

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ

Кафедра "Будівельні матеріали, конструкції та споруди"

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

до курсового проекту з дисципліни "Будівельні конструкції та будівлі на
залізничному транспорті" для студентів спеціальності ЗС всіх форм
навчання

*Розрахунок та конструювання елементів промислової
багатоповерхової каркасної будівлі*

Харків 2015

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд 16 квітня 2015р., протокол № 14.

Укладачі:
доценти С.В. Мірошніченко,
О.В. Романенко

Рецензент
доц. О.В. Лобяк

ЗМІСТ

Зміст курсового проекту.....	5
Обсяг курсового проекту.....	5
1 Компонування збірного залізобетонного балкового перекриття.....	6
2 Розрахунок і конструювання ребристої плити перекриття...	8
2.1 Поперечний переріз плити.....	8
2.2 Розрахунковий прогін і навантаження.....	9
2.3 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень.	12
2.4 Характеристики міцності бетону і арматури.....	12
2.5 Розрахунок плити за граничними станами першої групи.....	13
2.5.1 Розрахунок міцності плити за перерізом, нормальним до поздовжньої осі.....	13
2.5.2 Розрахунок полиці плити на місцевий згин.....	15
2.5.3 Розрахунок плити за перерізом, похилим до поздовжньої осі.....	17
2.5.4 Розрахунок плити на дію навантажень, що виникають при її підніманні та монтажі.....	20
2.5.5 Визначення діаметрів арматури монтажних петель.	21
2.6 Розрахунок за другою групою граничних станів.....	21
2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі плити.....	21
2.6.2 Розрахунок прогину плити.....	23
2.7 Конструювання плити.....	26
3 Розрахунок і конструювання ригеля.....	26
3.1 Розрахунковий прогін і навантаження.....	26
3.2 Визначення зусиль, що виникають у ригелі від розрахункових навантажень.....	27
3.3 Характеристики міцності бетону і арматури.....	27
3.4 Визначення розмірів поперечного перерізу ригеля і схема його армування.....	28
3.5 Розрахунок ригеля за першою групою граничних станів.....	24
3.5.1 Розрахунок ригеля на дію згинального моменту від розрахункового навантаження.....	24

3.5.2	Розрахунок ригеля за перерізом, похилим до поздовжньої осі.....	30
3.5.3	Розрахунок ригеля на дію згинального моменту, що виникає при його підніманні і монтажі.....	30
3.5.4	Побудова епюри матеріалів.....	31
3.6	Конструювання ригеля.....	34
4	Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної колони першого поверху.....	34
4.1	Визначення розрахункової довжини колони.....	35
4.2	Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху.....	35
4.3	Характеристики міцності бетону і арматури.....	37
4.4	Розрахункова схема і схема армування колони.....	37
4.5	Підбір перерізу арматури колони.....	38
4.6	Конструювання колони.....	40
5	Розрахунок і конструювання залізобетонного фундаменту колони.....	40
5.1	Розрахунок основи.....	42
5.2	Розрахунок тіла фундаменту.....	42
5.3	Конструювання фундаменту.....	46
	Список літератури.....	46
	Додаток А. Розрахункові характеристики бетону та арматури.....	47
	Додаток Б. Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок.....	49
	Додаток В. Сортамент арматури.....	50
	Додаток Г. Допоміжні таблиці до розрахунку колони.....	54
	Додаток Д. Вихідні дані для проектування.....	55

ЗМІСТ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

1 Компонування конструктивної схеми міжповерхового перекриття балкового типу із збірних залізобетонних конструкцій.

2 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання збірної залізобетонної ребристої плити перекриття.

3 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання ригеля перекриття з побудовою епюри матеріалів.

4 Розрахунок і конструювання колони першого поверху.

5 Розрахунок і конструювання фундаменту під центрально-навантаженою колоною.

6 Виконання робочих креслень розрахованих конструкцій.

ОБСЯГ КУРСОВОГО ПРОЕКТУ

Проект складається з пояснювальної записки і графічної частини.

Пояснювальна записка орієнтовно складає 20 – 25 сторінок.

Графічна частина складає 1 аркуш формату А-1.

1 КОМПОНУВАННЯ ЗБІРНОГО ЗАЛІЗОБЕТОННОГО БАЛКОВОГО ПЕРЕКРИТТЯ

До складу конструкції збірного балкового перекриття входять панелі, ригелі, колони.

Можливі дві схеми рішення балкового перекриття: з положенням ригелів паралельно поздовжнім стінам будинку і перпендикулярно.

Вибір напрямку ригелів обумовлюється міркуваннями економічного, архітектурного, конструктивного і технологічного характеру. Наприклад, у будинках з великими віконними прорізами у поздовжніх несучих стінах є доцільним перпендикулярне (до поздовжньої осі будинку) розташування ригелів. Це приводить до полегшення віконних перемичок.

З іншого боку, при ребристих панелях з умов кращої освітленості раціонально розташовувати ригелі повздовж будинку.

Зазначимо, що поперечне (до поздовжньої осі будинку) розташування ригелів підвищує жорсткість будинку в поперечному напрямку. Це у ряді випадків необхідно враховувати.

Перекрыття можуть мати в поперечному напрямку від двох – трьох прогонів для цивільних будинків і до п'яти – шести – для промислових споруд.

У komponування конструктивної схеми перекрыття входить вибір сітки колон, напрямку ригелів і ширини панелей. Усе це виконується з урахуванням призначення будинку (виробниче або цивільне), величини корисних навантажень, потужності монтажного устаткування і т. д.

Для виробничих будинків приймається уніфікована сітка колон 6×6 або укрупнена сітка 6×9 , 6×12 , 12×12 м.

При призначенні сітки колон можуть бути прийняті розміри, відмінні від уніфікованих. Але в усіх випадках ці розміри приймаються кратними 1,0 м – для виробничих, 0,4 – для цивільних будинків.

Витрата залізобетону на перекрыття, кількість типорозмірів елементів мають бути мінімальними, а вага елементів і їх габарити – максимальними залежно від вантажопідйомності монтажних і транспортних засобів.

Оскільки 60-65 % від загальної витрати залізобетону у збірних балкових перекрыттях припадає на панелі, то особливого значення набуває задача вибору найбільш раціонального конструктивного рішення цих елементів.

Залежно від споруд, величини прогону і навантажень приймаються такі типи панелей:

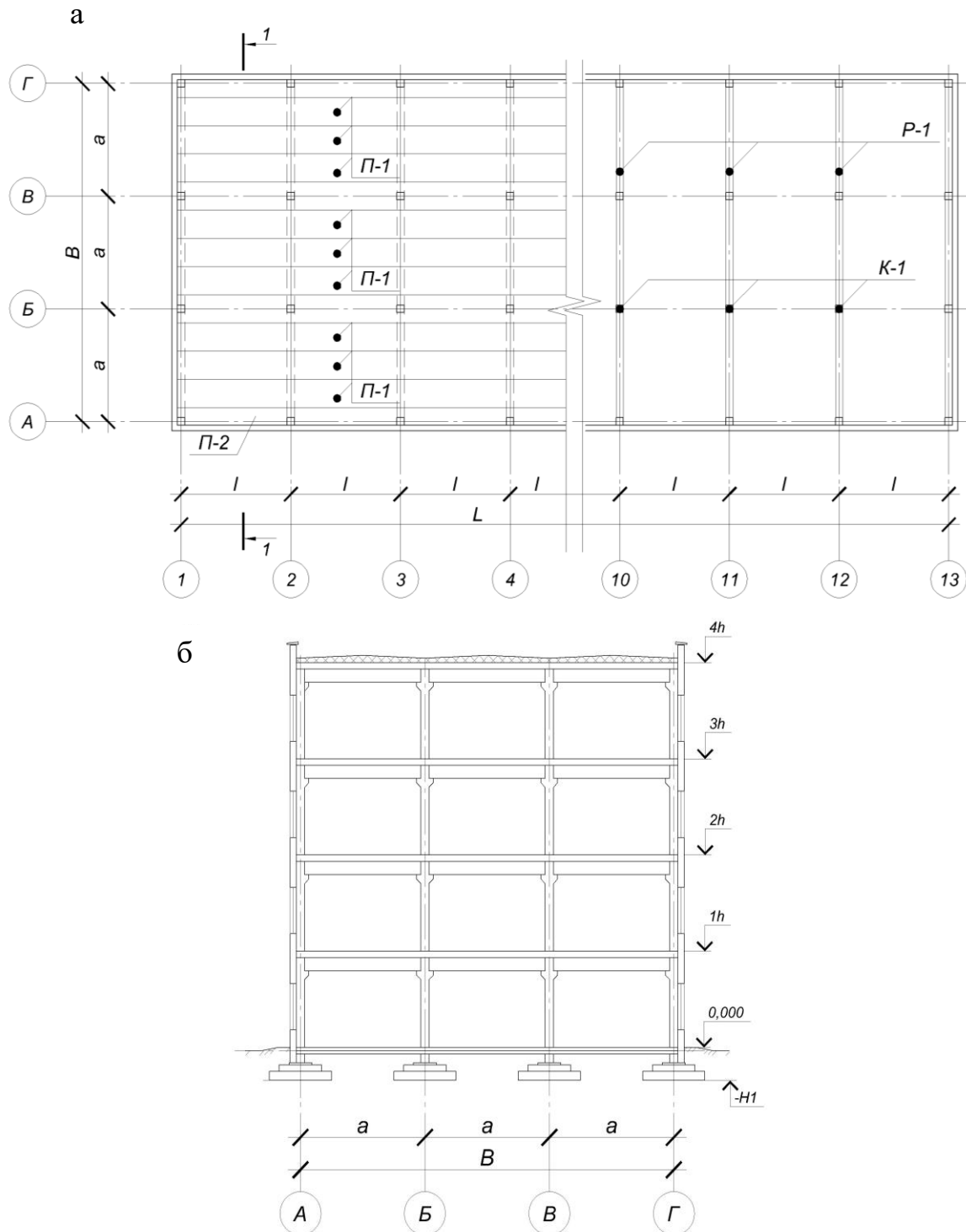
- пустотні (при корисних навантаженнях до $5-6 \text{ кН/м}^2$) – з овальними або круглими пустотами;
- ребристі з ребрами вниз (при корисних навантаженнях більше 6 кН/м^2).

Номінальний розмір ширини панелей перекрыття приймається для цивільних будинків кратним 200 мм, а для промислових будинків – кратним 100 мм. Зазначимо, що типові панелі перекрыття промислових будинків мають номінальну ширину 1200 і 1500 мм.

Конструктивна ширина панелі по низу на 10,0 мм менше номінальної.

Конструктивна довжина панелей також відрізняється від номінальної довжини (для перекриттів промислових будинків конструктивна довжина при обпираннях панелі по верху ригеля на 30 мм менше номінальної).

Приклад конструктивної схеми будівлі наведено на рисунку 1.1.



а – план будівлі; б – поперечний розріз
Рисунок 1.1 – Конструктивна схема будівлі

2 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ РЕБРИСТОЇ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ

2.1 Поперечний переріз плити

Поперечний переріз плити з розмірами і схемою армування необхідно накреслити у масштабі 1:10 у пояснювальній записці.

Номінальна ширина плити B_1 , установлена при компонуванні конструктивної схеми. Конструктивна її ширина приймається на 1 см меншою (рисунок 2.1), тобто:

$$B_k = B_1 - 10 \text{ мм.}$$

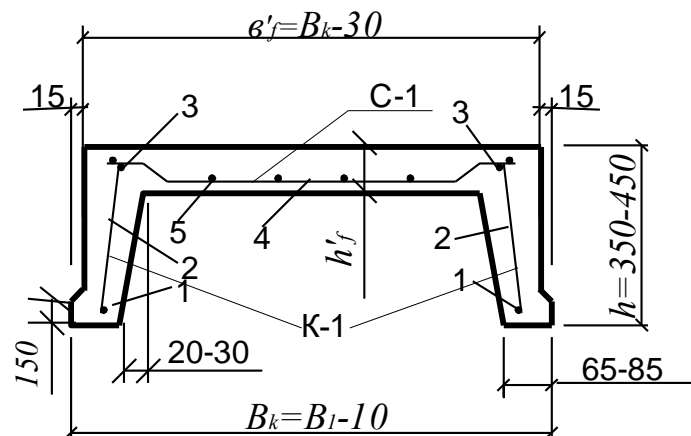


Рисунок 2.1 – Схема армування ребристої плити

Ребриста плита армується двома однаковими каркасами К-1 у ребрах і сіткою С1 у полиці плити. Каркаси і сітка зварні. У каркаси об'єднуються:

1 – робоча поздовжня арматура, що встановлюється за розрахунком плити на дію згинального моменту, що виникає при експлуатації;

2 – поперечна арматура, що встановлюється за розрахунком на дію поперечної сили;

3 – монтажна арматура, що встановлюється за розрахунком плити на дію згинального моменту, що виникає при її підніманні і монтажі.

У сітки об'єднується:

4 – робоча розтягнена арматура, що встановлюється за розрахунком полиці плити на місцевий згин;

5 – розподільна арматура, що встановлюється без розрахунку.

Ширина ребра і висота плити приймається залежно від прогону і величини навантажень. Товщина полиці плити приймається також залежно від величини навантажень і ширини плити і приймається рівною $h'_{f'} = 50 - 60$ мм.

Для виконання розрахунків фактичний поперечний переріз ребристої плити замінюють розрахунковим, ширина і висота якого дорівнює ширині і висоті плити, ширина ребра – сумі ширин ребер плити у середині висоти ребра, товщина полиці – товщині полиці плити.

2.2 Розрахунковий прогін і навантаження

Для встановлення розрахункового прогону плити попередньо задаються розмірами перерізу ригеля залежно від величини його прогону і величини навантажень: $h_p = (1/10 \div 1/15) * l_p$, $b_p = (0,3 \div 0,5) * h_p$, при цьому h_p і b_p мають бути кратними 50 мм, а l_p – довжину ригеля – можна прийняти рівною ширині прогону a . При обпиранні на ригель зверху розрахунковий прогін плити $l_0 = l - b_p / 2$ (рисунок 2.2).

Підрахування навантажень, що діють на плиту перекриття, виконують у табличній формі (таблиця 2.1).

Величину g_I^n знаходять за формулою:

$$g_I^n = A * \rho / B_1,$$

де A – площа поперечного перерізу плити;

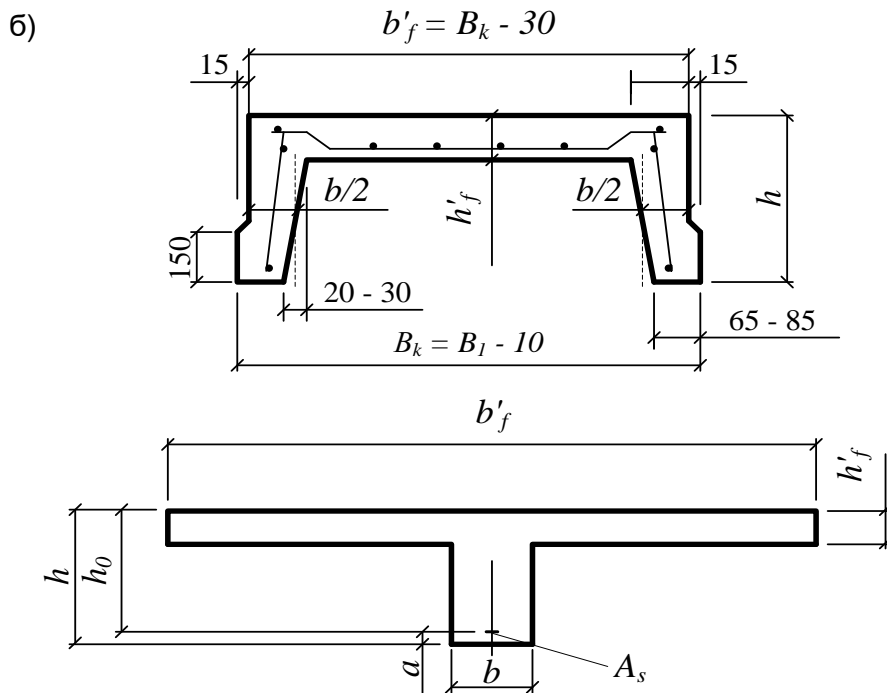
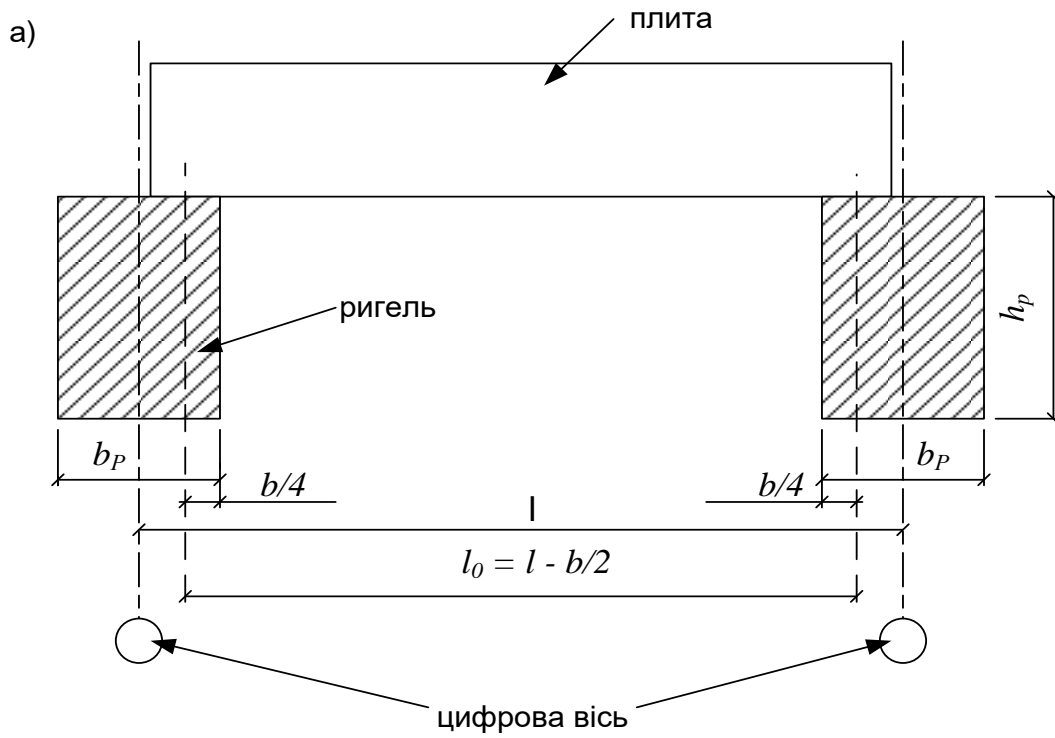
ρ – середня щільність залізобетону, $\rho = 25$ кН/м³.

Величина нормативного постійного та нормативного тривалого навантаження знаходиться за формулою:

$$q_I^n = g^n + v_g^n.$$

Таблиця 2.1 – Нормативне і розрахункове навантаження на 1 м² перекриття

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне:			
власна вага ребристої плити	g_1^n	1.1	$g_1 = g_1^n * 1,1$
власна вага підлоги	g_2^n	1.2	$g_2 = g_2^n * 1,2$
Разом:	g^n		g
Тимчасове повне:	v^n	1.2	$v = v^n * 1,2$
у тому числі:			
тривале	v_g^n	1.2	$v_g = v_g^n * 1,2$
короткочасне	v_k^n	1.2	$v_k = v_k^n * 1,2$
Повне навантаження	$q^n = g^n + v^n$		$q = g + v$
<p>Примітки</p> <p>g_1^n і g_2^n - відповідно нормативне навантаження на 1 м² перекриття від власної ваги плити перекриття і підлоги;</p> <p>v^n, v_g^n, v_k^n - відповідно тимчасові нормативні навантаження: повне, тривале і короткочасне</p>			



а – розрахунковий прогін плити; б – розрахунковий приведений переріз плити

Рисунок 2.2 – До розрахунку поздовжніх ребер плити

2.3 Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень

Зусилля від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{qB_1l_0^2}{8} \gamma_n, \text{кНм}; Q = \frac{qB_1l_0}{2} \gamma_n, \text{кН}$$

де M – згинальний момент, кНм ;

Q – поперечна сила, кН ;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, $\gamma_n = 0,95$;
від нормативного постійного та нормативного тривалого навантаження:

$$M_1^n = \frac{q_1^n B_1 l_0^2}{8} \gamma_n, \text{кНм}; Q = \frac{q_1^n B_1 l_0}{2} \gamma_n, \text{кН};$$

від нормативного повного навантаження:

$$M^n = \frac{q^n B_1 l_0^2}{8} \gamma_n, \text{кНм}; Q = \frac{q^n B_1 l_0}{2} \gamma_n, \text{кН}.$$

2.4 Характеристики міцності бетону і арматури

Приймаємо для плити бетон класів $C12/15$, $C16/B20$, $C20/25$, $C25/30$, $C30/3$, $C32/40$ (за завданням); робочу арматуру ребер – за завданням; поперечну і монтажну арматуру ребер – класів $A240$, $A400$, $A500$, $B500$; арматуру сіток – класів $B500$, $A400$, $A500$.

За таблицями А.1, А.2 залежно від класу бетону і класу арматури приймають такі характеристики бетону та арматури:

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск (призмova міцність бетону);

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи бетону, $\gamma_{c2} = 0,9$;

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг;

f_{yd} , f_{ywd} – розрахункова міцність арматури на границі текучості (поздовжньої і поперечної);

E_{cm} , E_s – модулі пружності бетону та арматури.

2.5 Розрахунок плити за граничними станами першої групи

2.5.1 Розрахунок міцності плити за перерізом, нормальним до поздовжньої осі

Розрахунковим поперечним перерізом плити є тавровий з полицею у стиснутій зоні (рисунок 2.2).

Ширина плити, що вводиться у розрахунок, приймається такою, щоб ширина звисів полиці у кожен бік від ребра була не більше $\frac{1}{6}l_0$ і не більше:

при $h'_f \geq 0.1h - 1/2$ відстані у світлі між поздовжніми ребрами або bh'_f ;

при $h'_f < 0.1h - 3h'_f$.

Розрізняють два випадки розрахунку елементів таврового перерізу:

1 – нейтральна вісь проходить у межах полиці;

2 – нейтральна вісь проходить у межах ребра.

Нейтральна вісь проходить у межах полиці (1-й випадок розрахунку), якщо

$$M \leq f_{cd}b'_fh'_f(d - 0,5h'_f),$$

де $d = h - a$ – робоча висота перерізу, $a = 3-5$ см.

Якщо дана умова не виконується, то нейтральна вісь проходить у ребрі (2-й випадок розрахунку).

Перший випадок

Обчислюється коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{c2}f_{cd}b'_fd^2}.$$

За таблицею Б.1 залежно від A_0 знаходять відносну висоту стиснутої зони бетону ξ і α_0 . Обчислюємо граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

де ω – характеристика стиснутої зони бетону ξ ;

$$\omega = \alpha - 0,008f_{cd},$$

де α – коефіцієнт, який дорівнює: для важкого бетону – 0,85, для дрібнозернистого бетону – 0,8; f_{cd} – в мегапаскалях.

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$. При $\xi > \xi_R$ дозволяється приймати $\xi = \xi_R$, і необхідно передбачити додаткову арматуру у стиснуту зону.

Визначимо необхідну площу розтягнутої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} d \alpha_0}.$$

За сортаментом (таблиця В.1) приймають кількість (звичайно два або чотири стержні) і діаметри стержнів робочої поздовжньої арматури.

Другий випадок

Обчислюється коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M - f_{cd} (b'_f - b) h'_f (d - 0,5h'_f)}{\gamma_{c2} f_{cd} b d^2}$$

За таблицею Б.1 залежно від A_0 , знаходять відносну висоту стиснутої зони бетону ξ . Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$. При $\xi > \xi_R$ дозволяється приймати $\xi = \xi_R$, і необхідно передбачити додаткову арматуру у стиснуту зону.

Визначимо необхідну площу розтягнутої робочої поздовжньої арматури:

$$A_s = \left[\xi b d + (b'_f - b) h'_f \right] \frac{\gamma_{c2} f_{cd}}{f_{yd}}.$$

За сортаментом (таблиця В.1) приймають кількість (звичайно два або чотири стержні) і діаметри стержнів робочої поздовжньої арматури.

У кожному ребрі плити розміщують по одному або по два стержні поздовжньої арматури (рисунок 2.1, позиція 1). Армуння ребер плити має бути симетричним. Прийнята за сортаментом площа стержнів не повинна перевищувати потрібну площу більш ніж на 5%. Діаметр стержнів поздовжньої арматури не рекомендується приймати більше 25 мм. Якщо потрібен більший діаметр, то з умов розміщення арматури треба збільшити ширину ребра плити.

2.5.2 Розрахунок полиці плити на місцевий згин

Полиця плити розраховується як балка шириною $b = 1 \text{ м}$ (рисунок 2.3).

Розрахунковий прогін полиці l_0 дорівнює відстані у світлі між поздовжніми ребрами зверху. Навантаження на 1 м^2 полиці плити розраховується за таблицею 2.1 з тою різницею, що в розрахунку приймається замість повної ваги ребристої плити повна вага полиці плити.

Арматура за розрахунком на дію позитивного і негативного моменту ставиться поперек полиці (позиція 4 у сітці С-1 на рисунку 2.1).

Згинальний момент для смуги шириною 1 м (b_{mn}) визначають з урахуванням часткового замурування у ребрах

$$M_{np} = -M_{on} = \frac{q_{nn} \gamma_n \ell_{0nn}^2}{11} \kappa_{HM}.$$

Робоча висота перерізу приймається рівною $d_{mn} = h'_f - 1,5 \text{ см}$.

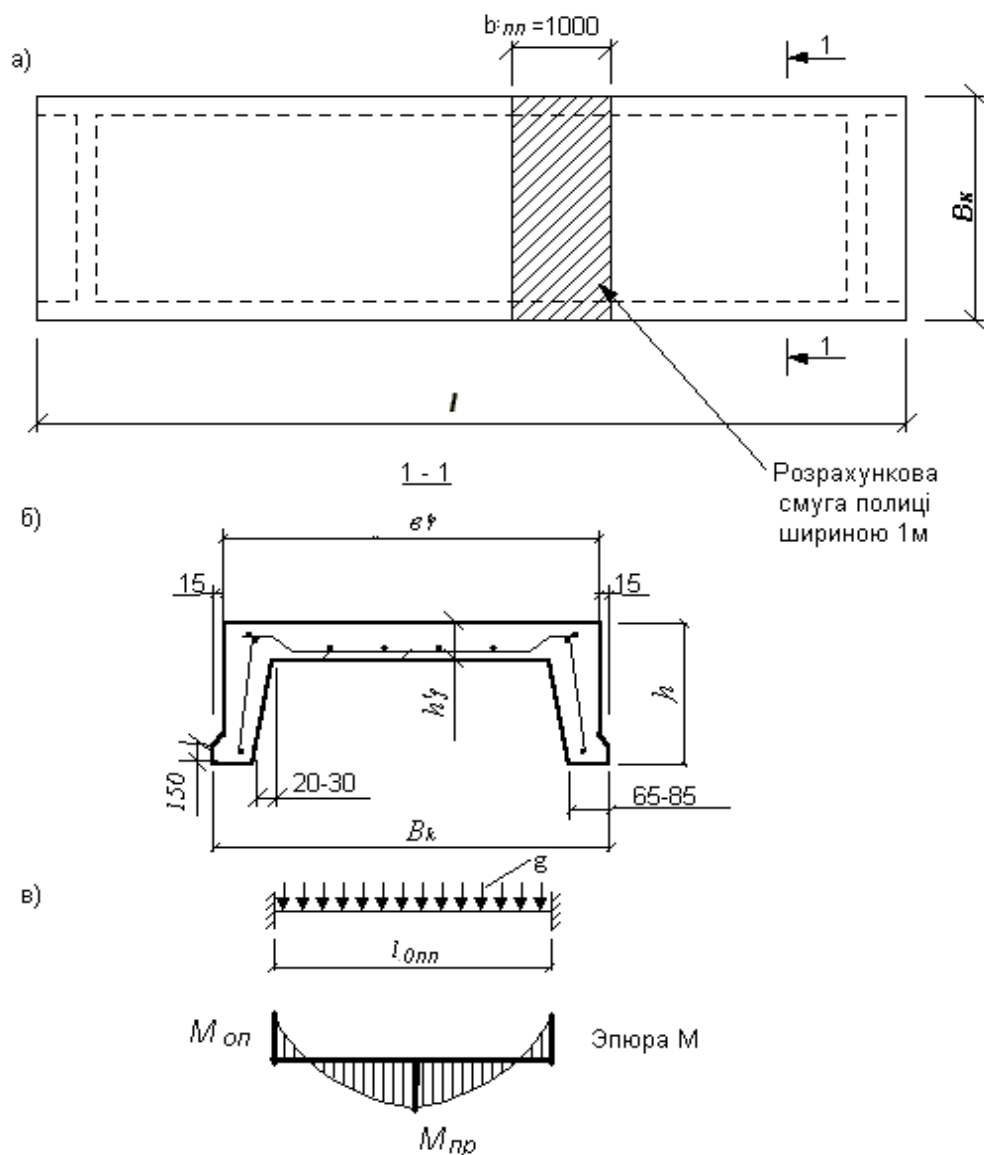
Визначають коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M_{np}}{\gamma_{c2} f_{cd} b_{mn} d_{mn}^2}.$$

За таблицею Б.1 залежно від A_0 знаходять відносну висоту стиснутої зони бетону ξ і перевіряють умову $\xi \leq \xi_R$. Визначають площу робочої арматури:

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} d_m \alpha_0}.$$

Підбирають сітки для армування полиці за сортаментом (таблиця В.2) або призначають діаметр (таблиця В.1) і крок робочої та розподільної арматури.



a – план плити; *б* – поперечний переріз плити; *в* – розрахункова схема полиці

Рисунок 2.3 – До розрахунку полиці плити

2.5.3 Розрахунок плити за перерізом, похилим до поздовжньої осі

Міцність похилих перерізів ребристої плити на дію поперечної сили забезпечується постановкою у її ребрах поперечної арматури (хомутів) діаметром d_{sw} , який визначаємо залежно від діаметра поздовжньої арматури з умов зварювання, і обираємо площу поперечного перерізу для двох стержнів A_{sw} (таблиця В.1).

Потім треба визначити відстань між поперечними стержнями уздовж елемента (крок хомутив) S_w , ураховуючи такі конструктивні вимоги:

а) на приопорних ділянках (рівних при рівномірно розподіленому навантаженні – $1/4 * l_0$) крок поперечних стержнів не повинен перевищувати:

- при висоті перерізу $h \leq 450$ мм: $S_w \leq h/2 \leq 150$ мм;

- при висоті перерізу $h > 450$ мм: $S_w \leq h/3 \leq 300$ мм.

б) на іншій ділянці (середній) прогону $S_w \leq 3h/4 \leq 500$ мм.

Визначають зусилля у хомутах на одиницю довжини елемента для приопорної ділянки

$$q_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{S_w}.$$

Перевіряють умову

$$q_{sw} \geq 0,5\varphi_c (1 + \varphi_n + \varphi_f) f_{ctd} b,$$

де φ_c – коефіцієнт, що приймають для важкого бетону рівним 0.6; для дрібнозернистого - 0.5;

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх сил; оскільки їх немає, то $\varphi_n = 0$;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у таврових і двотаврових елементах,

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bd} \leq 0,5,$$

при цьому b'_f приймається не більше $b + 3h'_f$.

При урахуванні звисів таврового перерізу поперечна арматура ребра балки має бути надійно заанкерована у полиці і її кількість має дорівнювати не менше $\mu_w = 0,0015$. Якщо дана умова не виконується, треба або зменшити крок поперечних стержнів, або збільшити їх діаметр. Визначити довжину проєкції небезпечної похилої тріщини на поздовжню вісь елемента:

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)f_{ctd}bd^2}{q_{sw}}},$$

де φ_{b2} – коефіцієнт, що враховує вплив виду бетону: для важкого бетону – 2; дрібнозернистого бетону – 1,7.

Одержане значення C_0 приймається не більше $2d$ і не більше значення C , а також не менше d (при $C > d$).

Значення C визначають за формулою

$$C = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)f_{ctd}bd^2}{0,5Q},$$

де Q – поперечна сила від розрахункового навантаження в перерізі у опори.

Визначають величину поперечної сили, яку сприймає бетон:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)f_{ctd}bd^2}{C_0} \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)f_{ctd}bd.$$

Якщо $Q < Q_b$, поперечну арматуру встановлюють конструктивно.

Якщо $Q > Q_b$, визначають величину поперечної сили, яку сприймають поперечні стержні:

$$Q_{sw} = q_{sw} C_0 .$$

Перевіряють міцність плити за похилим перерізом за формулою:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} . \quad (2.1)$$

Перевіряють міцність плити за похилою смугою між похилими тріщинами за формулою:

$$Q \leq 0,3\varphi_{wl}\varphi_{bl}f_{cd}bd , \quad (2.2)$$

де φ_{wl} – коефіцієнт, що враховує вплив поперечних стержнів, нормальних до поздовжньої осі елемента,

$$\varphi_{wl} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3 ,$$

$$\text{де } \alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}, \mu = \frac{A_{sw}}{bS_w} ;$$

φ_{bl} – коефіцієнт, що визначається за формулою:

$$\varphi_{bl} = 1 - \beta f_{cd} ,$$

де β – коефіцієнт, який приймається рівним для важкого і дрібнозернистого бетону 0,01;

f_{cb} – розрахунковий опір, МПа.

Якщо (2.1) і (2.2) не виконуються, то треба збільшити діаметр поперечних стержнів або зменшити їх крок, або збільшити ширину ребер плити, а потім знову виконати розрахунок.

2.5.4 Розрахунок плити на дію навантажень, що виникають при її підніманні та монтажі

Піднімання і монтаж плити здійснюється на монтажних петлях, що встановлюються у поздовжніх ребрах.

Розрахунок полягає у підборі монтажної арматури (позиція 3, рисунок 2.1) і визначенні діаметра арматури монтажних петель.

За розрахункову схему приймається двоконсольна балка (рисунок 2.4). Відстань між опорами приймається рівною відстані між петлями для монтажу плити – приблизно $0,6 l$.

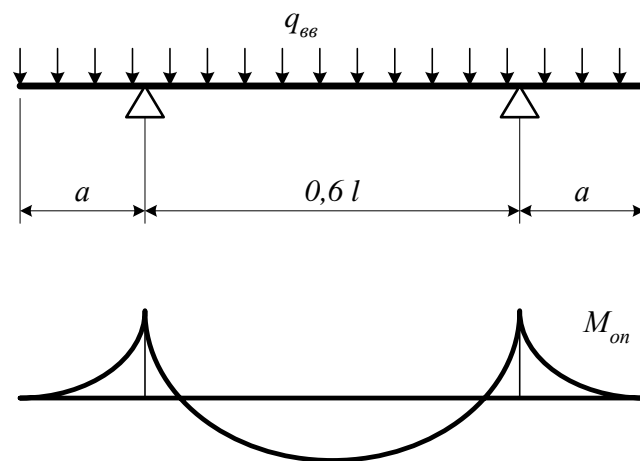


Рисунок 2.4 – Розрахункова схема плити при підніманні, монтажі; епюра моментів

Навантаженням є власна вага плити з урахуванням коефіцієнта динамічності $\kappa = 1,4$.

$$q_{\text{вв}} = g_l b'_f \kappa .$$

Визначають негативний згинальний момент:

$$M_{\text{вв}} = \frac{q_{\text{вв}} a^2}{2} .$$

Обчислюють коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M_{\text{ев}}}{\gamma_{b2} f_{cd} b d^2},$$

де b – ширина ребра розрахункового поперечного перерізу (рисунок 2.1).

За таблицею Б.1 залежно від A_0 знаходять відносну висоту стиснутої зони бетону ξ та α_0 . Перевіряють умову $\xi \leq \xi_R$.

Визначають потрібну площу монтажної арматури:

$$A_s = \frac{M_{\text{ев}}}{f_{yd} d \alpha_0}.$$

Прийняти діаметр стержнів монтажної арматури за таблицею В.1.

2.5.5 Визначення діаметрів арматури монтажних петель

Потрібна площа поперечного перерізу однієї петлі визначається за формулою

$$A_{sn} = \frac{q_{\text{ев}} \ell}{3 f_{yd}}.$$

Для монтажних петель елементів збірних залізобетонних конструкцій застосовується гарячекатана арматурна сталь класу А240 і класу А400. При потрібній площі A_{sn} приймається діаметр монтажних петель за таблицею В.1.

2.6 Розрахунок за другою групою граничних станів

2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до поздовжньої осі плити

До плит перекриттів виробничих будинків висуваються вимоги третьої категорії тріщиностійкості, тобто допускається обмежене по ширині нетривале і тривале розкриття тріщин.

Під нетривалим розкриттям тріщин розуміється їхнє розкриття при спільній дії постійних, тривалих і короткочасних навантажень, а під тривалим – тільки постійних і тривалих.

Гранично допустима ширина розкриття тріщин: нетривала $a_{arc} = 0,4$ мм, тривала $a_{arc3} = 0,3$ мм.

Розрахунок по розкриттю тріщин зводиться до перевірки умов:

$$a_{arc} = a_{arc1} - a_{arc2} + a_{arc3} \leq 0,4 \text{ мм};$$

$$a_{arc3} \leq 0,3 \text{ мм},$$

де a_{arc1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження;

a_{arc2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантажень;

a_{arc3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійних і тимчасових навантажень;

a_{arc1}, a_{arc2} і a_{arc3} визначаються за формулою

$$a_{arci} = 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta \varphi_i \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{\varnothing},$$

де μ – коефіцієнт армування перерізу, прийнятий рівним відношенню площі перерізу поздовжньої робочої арматури до площі перерізу бетону (при робочій висоті d і без урахування стиснутих звисів полиць).

$$\mu = \frac{A_s}{bd}, \text{ але не більш } 0,02;$$

δ – коефіцієнт, прийнятий рівним 1;

φ_i – коефіцієнт, прийнятий рівним: при визначенні a_{arc1} та $a_{arc2} - \varphi_\ell = 1$, а при визначенні $a_{arc3} - \varphi_\ell = 1,5$ (для важкого бетону) і $\varphi_\ell = 1,75$ (для дрібнозернистого бетону);

η – коефіцієнт, прийнятий при стержневій арматурі періодичного профілю рівним 1;

\varnothing – діаметр поздовжньої робочої арматури, мм;

σ_s – напруга в розтягнутій арматурі, яка розраховується за формулою

$$\sigma_{si} = \frac{M_i}{A_s Z},$$

де M_i – згинальний момент від нормативного навантаження, прийнятий при визначенні $a_{arc1} - M^n$, а при визначенні a_{arc2} і $a_{arc3} - M^{n1}$ (див. підрозділ 2.4 даних вказівок);

Z – плече внутрішньої пари сил; можна прийняти $Z = d - 0,5h'_f$.

2.6.2 Розрахунок прогину плити

Розрахунок зводиться до перевірки умови

$$f \leq [f],$$

де f – прогин плити;

$[f]$ – гранично допустимий прогин.

При прогонах ребристої плити $5 \leq \ell_0 \leq 10$ м $[f] = 2,5$ см.

Прогин залізобетонних елементів, що мають тріщини в розтягнутій зоні, визначають за кривизною осі при вигині

$$f = s \frac{1}{r} \ell_0^2,$$

де s – коефіцієнт, що залежить від схеми обпирання елемента і характеру навантаження (у даному випадку $s = \frac{5}{48}$);

$\frac{1}{r}$ – повна величина кривизни від нормативних навантажень, яка розраховується за формулою

$$\frac{I}{r} = \left(\frac{I}{r}\right)_1 - \left(\frac{I}{r}\right)_2 + \left(\frac{I}{r}\right)_3,$$

де $\left(\frac{I}{r}\right)_1$ – кривизна від нетривалої дії всього навантаження;

$\left(\frac{I}{r}\right)_2$ – кривизна від нетривалої дії постійних і тривалих навантажень;

$\left(\frac{I}{r}\right)_3$ – кривизна від тривалої дії постійних і тривалих навантажень.

Величини $\left(\frac{I}{r}\right)_1$, $\left(\frac{I}{r}\right)_2$, $\left(\frac{I}{r}\right)_3$ визначаються за формулою

$$\left(\frac{1}{r}\right)_i = \frac{M_i}{dZ} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\varphi_c}{(\varphi_f + \xi) b d E_{cm} \gamma} \right],$$

де M_i – згинальний момент від нормативного навантаження, прийнятий при визначенні $\left(\frac{I}{r}\right)_1 - M^n$, а при визначенні $\left(\frac{I}{r}\right)_2$ і $\left(\frac{I}{r}\right)_3 - M^{n_1}$ (див. підрозділ 2.4 даних вказівок);

φ_c – коефіцієнт, для важкого і дрібнозернистого бетону, $\varphi_c = 0,9$;

γ – коефіцієнт, при визначенні $\left(\frac{I}{r}\right)_1$ і $\left(\frac{I}{r}\right)_2$ - $\gamma = 0,45$, а при визначенні $\left(\frac{I}{r}\right)_3$ - $\gamma = 0,15$ (для важкого бетону) і $\gamma = 0,10$ (для дрібнозернистого бетону).

Дозволяється прийняти $\xi = \frac{h'_f}{d}$, тоді $(\varphi_f + \xi) b d = b'_f h'_f$;

ψ_s – коефіцієнт, що визначається за формулою

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{is} \varphi_m, \text{ але не більш } 1;$$

φ_{is} – коефіцієнт, що враховує вплив тривалості дії навантаження:

$$\text{при визначенні } \left(\frac{l}{r}\right)_1 \text{ і } \left(\frac{l}{r}\right)_2 - \varphi_{is} = 1,1,$$

$$\text{а при визначенні } \left(\frac{l}{r}\right)_3 - \varphi_{is} = 0,8.$$

Коефіцієнт φ_m визначається за формулою

$$\varphi_m = \frac{f_{ctk} W_{pl}}{M_i},$$

де W_{pl} – момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону,

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red},$$

де $\gamma = 1,75$ - для таврового перерізу з полицею в стиснутій зоні;

W_{red} – момент опору приведенного перерізу по нижній зоні,

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0}; \quad y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}};$$

$$A_{red} = b'_f h'_f + b(h - h'_f) + \alpha A_s,$$

де A_s – площа поздовжньої робочої арматури;

$$\alpha = E_s / E_{cm}.$$

$$S_{red} = b'_f h'_f (h - 0,5h'_f) + 0,5b(h - h'_f)^2 + \alpha A_s (h - d),$$

$$J_{red} = \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} - y_0 \right)^2 + \frac{b(h - h'_f)^3}{12} + b(h - h'_f) \left(y_0 - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2 + \alpha A_s [y_0 - (h - d)]^2.$$

Якщо в результаті розрахунків за граничними станами другої групи виявиться, що ширина розкриття тріщин чи прогин

перевищують граничні значення, то необхідно збільшити висоту плити чи її армування або запроектувати плиту з попередньо напруженою арматурою.

2.7 Конструювання плити

За завданням потрібно скласти арматурне та опалубне креслення плити. Креслення потрібно виконати на аркуші формату А1 у масштабі 1:20÷1:25. На кресленні необхідно показати поздовжній та поперечний переріз, план плити з усіма необхідними розмірами та арматурою у вигляді зварних каркасів та сіток. Обов'язковою вимогою є наведення специфікації арматури на одну плиту.

3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ РИГЕЛЯ

3.1 Розрахунковий прогін і навантаження

Попередньо задаємось розмірами перерізу колони 400х400, висота консолі приймається $\ell_k = 200 \div 300$ мм, висота консолі у грані колони дорівнює $(0,7 \div 0,8)h_p$.

З урахуванням наведених розмірів розрахункові прогони ригеля приймають рівними

$$\ell_{op} = \ell_p - b_k - \ell_k.$$

Розрахункові навантаження на ригель приймаються з урахуванням таблиці 2.1 і визначаються за формулою

$$q_p = qa\gamma_n + 1,1h_p b_p \rho \gamma_n,$$

де q – повне розрахункове навантаження з таблиці 2.1;

ρ – середня щільність залізобетону, $\rho = 25$ кН/м³;

h_p, b_p – розміри перерізу ригеля, м;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням будівлі, $\gamma_n = 0,95$;

a – крок ригелів, м.

3.2 Визначення зусиль, що виникають у ригелі від розрахункових навантажень

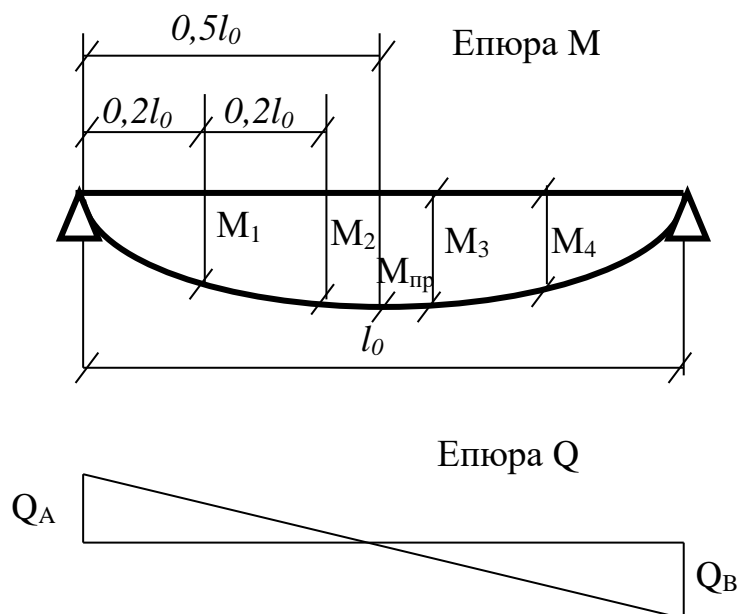


Рисунок 3.1 – Епюри згинальних моментів та поперечних зусиль у ригелі

Для побудови криволінійної епюри моментів ригель слід поділити на п'ять рівних частин через $0.2l_0$ (рисунок 3.1) і визначити моменти у середині прольоту і в точках 1-4 за формулами:

$$M_{np} = \frac{q_p l_0^2}{8}; \quad M_1 = M_4 = 0,08q_p l_0^2;$$
$$M_2 = M_3 = 0,12q_p l_0^2.$$

Поперечні сили становлять:

$$Q_A = Q_B = \frac{q_p l_0}{2}.$$

3.3 Характеристики міцності бетону і арматури

Приймаємо для ригеля бетон та робочу арматуру – за завданням, поперечну і монтажну арматуру класів В500, А240, А400, А500.

За таблицями А.1, А.2 залежно від класу бетону і класу арматури приймають такі характеристики бетону і арматури:

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск (призмova міцність бетону);

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи бетону, $\gamma_{c2}=0,9$;

f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг;

f_{yd}, f_{ywd} – розрахункова міцність арматури на границі текучості (поздовжньої і поперечної);

E_{cm}, E_s – модулі пружності бетону та арматури.

3.4 Визначення розмірів поперечного перерізу ригелю і схема його армування

Висота перерізу ригеля прийнята раніше при визначенні розрахункового прогону плити (див. підрозділ 2.2). Прийнятий переріз ригеля треба перевірити за прогоновим моментом так, щоб відносна висота стиснутої зони була $\xi \leq \xi_R$, і виключити переармований неекономічний переріз.

При цьому $\xi = 0,35$ і за таблицею Б.1 $A_0 = 0,289$, тоді

$$d = \sqrt{\frac{M_{np}}{A_0 f_{cd} b}};$$

Потім знаходять

$$h = d + a,$$

де a – відстань від розтягнутої грані бетону до центру ваги розтягнутої арматури, $a = 4-7$ см.

Прийняте значення h уточнюємо, тобто приймаємо його кратним 50 мм і після цього знаходимо уточнену робочу висоту перерізу

$$d = h - a .$$

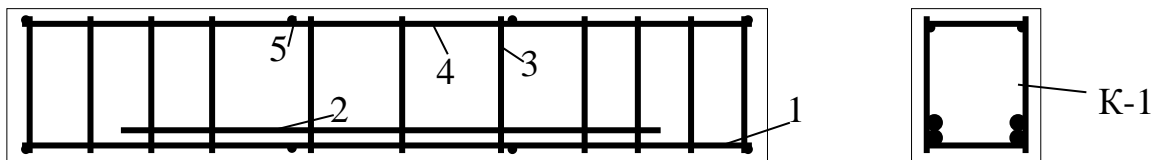


Рисунок 3.2 – Схема армування ригеля

Схема армування ригеля показана на рисунку 3.2. Армування виконане двома каркасами з чотирма робочими поздовжніми стержнями. На схемі показані: 1, 2 – робоча поздовжня арматура, що встановлюється за розрахунком на дію згинального моменту від дії розрахункових навантажень; 3 – поперечна арматура, або хомути, що встановлюються за розрахунком на дію поперечної сили; 4 – монтажна поздовжня арматура, що встановлюється за розрахунком на дію згинального моменту, що виникає при підніманні і монтажі ригелю; 5 – з'єднувальні стержні, що утворюють просторовий каркас.

3.5 Розрахунок ригеля за першою групою граничних станів

3.5.1 Розрахунок ригеля на дію згинального моменту від розрахункового навантаження

Розрахунковим поперечним перерізом є нормальний до поздовжньої осі переріз у середині прогону ригеля.

Обчислюється коефіцієнт A_0 :

$$A_0 = \frac{M_{np}}{\gamma_{c2} f_{cd} b d^2}.$$

За таблицею Б.1 залежно від A_0 знаходять відносну висоту стиснутої зони бетону ξ .

Обчислюють граничне значення відносної висоти стиснутої зони бетону

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{f_{yd}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

де ω – характеристика стиснутої зони бетону ξ ;

$$\omega = \alpha - 0,008f_{cd},$$

α – коефіцієнт, який дорівнює: для важкого бетону – 0,85, для дрібнозернистого бетону – 0,8.

Перевіряємо умову $\xi \leq \xi_R$. Вона, як правило, дотримується. Якщо ця умова не дотримується, то треба збільшити висоту перерізу ригеля.

Визначають необхідну площу поздовжньої розтягнутої арматури

$$A_s = \xi b d \frac{\gamma_{c2} f_{cd}}{f_{yd}}.$$

Приймають кількість каркасів у перерізі ригеля, а також за сортаментом (таблиця В.1) приймають кількість і діаметри стержнів робочої поздовжньої арматури.

У поперечному перерізі ригеля установлюють звичайно два каркаси, у сильно навантажених – три. У кожному каркасі установлюють по два робочих поздовжніх стержні $\varnothing 20-32$ мм. Діаметри поздовжніх стержнів можуть бути різними, але армування має бути симетричним відносно вертикальної осі перерізу. Прийнята поздовжня робоча арматура повинна мати фактичну площу, що відрізняється від розрахункової не більше ніж на 5 %.

3.5.2 Розрахунок ригеля за перерізом, похилим до поздовжньої осі

Розрахунок ригеля за перерізом, похилим до поздовжньої осі, виконують за формулами і в послідовності, наведеними у підрозділі 2.5.3.

3.5.3 Розрахунок ригеля на дію згинального моменту, що виникає при його підніманні і монтажі

Піднімання і монтаж ригеля здійснюється за дві монтажних петлі. Відстань між петлями – 0,6 ℓ . Розрахункова схема – двоконсольна балка.

Навантаження від власної ваги ригеля становить:

$$q_{e.e.} = 25b_p h_p k_o \text{ (кН/м)} - \text{для важкого бетону};$$

$$q_{e.e.} = 18b_p h_p k_o \text{ (кН/м)} - \text{для дрібнозернистого бетону},$$

де k_o – коефіцієнт динамічності, $k_o = 1,4$.

Розрахункові формули і послідовність розрахунку наведені в підрозділі 2.5.4. Потрібна площа поперечного перерізу *однієї петлі* визначається за формулою

$$A_{sn} = \frac{q_{e.e.} \ell}{2f_{yd}},$$

де R_s – дивись підрозділ 2.5.5.

За потрібною площею перерізу A_{sn} приймають за сортаментом діаметр монтажних петель.

3.5.4 Побудова епюри матеріалів

Площа перерізу робочої арматури приймається за максимальним згинальним моментом у середині прогону, а по мірі віддалення від цього перерізу ординати епюри згинальних моментів зменшуються і міцність нормальних перерізів може бути забезпечена при меншій кількості арматури, тобто площа перерізу арматури може бути зменшена. Тому частину поздовжньої арматури (не більше 50 % розрахункової площі) з метою економії не доводять до опор, а обривають у прогоні там, де вона вже не потрібна згідно з розрахунком міцності елемента на дію згинального моменту. Наприклад, якщо за розрахунком на дію згинального моменту в перерізі ригеля поставлені чотири стержні на двох каркасах, обірвати треба два стержні, а два стержні (по одному нижньому у кожному каркасі) довести до опор.

При визначенні місць обриву стержнів поряд з епюрою згинальних моментів у такому ж масштабі (на міліметровому папері) будують епюру моментів, що сприймає переріз ригеля при даному армуванні.

Остання еюра має ступінчасту форму (рисунок 3.3), висота кожного уступу дорівнює моменту, який сприймає переріз ригеля з фактично наявною розтягнуеною арматурою. Еюра моментів арматури на всіх ділянках має огинати еюру згинальних моментів. Чим ближче підходить вона до еюри згинальних моментів, тим раціональніше і економічніше запроектовано ригель.

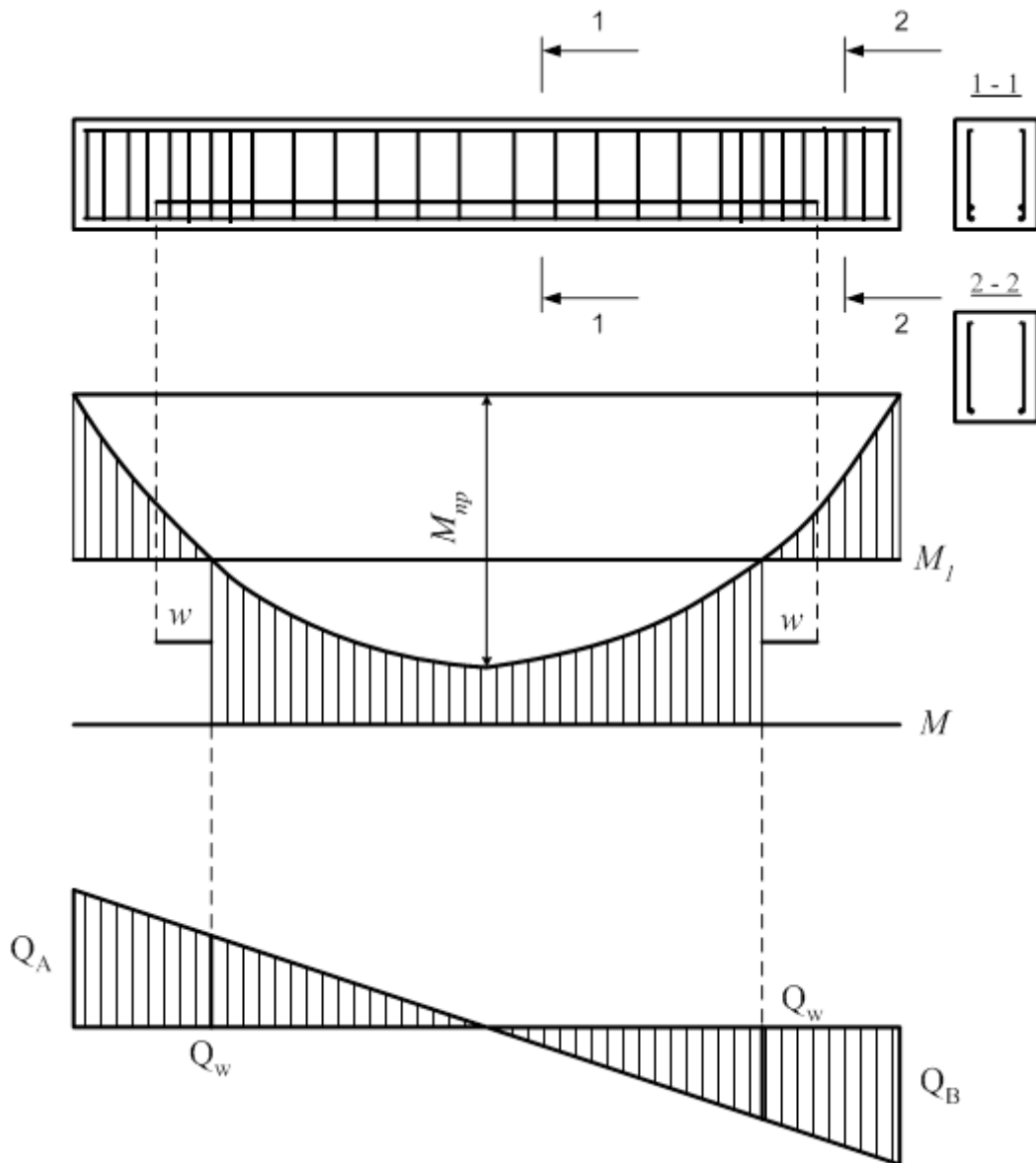


Рисунок 3.3 – Еюра матеріалів

Послідовність побудови еюри матеріалів така:

- побудувати в масштабі на міліметровому папері еюри M і Q , показати поздовжній розріз і поперечний переріз ригеля з арматурою (див. рисунок 3.3);

- вирішити, які стержні можна обірвати, а які довести до опори;

- визначити висоту стиснутої зони з урахуванням всієї робочої поздовжньої арматури з площею перерізу A_s :

$$x = \frac{f_{yd} A_s}{\gamma_{c2} f_{cd} b};$$

- обчислити згинальний момент, який в змозі сприйняти ригель з усією робочою поздовжньою арматурою з площею перерізу A_s :

$$M = f_{yd} A_s (d - 0,5x);$$

- відкласти момент M у тому ж масштабі у вигляді прямої лінії на графіку епюри моментів зовнішніх зусиль;

- визначити висоту стиснутої зони з урахуванням лише тих стержнів, які доводяться до опори (два або три стержні), з площею перерізу A_{s1} :

$$x_1 = \frac{f_{yd} A_{s1}}{\gamma_{c2} f_{cd} b};$$

- обчислити фактичний згинальний момент, який може сприйняти переріз ригеля, армований двома або трьома стержнями робочої арматури, які доводяться до опори, з площею перерізу A_{s1} :

$$M_1 = f_{yd} A_{s1} (d_1 - 0,5x_1);$$

- відкласти момент M_1 у тому ж масштабі у вигляді прямої лінії на графіку епюри моментів зовнішніх зусиль;

- на епюрі матеріалів визначити точки перетину епюр зовнішніх і внутрішніх згинальних моментів, які називають місцями теоретичного обриву стержнів;

- визначити довжину w , на яку треба завести стержні, які обривають, за місце теоретичного обриву:

$$w = \frac{Q_w}{2q_{sw}} + 5\phi \geq 20\phi,$$

де Q_w – поперечна сила у перерізі, що відповідає місцю теоретичного обриву стержнів (визначається за епюрою Q з подібності трикутників або графічно);

q_{sw} – поперечна сила, яку сприймають поперечні стержні (інтенсивність поперечного армування) у місці теоретичного обриву стержнів;

d – діаметр стержнів, які обривають.

3.6 Конструювання ригеля

За завданням потрібно скласти арматурне та опалубне креслення ригеля. Креслення потрібно виконати на аркуші формату А1 у масштабі 1:20÷1:25. На кресленні необхідно показати поздовжній та поперечний переріз ригеля з усіма необхідними розмірами та арматурою у вигляді зварних каркасів. Обов'язковою вимогою є наведення специфікації арматури на один ригель.

4 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ КОЛОНИ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

Колони багатопверхових будинків приймають квадратного або прямокутного поперечного перерізу з консолями в одній площині (як правило) для обпирання ригелів. Розміри поперечного перерізу колон приймають уніфікованими і не менше 30×30 см.

Розмір збірної залізобетонної колони можна приймати на один або два поверхи з улаштуванням стику на відстані 0,8 м вище рівня плит перекриття. Стики колон виконують жорсткими на зварюванні з наступним омонолічуванням, із центрувальною підкладкою або без неї, із повним обпиранням торців колон, що стикаються.

Послідовно розраховують колони всіх поверхів, починаючи з верхнього.

За розрахунковий переріз приймають переріз колони на рівні підлоги даного поверху.

Відповідно до завдання на курсовий проект необхідно розрахувати і запроектувати колону першого поверху.

4.1 Визначення розрахункової довжини колони

Відповідно до завдання визначається висота поверху. Приймається, що розрахункова довжина колон багатопверхових будинків без з'єднань ригелів і колон у збірному перекритті дорівнює:

$$l_0 = 1,2H,$$

де H – висота поверху (відстань між центрами вузлів).

4.2 Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху

Навантаження на середню колону багатопверхової будівлі збирають з вантажної площі $a \times \ell$ м² (див. рисунок 1.1). При цьому повна розрахункова поздовжня сила N (кН) в опорному перерізі колони першого поверху від усіх вище розташованих поверхів може бути визначена таким чином:

1 Постійне навантаження на один поверх:

а) постійне навантаження від перекриттів одного поверху з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням будівлі γ_n , кН:

$$N_g = g \ell a \gamma_n,$$

де g – розрахункове навантаження від власної ваги перекриття (див. таблицю 2.1), $\gamma_n = 0,95$;

б) постійне навантаження від власної ваги ригеля, кН,

$$N_{gp} = 1,1 h_p b_p \ell_p 25 \gamma_n;$$

в) постійне навантаження від колони з перерізом $h_c \times b_c$ і висотою H_c , кН,

$$N_{gc} = 1,1 h_c b_c H_c 25 \gamma_n.$$

Тоді постійне навантаження, що діє на один поверх,

$$G = N_g + N_{gp} + N_{gc}.$$

2 Тимчасове навантаження від перекриття одного поверху, кН,

$$N_v = v \ell a \gamma_n,$$

де v – розрахункове тимчасове навантаження (див. таблицю 2.1), у тому числі тривале, кН,

$$N_v^l = v_g \ell a \gamma_n,$$

і короткочасно діюче, кН,

$$N_v^k = v_k \ell a \gamma_n.$$

3 Постійне навантаження від покриття:

При вазі покрівлі і плит покриття $g_{кр}$ (можна прийняти 3 кН/м²) складає, кН,

$$N_{нок} = g_{кр} \ell a \gamma_n,$$

від ваги ригеля, кН

$$N_{gp} = 1,1 h_p b_p \ell_p 25 \gamma_n,$$

від ваги колони, кН

$$N_{gc} = 1,1 h_c b_c H_c 25 \gamma_n.$$

Повне постійне навантаження на верхній поверх від покриття і колони, кН,

$$G_{нок} = N_{нок} + N_{gp} + N_{gc}.$$

4 Тимчасове навантаження на покриття від снігу, кН,

$$N_{сн} = \gamma_f g_{сн} \ell a \gamma_n,$$

де $g_{сн}$ – вага снігового покриву на 1 м² горизонтальної проекції покриття, приймається згідно з ДБН В.1.2-2-2006 [2];

γ_f – коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_f = 1,4$,
у тому числі, кН,
тривале –

$$N_{сн}^{\ell} = 0,5 \gamma_f g_{сн} \ell a \gamma_n,$$

короткочасно діюче –

$$N_{сн}^k = 0,5 \gamma_f g_{сн} \ell a \gamma_n.$$

Поздовжня сила, що діє на колону першого поверху:
від повного навантаження, кН,

$$N = G(n-1) + N_v(n-1) + G_{пок} + N_{сн},$$

від постійного і тривалого навантаження, кН,

$$N_l = G(n-1) + N_v^{\ell}(n-1) + G_{пок} + N_{сн}^{\ell},$$

де n – кількість поверхів багатоповерхової будівлі.

4.3 Характеристики міцності бетону і арматури

Клас бетону колон багатоповерхової будівлі приймають за завданням.

Для поздовжньої арматури колон (стержні $\varnothing 12-40$ мм) приймати за завданням. Поперечну арматуру приймають зі сталі класів В500, А240, А400.

За таблицями А.1, А.2 залежно від класу бетону і класу арматури приймають такі характеристики бетону і арматури:

f_{cd} – розрахункове значення міцності бетону на стиск (призмova міцність бетону);

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи бетону, $\gamma_{c2}=0,9$;

f_{yd} – розрахункова міцність арматури на границі текучості.

4.4 Розрахункова схема і схема армування колони

Колона середнього ряду промислової будівлі розраховується за несучою здатністю, як стиснутий елемент із випадковим

ексцентриситетом. Можливість виникнення випадкового ексцентриситету пов'язана з неточністю монтажу та виготовлення конструкції.

Поздовжні стержні ($\varnothing 12-40$ мм) у поперечному перерізі колони розташовують як можна ближче до поверхні елемента з дотриманням мінімальної товщини захисного шару, яка має бути не менше діаметра стержнів арматури і не менше 20 мм.

Колони перерізом до 50x50 см допускається армувати чотирима поздовжніми стержнями, що відповідає найбільш допустимій відстані між стержнями робочої арматури. При відстані між робочими стержнями більше 400 мм треба передбачити проміжні стержні по периметру перерізу колони.

Поперечні стержні (хомути) в колонах ставлять без розрахунку. Відстань між ними (S) при зварних каркасах має бути не більше $20d$, в'язаних каркасах – $15d$, але не більше 500 мм і кратною 50 мм. Діаметр поперечних стержнів зварних каркасів призначається з умов зварювання, в'язаних каркасів – не менше 5 мм і не менше $0,25d$ (d – діаметр поздовжніх стержнів).

4.5 Підбір перерізу арматури колони

Елементи прямокутної форми перерізу із симетричним армуванням армуються стержнями зі сталі класів А240, А400, А500. При $\ell_0 \leq 20h$ і наявності тільки випадкових ексцентриситетів розраховують за формулою

$$N \leq \varphi (f_{cd}A_c + f_{yd}A_s),$$

де $A_c = h_c b_c$ – площа поперечного перерізу колони;

A_s – площа перерізу усієї поздовжньої арматури у поперечному перерізі елемента;

f_{yd} – розрахункова міцність арматури на границі текучості;

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, що ураховує тривалість завантаження, гнучкість і характер армування елемента,

$$\varphi = \varphi_b + 2 \times (\varphi_r - \varphi_b) \frac{f_{yd}A_s}{\gamma_{c2}f_{cd}A_c} \leq \varphi_r,$$

де φ_b, φ_r – коефіцієнти, що приймаються за таблицями Г.1, Г.2
 додатку Г у залежності від $\frac{N_l}{N}$ і $\frac{\ell_0}{h_c}$;

N – поздовжня сила на колону від повного навантаження;
 N_l – поздовжня сила від постійного і тривалого навантаження;
 ℓ_0 – розрахункова довжина колони, $\ell_0 = 1,2H_c$.

Приймавши значення $\varphi = 1$, $\mu = 0,01$ визначають потрібну площу поперечного перерізу колони:

$$A = \frac{N}{\varphi(\gamma_{c2}f_{cd} + \mu f_{yd})}.$$

Призначають розміри поперечного перерізу колони b_c і h_c . Звичайно приймається $b_c = h_c$. Розміри сторін перерізу колон при величинах їх до 500 мм приймають кратними 50 мм. При більших величинах – кратними 100 мм. Не рекомендується приймати переріз колони менше 300x300 мм.

Залежно від співвідношення $\frac{N_l}{N}$ і $\frac{\ell_0}{h_c}$ за таблицями Г.1, Г.2 знайти значення φ_b і φ_r .

Приймають $A_s = 0,01A$ і обчислюють φ

$$\varphi = \varphi_b + 2 \times (\varphi_r - \varphi_b) \frac{f_{yd} A_c}{\gamma_{c2} f_{cd} A_c} \leq \varphi_r.$$

Визначають потрібну площу перерізу поздовжньої арматури:

$$A_s = \frac{N}{\varphi f_{yd}} - A \frac{\gamma_{c2} f_{cd}}{f_{yd}}.$$

Приймають кількість і діаметр стержнів поздовжньої арматури відповідно до поданих вище вказівок до конструювання колони, використовуючи сортамент (таблиця В.1).

Визначають відсоток армування

$$\mu = \frac{A_{s1}}{A} 100\%,$$

де A_{s1} – площа перерізу прийнятої поздовжньої арматури.

Переріз вважається підібраним задовільно, якщо $\mu = 1-2\%$, в іншому випадку необхідно провести перерахунок.

4.6 Конструювання колони

Схема армування колони наведена на рисунку 4.1.

Арматурне та опалубне креслення колони потрібно виконати у масштабі 1:10, при цьому показати переріз колони з розташуванням арматури та розміром захисного шару. У таблиці навести специфікацію арматури на одну колону.

5 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО ФУНДАМЕНТУ КОЛОНИ

Через малий ексцентриситет фундамент під колону розраховують як центрально-навантажений.

Фундамент розраховується на дію навантажень, які передаються з колони першого поверху, навантаження від власної ваги фундаменту і ґрунту, що міститься на його уступах.

Навантаження від власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах ураховують відніманням із розрахункового опору ґрунту величини $\gamma_m H_1$, де $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ – усереднене навантаження від власної ваги одиниці об'єму фундаменту і ґрунту на його уступах; H_1 – глибина закладення фундаменту.

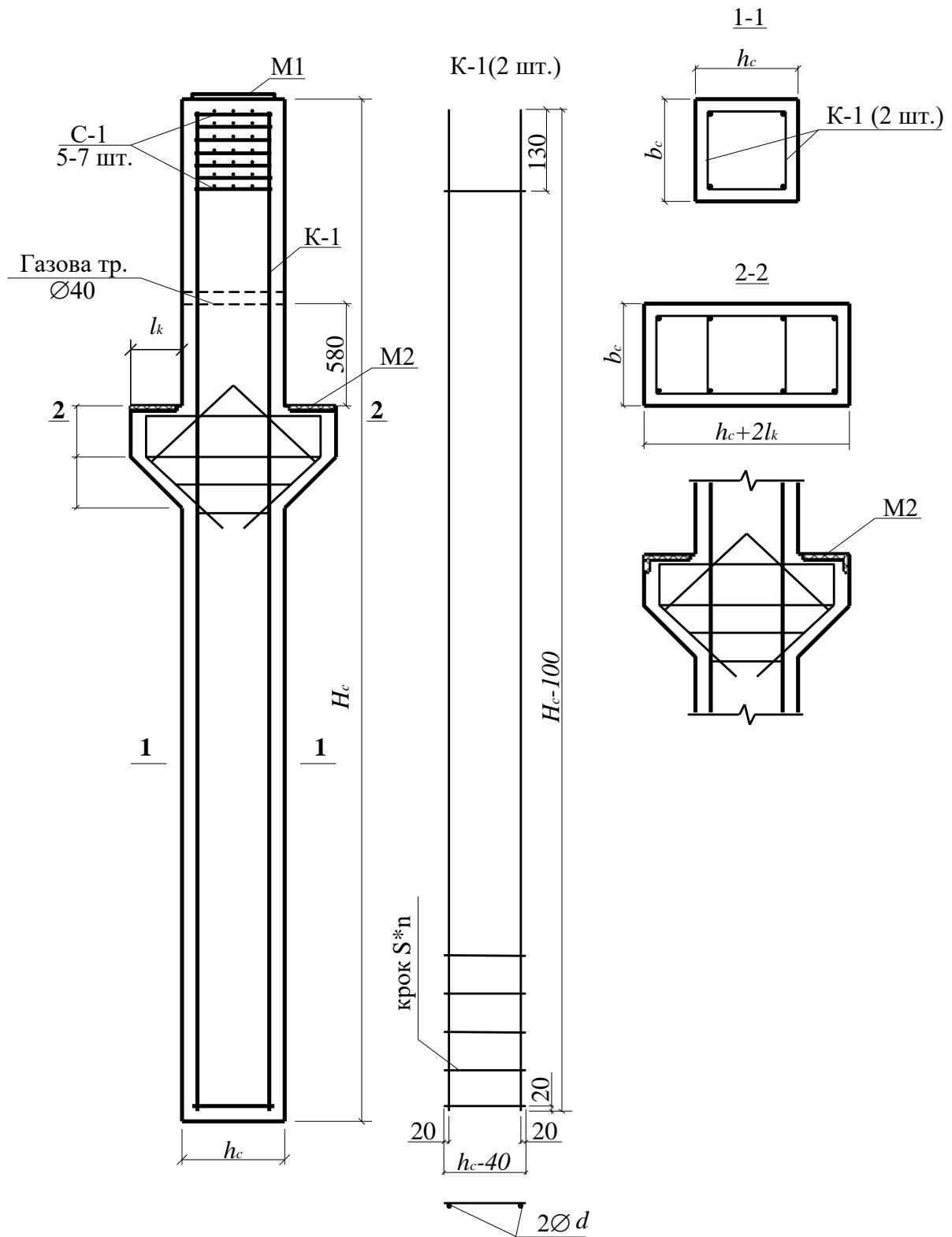


Рисунок 4.1 - Армування колони

5.1 Розрахунок основи

Розрахунок основи виконується для визначення розмірів подошви фундаменту із умови, щоб середній тиск по подошві не перевищував розрахункового опору ґрунту.

Потрібна площа подошви центрально-навантаженого фундаменту розраховується за формулою:

$$A = \frac{N / \gamma_n}{R_0 - \gamma_m H_1},$$

де N – поздовжня сила, що передається колоною на фундамент;

R_0 – розрахунковий опір ґрунту;

γ_n – коефіцієнт надійності за навантаженням, $\gamma_n = 1,15$.

Фундаменти під центрально-навантаженою колоною проектують квадратними у плані з розмірами сторін, кратними 300 мм.

За знайденою площею подошви фундаменту визначають розмір сторони квадратної подошви:

$$a = \sqrt{A}.$$

5.2 Розрахунок тіла фундаменту

Розрахунок тіла фундаменту полягає у визначенні висоти фундаменту, кількості та розмірів уступів фундаменту та площі поперечного перерізу арматури.

Робоча висота фундаменту з умови продавлювання визначається з виразу:

$$d = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{f_{ctd} + P}},$$

де f_{ctd} – розрахункове значення міцності бетону на осьовий розтяг;

$P = \frac{N}{A}$ – тиск ґрунту на одиницю площі подошви фундаменту.

Повну висоту фундаменту H установлюють:

- з умов продавлювання:

$$H = d + a,$$

де a – захисний шар бетону, що дорівнює не менше 35 мм при установленні фундаменту на бетонну підготовку і не менше 70 мм без бетонної підготовки;

- закладення колони у фундамент:

$$H = (1,0 \div 1,5)h + 25;$$

- анкерування стиснутої арматури у колоні:

$$H = (10 \div 18)\emptyset,$$

де \emptyset – діаметр стержнів колони.

З трьох значень приймається більше значення висоти фундаменту. При висоті фундаменту $H < 90$ см приймають два уступи, а при $H \geq 90$ см – три уступи, при цьому висота фундаменту приймається кратною 300 мм. А висота уступу – кратною 150 мм, але не менше 300 мм (таблиця 5.1).

Таблиця 5.1 – Залежність висоти уступу фундаменту від загальної висоти

Загальна висота фундаменту, мм	Висота кожного уступу, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	-	-
450	450	-	-
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Робочу висоту нижнього уступу приймають такою, щоб вона відповідала умові міцності за поперечною силою без поперечного армування у похилому перерізі, яке починається у перерізі IV-IV (рисунок 5.1),

$$d' = \frac{Pc}{\varphi_{c3} f_{ctd}},$$

де d' – робоча висота нижнього уступу;

P – тиск ґрунту на одиницю площі підшви фундаменту,
 $P = \frac{N}{A}$;

c – відстань між краєм фундаменту та краєм піраміди продавлювання,

$$c = 0,5 (a - h_c - 2d);$$

φ_{c3} – коефіцієнт, який приймають для важкого бетону рівним 0,6.

Розрахункові згинальні моменти у перерізах I-I, II-II та III-III від дії реактивного тиску ґрунту:

$$\begin{aligned} M_I &= 0,125P(a - h_c)^2 b, \\ M_{II} &= 0,125P(a - a_1)^2 b, \\ M_{III} &= 0,125P(a - a_2)^2 b. \end{aligned}$$

Переріз робочої арматури на всю ширину фундаменту обчислюють за формулами:

$$\begin{aligned} A_{sI} &= \frac{M_I}{0,9df_{yd}}; \\ A_{sII} &= \frac{M_{II}}{0,9d_1f_{yd}}; \\ A_{sIII} &= \frac{M_{III}}{0,9d_2f_{yd}}, \end{aligned}$$

d – робоча висота фундаменту у перерізі I-I;

d_1 – робоча висота фундаменту у перерізі II-II;

d_2 – робоча висота фундаменту у перерізі III-III.

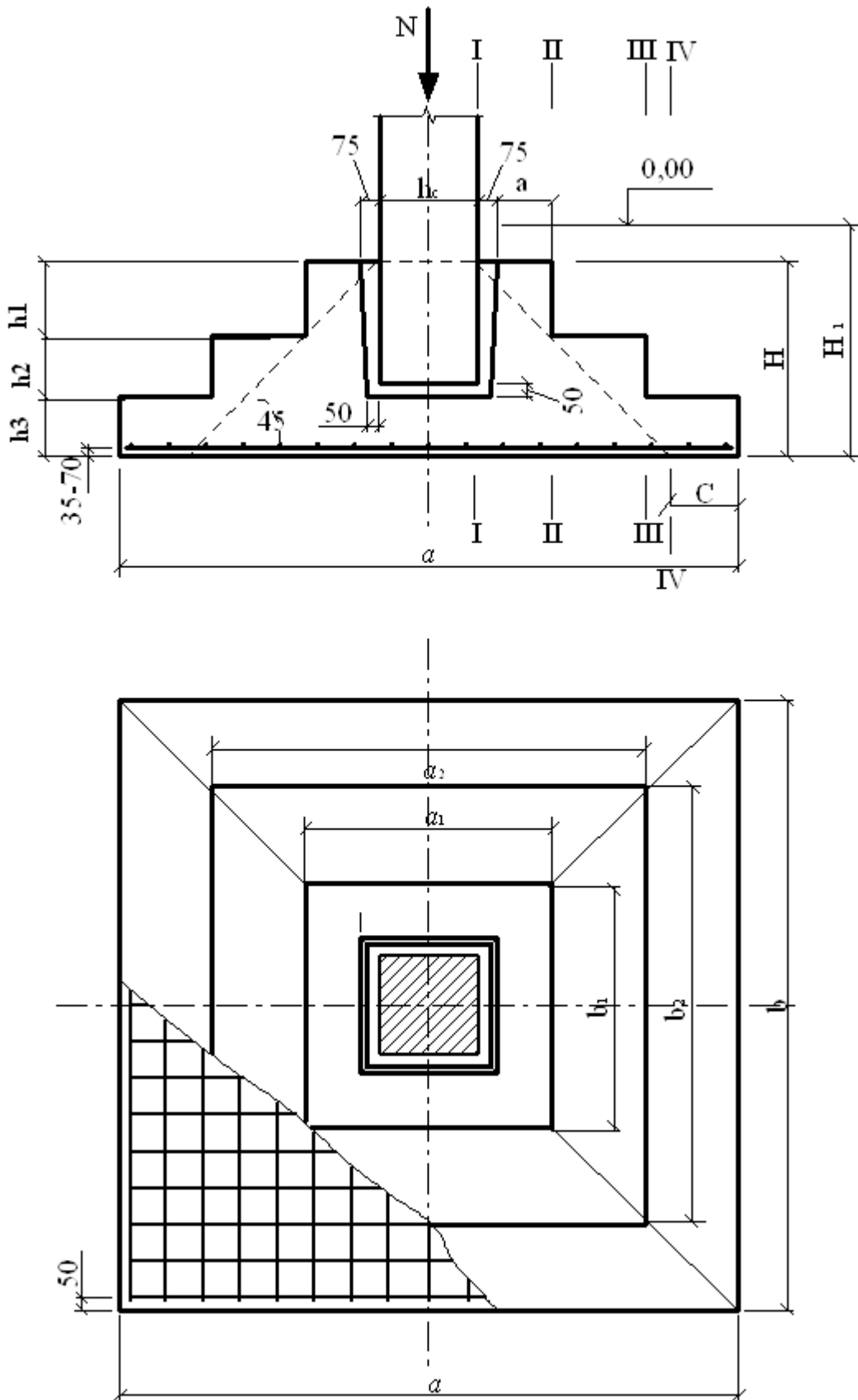


Рисунок 5.1 – Фундамент під колону

З трьох значень перерізу робочої арматури приймають більше значення і по ньому приймають по сортаменту кількість стержнів і їх діаметри.

5.3 Конструювання фундаменту

Армують фундамент зварними сітками зі стержнів періодичного профілю діаметром не менше 10 мм і кроком 100-200 мм в обох напрямках. Зварну сітку установлюють по підшві фундаменту з дотриманням захисного шару бетону. Товщина нижньої плити під дном стакана має бути не менше 200 мм. Зазори між колоною і стінкою стакана мають бути: по низу – не менше 50 мм, по верху – не менше 75 мм. Товщина стінок стакана по верху має бути не менше $3/4$ висоти верхнього ступеня ($a \geq 0,75d_i$) і не менше 200 мм.

Креслення фундаменту потрібно виконати у масштабі 1:25, при цьому показати арматуру, а також основні розміри фундаменту. У таблиці навести специфікацію арматури на один фундамент.

СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98-2009. – Затв. Мінрегіонбуд України 24.12.2009. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. (Державні будівельні норми).

2 Навантаження і впливи: ДБН В.1.2-2-2006. – Затв. Мінбуд України 3.07.2006. – К.: Мінбуд України, 2006. – 75 с. (Державні будівельні норми)

3 Байков В.Н., Сигалов В.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. – 5-е изд. – М.: Стройиздат, 1991.

ДОДАТОК Б

Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі
будь-яких марок

Таблиця Б.1 – Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок

ξ	α_0	A_0	ξ	α_0	A_0	ξ	α_0	A_0
0,01	0,995	0,010	0,25	0,875	0,219	0,49	0,755	0,370
0,02	0,990	0,020	0,26	0,870	0,226	0,50	0,750	0,375
0,03	0,985	0,030	0,27	0,865	0,234	0,51	0,745	0,380
0,04	0,980	0,039	0,28	0,860	0,241	0,52	0,740	0,385
0,05	0,975	0,049	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,970	0,058	0,30	0,850	0,255	0,54	0,730	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,960	0,077	0,32	0,840	0,269	0,56	0,720	0,403
0,09	0,955	0,088	0,33	0,835	0,276	0,57	0,715	0,408
0,10	0,950	0,095	0,34	0,830	0,282	0,58	0,710	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,940	0,113	0,36	0,820	0,295	0,60	0,700	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,302	0,61	0,695	0,424
0,14	0,930	0,130	0,38	0,810	0,308	0,62	0,690	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,920	0,147	0,40	0,800	0,320	0,64	0,680	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,910	0,164	0,42	0,790	0,332	0,66	0,670	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,338	0,67	0,665	0,446
0,20	0,900	0,180	0,44	0,780	0,343	0,68	0,660	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,890	0,196	0,46	0,770	0,354	0,70	0,650	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,360			
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365			
Примітки $\xi = x / d$ $\alpha_0 = 1 - 0,5\xi$ $A_0 = \xi(1 - 0,5\xi)$								

ДОДАТОК Г

Допоміжні таблиці до розрахунку колони

Таблиця Г.1 – Коефіцієнт φ_b для елементів із важкого бетону

N_l/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

Таблиця Г.2 – Коефіцієнт φ_r при l_0/h

А. При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих біля граней, паралельних розглянутій площині, менш $1/3(A_s+A'_s)$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70
Б. При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих біля граней, паралельних розглянутій площині, більше $1/3(A_s+A'_s)$								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,90	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58

Таблиця Г.3 – Співвідношення діаметрів поздовжніх та поперечних стержнів при зварюванні

Діаметр поздовжніх стержнів, мм	3÷12	14;16	18;20	22	25;32	36;40
Найменший припустимий діаметр стержнів іншого напрямку (поперечних), мм	3	4	6	7	8	10

ДОДАТОК Д

Вихідні дані для проектування

1 Тимчасове навантаження на горизонтальне перекриття

$$p = 0,75 \text{ кН/м}^2.$$

2 Навантаження на покриття:

2.1 Рулонна покрівля зі стяжкою 0,5 кН/м².

2.2 Власна маса настилу 2,0 кН/м².

2.3 Вага утеплювача 0,5 кН/м².

Назва параметра	Номер варіанта									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	0
	Остання цифра									
Ширина будинку в осях, В, м	12	18	21	24	15	18	15	18	21	24
Довжина будинку в осях, L, м	78	66	84	72	78	78	66	60	72	84
Кількість поверхів	4	5	7	6	4	5	5	4	6	7
Висота поверху, Н _м , (від підлоги до підлоги)	3,6	4,8	3,6	6	7,2	4,8	4,8	3,6	6	4,8
	Передостання цифра									
Умовний розрахунковий тиск на ґрунт	0,30	0,35	0,20	0,25	0,30	0,40	0,25	0,45	0,20	0,30
Довгостроково діюче корисне навантаження, кН/м ²	10,0	16,0	14,0	18,0	13,0	17,0	12,0	16,0	14,0	11,0
Вага підлоги, кН/м ²	0,80	0,75	0,90	0,50	0,60	0,50	0,75	0,75	0,65	0,80
Корисне короткочасне навантаження, кН/м ²	2,0	2,5	1,5	2,0	2,5	1,5	1,5	2,5	2,0	2,0
	За третьою від кінця цифрою									
Район будівництва	Львів	Київ	Харків	Одеса	Львів	Ялта	Донецьк	Луганськ	Харків	Конотоп
Проектний клас бетону на стиск "С"	25/30	16/20	20/25	30/35	16/20	12/15	25/30	16/20	20/25	12/15
Клас арматурної сталі для елементів, що згинаються	A240	A400	A500	A600	A400	A800	A240	A400	A500	A600
Клас арматурної сталі для колон і фундаментів	A240	A400	A500	A400	A240	A240	A500	A240	A400	A240

