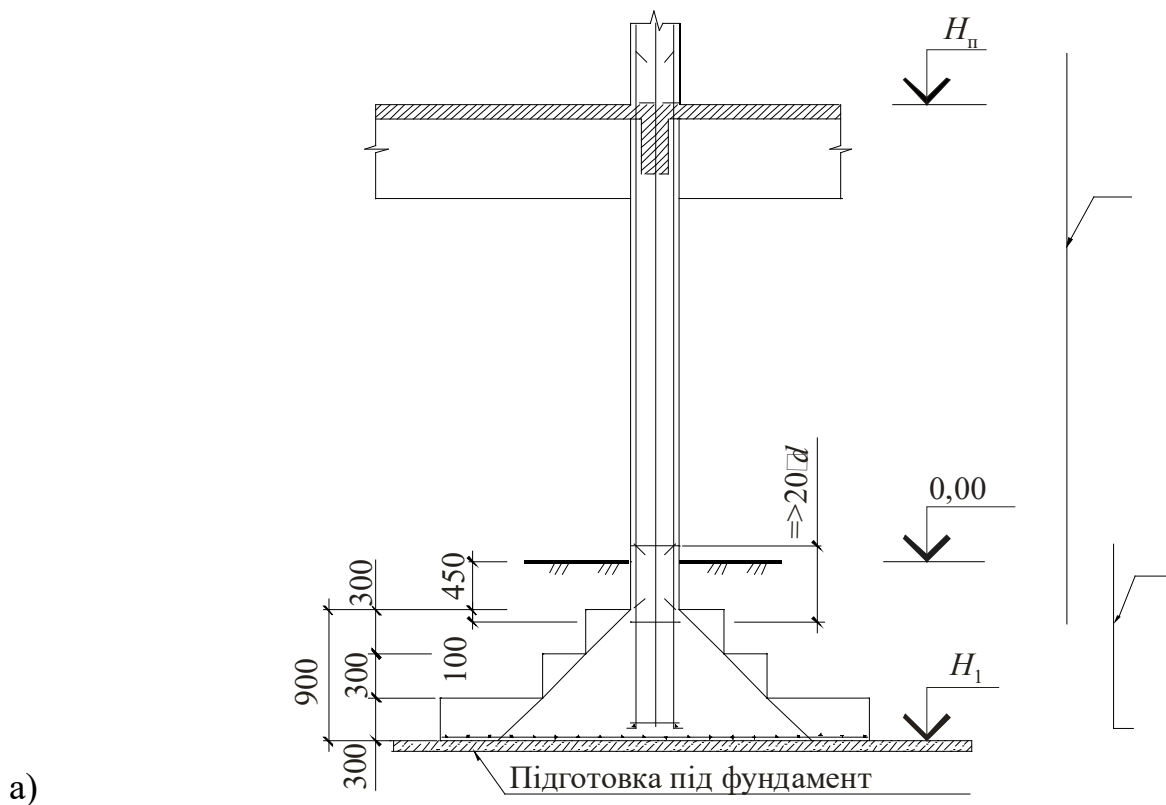


Рисунок А.3 – Варіанти компоновки поперечного перерізу колони

Відстань між поперечними стержнями (крок стержнів) по висоті колони приймається не більше 15 діаметрів меншого із поздовжніх робочих стержнів для в'язаної арматури та не більше 20 діаметрів – для зварної, а також не більше розміру меншої сторони перерізу колони з кратністю 50 мм, округленого у менший бік. Діаметр поперечної арматури призначається не менше 0,25 меншого діаметра поздовжнього стержня (із умови зварюваності).

Таблиця А.2 – Розрахункові опори бетону для граничних станів першої групи f_{cd} і f_{ctd} , МПа

Вид опору	Бетон	Клас бетону за міцністю на стиск										
		C8/10	C10/12	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	C40/50	C45/55
Стиск	Важкий	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0
	Легкий	6,0	7,5	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-
Розтяг	Важкий	0,57	0,66	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60



а) армування чотирма стержнями;

б) армування восьмима стержнями.

Рисунок А.4 – Схеми армування колон арматурними каркасами

Стик поздовжніх стержнів влаштовується вище рівня підлоги та рівня

перекриття з величиною перепуску стержнів не менше 20 діаметрів. На одному рівні стикується не більше чотирьох стержнів.

Приклади схем армування колони арматурними каркасами із різною кількістю поздовжніх стержнів показані на рис. А.4.

Розрахункові опори бетону для граничних станів першої групи наведені в табл. А.2. Розрахункові площі поперечних перерізів та питома вага арматурних стержнів за сортаментом гарячекатаної стержневої арматури із ДСТУ 3760:2006 «Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови» наведені у табл. А.3.

Таблиця А.3 – Розрахункові площі поперечних перерізів та питома вага арматурних стержнів

Номінал. діаметр	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² при кількості стержнів									Теоретична маса, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,28	2,55	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,48	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,78	7,91	9,04	10,17	0,888
14	1,539	3,08	4,61	6,15	7,69	9,23	10,77	12,3	13,87	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,17	12,72	15,26	17,8	20,36	22,9	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,7	18,84	22	25,13	28,27	2,466
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,85
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	4,83
32	8,043	16,09	24,13	32,17	40,21	48,26	56,3	64,34	72,38	6,31
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	7,99
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	9,87

Коефіцієнти φ_b і φ_r , які враховують гнучкість елемента, тривалість дії навантаження та характер армування і визначаються в залежності від

відношення довготривалого навантаження до повного навантаження N_l / N та гнучкості λ – відношення приведеної довжини стержня l_0 до висоти перерізу колони h_c , наведені у табл. А.4.

Таблиця А.4 – Коефіцієнти φ_b і φ_r

$\frac{N_l}{N} \backslash \frac{l}{h}$	≤ 6	8	10	12	14	16	18	20
Коефіцієнт φ_b								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
Коефіцієнт φ_r								
А. При площі перерізу проміжних стержнів A_{S1} , розміщених вздовж граней, паралельних до площини яка розглядається, менше $1/3 \cdot (A_S + A'_s)$								
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
Б. При площі перерізу проміжних стержнів A_{S1} , розміщених вздовж граней, паралельних до площини яка розглядається, не менше $1/3 \cdot (A_S + A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,92	0,9	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63