

**УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ**

БУДІВЕЛЬНИЙ ФАКУЛЬТЕТ

Кафедра будівельних матеріалів, конструкцій та споруд

**РОЗРАХУНОК БАГАТОПОВЕРХОВОЇ
ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ**

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ

**до курсової роботи з дисципліни
«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»**

Харків 2021

Методичні вказівки розглянуто і рекомендовано до друку на засіданні кафедри будівельних матеріалів, конструкцій та споруд 26 квітня 2021р., протокол № 9.

Рекомендуються для здобувачів вищої освіти спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання.

Укладачі:

доценти С. В. Мірошніченко,
А. В. Никитинський

Рецензент

доц. Є. Ф. Орел

ЗМІСТ

Зміст курсового проекту	5
Обсяг курсового проекту	5
1 Компонування збірною залізобетонного балкового перекриття	5
2 Розрахунок ребристої попередньо напруженої плити із стержневою арматурою	8
2.1 Розрахунок полиці плити	9
2.2 Розрахунок повздовжніх ребер плити за міцністю нормального перерізу	13
2.3 Розрахунок повздовжніх ребер за міцністю похилих перерізів	20
2.4 Геометричні характеристики приведенного перерізу	23
2.5 Визначення втрат попереднього натягу арматури	25
2.6 Розрахунок за граничними станами другої групи	28
2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента	29
2.6.2 Визначення прогину плити	33
3 Розрахунок нерозрізного ригеля	37
3.1 Розрахункові прольоти	37
3.2 Визначення навантажень на 1 пог. м ригеля	38
3.3 Визначення зусиль	38
3.4 Добір перерізу ригеля	42
3.5 Добір перерізів повздовжньої арматури за згинальними моментами	44
3.6 Розрахунок похилих перерізів за поперечною силою	45
3.7 Побудова епюри граничних моментів (епюри матеріалів)	48
4 Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної колони	51
4.1 Визначення розрахункової довжини колони	51
4.2 Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху	52
4.3 Дані для проектування колони	54
4.4 Визначення площі робочої повздовжньої арматури колони	54

5 Розрахунок і конструювання збірного залізобетонного фундаменту	57
Список літератури	63
Додаток А Розрахункові характеристики бетону та арматури	64
Додаток Б Розрахункові коефіцієнти для підбору елементів з бетону і сталі будь-яких марок	67
Додаток В Сортамент арматури	68
Додаток Г Допоміжні таблиці до розрахунку колони	72

Зміст курсового проекту

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

2 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання ребристої попередньо напруженої плити перекриття [1, 2, 4].

3 Статичний розрахунок, підбір перерізів і конструювання нерозрізного ригеля перекриття [1, 2].

4 Розрахунок і конструювання колони першого поверху [1, 2].

5 Розрахунок і конструювання центрально-навантаженого фундаменту під колону [1, 2].

6 Виконання робочих креслень розрахованих конструкцій.

Обсяг курсового проекту

Проект складається з пояснювальної записки і графічної частини.

Пояснювальна записка орієнтовно становить 30–40 сторінок.

Графічна частина становить 1–1,5 аркуша формату А1.

1 Компонування збірного залізобетонного балкового перекриття

До складу конструкції збірного балкового перекриття належать плити, ригелі, колони [3, 5, 7, 9].

Можливі дві схеми вирішення балкового перекриття: з положенням ригелів паралельно повздовжнім стінам будинку і перпендикулярно.

Вибір напрямку ригелів обумовлюється міркуваннями економічного, архітектурного, конструктивного і технологічного характеру. Наприклад, у будинках з великими віконними прорізами в повздовжніх несучих стінах доцільне перпендикулярне (до повздовжньої осі будинку) розташування ригелів. Це полегшує віконні перемички.

З другого боку, при ребристих плитах для кращої освітленості раціонально розташовувати ригелі вздовж будинку.

Відзначимо, що поперечне (до повздовжньої осі будинку) розташування ригелів підвищує жорсткість будинку в поперечному напрямку. На це у ряді випадків необхідно зважати.

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

У komponування конструктивної схеми перекриття входить вибір сітки колон, напрямку ригелів і ширини плит.

Усе це виконується з урахуванням призначення будинку (виробничий або цивільний), величини корисних навантажень, потужності монтажного устаткування і т. ін.

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 м – для цивільних будинків.

Витрата залізобетону на перекриття, кількість типорозмірів елементів повинні бути мінімальними, а вага елементів і їхні габарити – максимальними залежно від вантажопідйомності монтажних і транспортних засобів.

Оскільки 60–65 % від загальної витрати залізобетону в збірних балкових перекриттях припадає на плити, то особливого значення набуває завдання вибору найбільш раціонального конструктивного вирішення цих елементів.

Залежно від будинку, величини прольоту і навантажень приймаються такі типи плит:

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

Номінальний розмір ширини плит перекриття приймається для цивільних будинків кратним 200 мм, а для промислових – кратним 100 мм. Відзначимо, що типові плити перекриття промислових будинків мають номінальну ширину 1200 і 1500 мм.

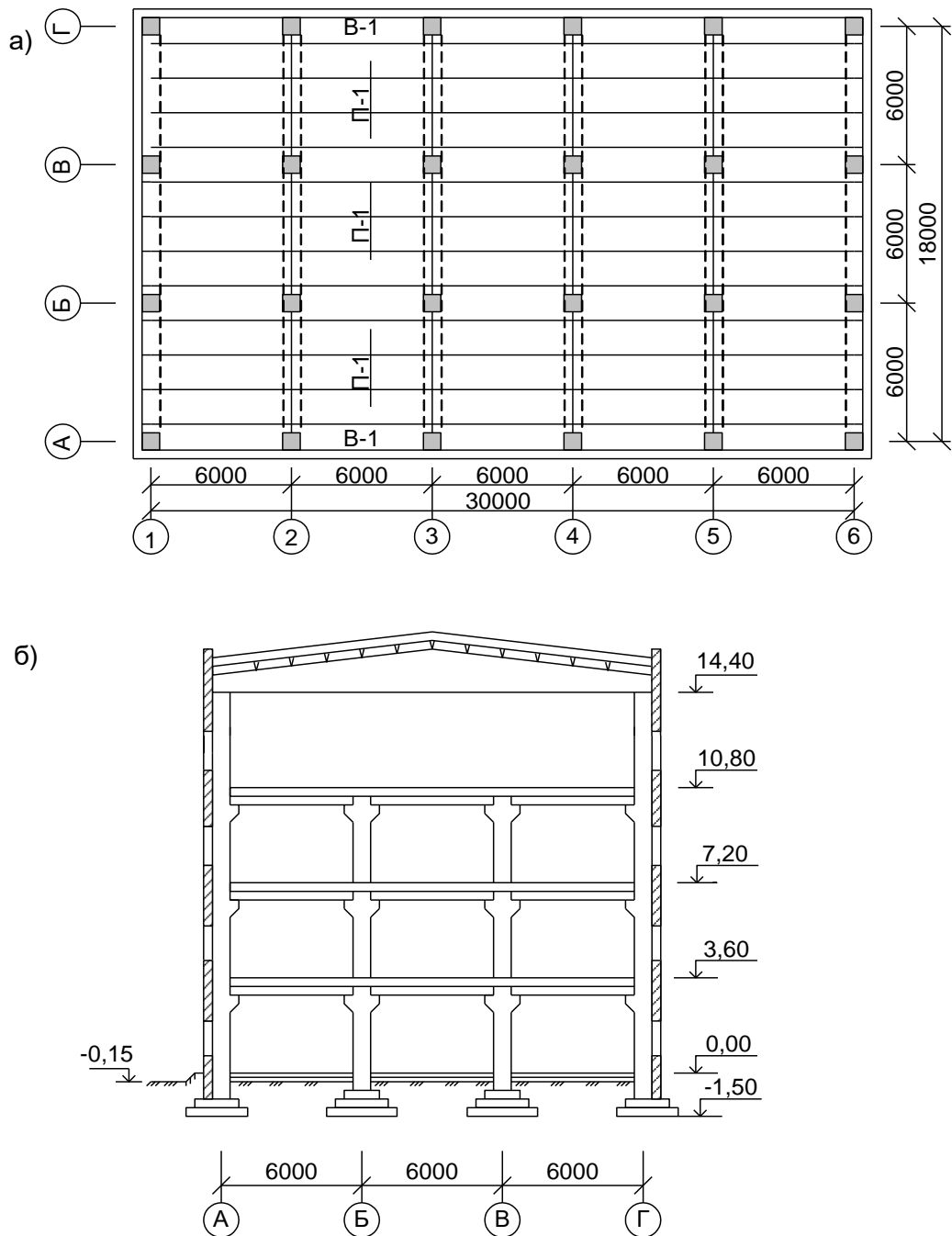
Конструктивна ширина плити внизу на 10,0 мм менша від номінальної.

Конструктивна довжина плити також відрізняється від номінальної довжини (для перекриттів промислових будинків

конструктивна довжина при обпираннях плити зверху ригеля на 30 мм менша від номінальної).

Розглянемо приклад для розрахунку.

Балкове збірне перекриття 4-поверхового промислового будинку має розмір у плані 18×30 м і сітку колон 6×6 м (рисунок 1.1). Висота поверху –Н = 3,6 м. Зовнішні стіни будинку самонесучі – навісні з панелей.



а – план будинку; б – поперечний переріз
Рисунок 1.1 – Конструктивна схема будинку

Покриття – тепле безгорищне. Підлога – асфальтова по шару шлакобетону товщиною 5 см з об'ємною масою 15 кН/м³. Нормативне тимчасове (корисне) навантаження на перекриття $v^n = 11$ кН/м², зокрема тимчасове короточасне навантаження становить 1 кН/м². Місце будівництва – місто Харків. Характеристики ґрунту: ґрунт суглинок, розрахунковий опір $R_0 = 0,25$ МПа. Рівень ґрунтових вод – 1,4 м. Плити перекриття повинні бути запроектовані ребристими, тому що $v^n > 6$ кН/м².

Уздовж довгої сторони будинку запроектовані широкі віконні прорізи зі стрічковим заскленням, над яким недоцільне обпирання плит. Тому приймається поперечне розташування ригелів і повздовжнє розташування плит. Номінальну ширину ребристих панелей перекриття приймаємо рівною 1500 мм, кратною прольоту ригеля – 6000 мм.

2 Розрахунок ребристої попередньо напруженої плити із стержневою арматурою

Для плити приймається ребриста форма перерізу і стержневе армування з натягом на упори [4, 10]. Конструкція належить до третьої категорії тріщиностійкості.

Розрахункові дані (додаток А): клас бетону за міцністю на стиск – С25/30

$$f_{ck} = 22,0 \text{ МПа}; f_{cd} = 17 \text{ МПа}; f_{ctk} = 1,8 \text{ МПа};$$

$$f_{ctd} = 1,2 \text{ МПа}; E_{cm} = 32500 \text{ МПа}.$$

Арматура класу А600, $f_{yk} = 590$ МПа;

$$f_{yk} = 630 \text{ МПа}; f_{yd} = 510 \text{ МПа}; E_s = 190000 \text{ МПа}.$$

Каркаси зварні з арматури А240

$$f_{yk} = 240 \text{ МПа}; f_{yd} = 225 \text{ МПа}; f_{ywd} = 175 \text{ МПа};$$

$$E_s = 210000 \text{ МПа}.$$

Зварні сітки з дротяної арматури класу В500

$$d = 5 \text{ мм}; f_{yk} = 500 \text{ МПа}; f_{yd} = 360 \text{ МПа}; f_{ywd} = 260 \text{ МПа}.$$

Натяг арматури на форму здійснюється за допомогою механічних пристосувань. Температурний перепад (різниця температур напруженої арматури і пристроїв, що сприймають зусилля натягу при пропарюванні) не враховуємо, тому що плита і сталева форма пропарюються спільно. Передаточна міцність

бетону f_{cdp} при передачі зусилля обтиснення на бетон становить $f_{cdp} = 0,7 \times 30,0 = 21$ МПа.

2.1 Розрахунок полиці плити

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

Номинальна ширина плити B_1 установлена при компоюванні конструктивної схеми. Її конструктивна ширина приймається меншою на 1 см (рисунок 2.1), тобто

$$B_k = B_1 - 10 \text{ мм.}$$

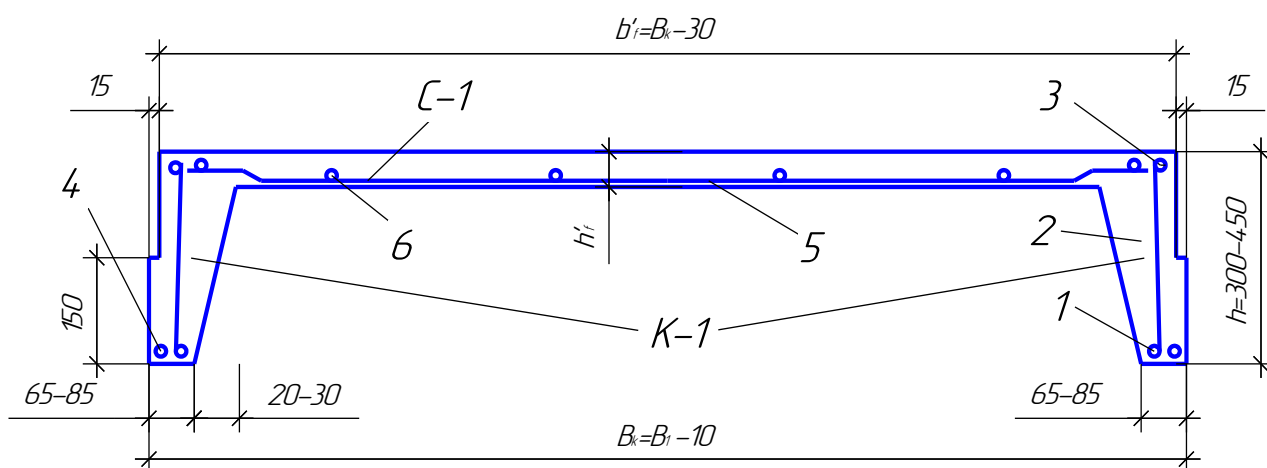


Рисунок 2.1 – Схема армування попередньо напруженої ребристої плити

Ребриста плита армується двома однаковими каркасами $K-1$ у ребрах і сіткою $C1$ у полиці плити [5]. Каркаси і сітка зварні. У каркаси об'єднуються:

- 1 – повздовжня арматура, що встановлюється конструктивно;
- 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;
- 4 – робоча повздовжня попередньо напружена арматура, яка встановлюється за розрахунком плити на дію згинального моменту, що виникає при експлуатації.

У сітки об'єднується:

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

6 – розподільна арматура, що встановлюється без розрахунку.

Ширина ребра і висота плити приймається залежно від прольоту і величини навантажень. Товщина полиці плити приймається також залежно від величини навантажень і ширини плити і є рівною $h'_f = 30 - 60$ мм.

Загальний вигляд плити показано на рисунку 2.2. Полицю розраховуємо як балку з розрахунковим прольотом, рівним відстані «у світлі» між ребрами $l_{пол} = 146 - 18 = 128$ см (18 см – сумарна ширина двох ребер зверху).

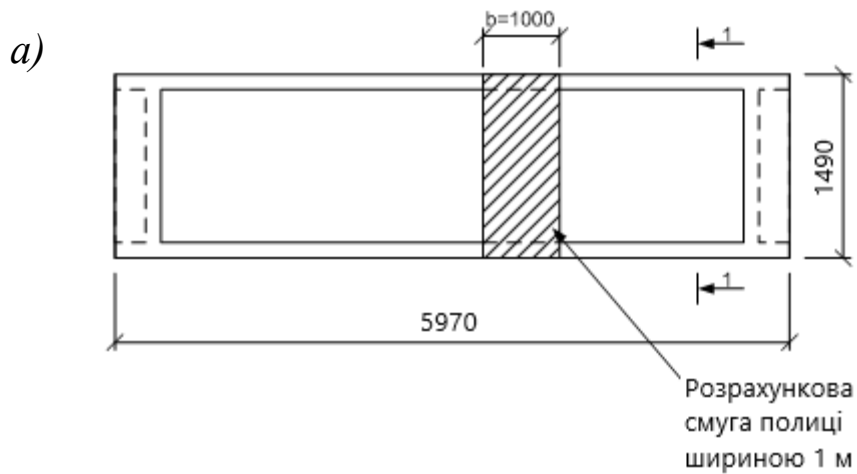
Для розрахунку полиці умовно вирізаємо смугу $b = 1$ м = 100 см (у напрямку прольоту панелі).

Нормативні і розрахункові навантаження на полицю плити визначаються за таблицею 2.1.

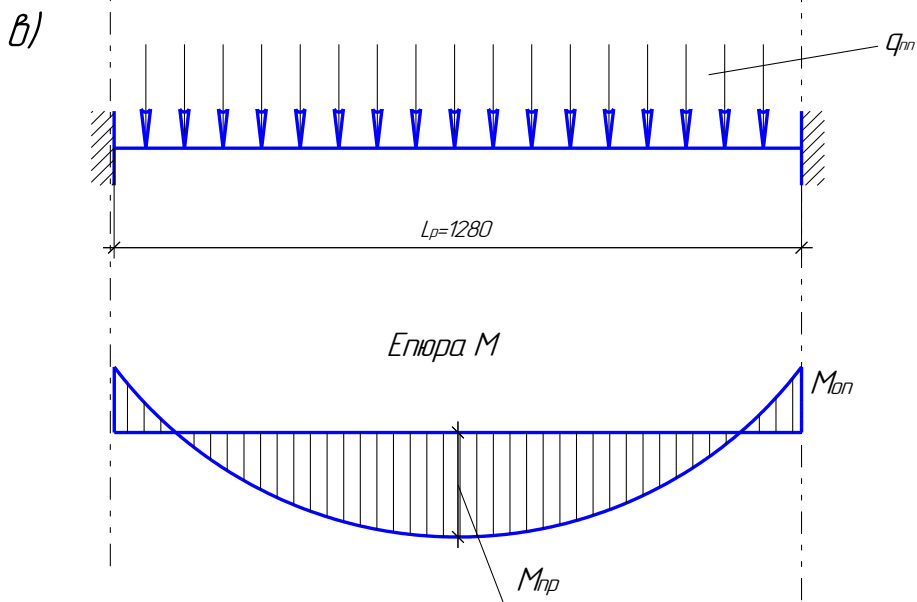
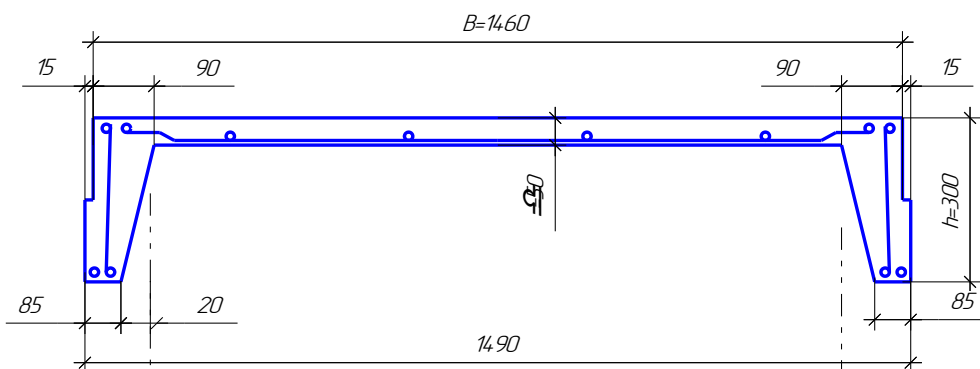
Таблиця 2.1 – Нормативні і розрахункові навантаження [2]

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/м ²	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/м ²
Постійне: власна вага полиці плити $h'_f = 5$ см власна вага підлоги	$g_1^n = 1,25$ $g_2^n = 1,1$	1,1 1,1	$g_1 = g_1^n \cdot \gamma_f = 1,375$ $g_2 = g_2^n \cdot \gamma_f = 1,22$
Разом	$g_{nn}^n = 2,35$		$g_{nn} = 2,595$
Тимчасове повне:	$v^n = 11$		$v = 13,2$
тривале короткочасне	$v_d^n = 10$ $v_k^n = 1,0$	1,2 1,2	$v_g = v_d^n \cdot \gamma_f = 12$ $v_k = v_k^n \cdot \gamma_f = 1,2$
Повне	$q_{nn}^n = g_{nn}^n + v^n = 13,35$		$q_{nn} = 15,795$
$g_1^n = h'_f \times \rho_{бет} = 0,05 \times 25 = 1,25$ кН/м ²		$\rho_{бет}$ – об'ємна вага бетону 25 кН/м ³	

Розрахункове навантаження на 1 пог. м полиці $q_{nn} = 15,8$ кН/пог. м.



б) 1 – 1



а – план плити; б – поперечний переріз;
в – розрахункова схема полиці

Рисунок 2.2 – До розрахунку полиці плити

Ураховуючи, що защемлення полиці на опорі при анкеруванні і заливанні швів бетоном створює зв'язок, що перешкоджає повороту ребра, розмір розрахункового згинального моменту визначається як для балки, замурованої з двох кінців.

$$M_{np} = -M_{on} = \frac{q_{nn} l_p^2}{11} = \frac{15,8 \cdot 1,28^2}{11} = 2,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Підбір перерізу арматури

Визначаємо значення граничної відносної висоти стиснутої зони з урахуванням міцності бетону і механічних властивостей арматури.

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)},$$

де w – характеристика стиснутої зони бетону, при якій збільшення деформацій арматури від зовнішніх впливів дорівнює нулю:

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

α – коефіцієнт, рівний 0,85 для важкого бетону;
 f_{cd} – розрахунковий опір бетону стиску, МПа.

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot 17,0 = 0,714;$$

$\sigma_{sc,u} = 500$ МПа для елементів із важкого бетону.

Приймаємо $\mu = 0,5$ % і $\sigma_{SR} = f_{yd} = 360$ МПа для арматури класу В500.

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{360}{500} \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,57.$$

При висоті полиці плити $h'_f = 5$ см робоча висота полиці $d_f = h'_f - a$; a – приймається у межах 1÷2 см. Приймаємо $a = 1,0$ см.

$$d_f = 5,0 - 1,0 = 4,0 \text{ см.}$$

Визначаємо A_0 за формулою

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{c2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d_f^2} = \frac{2,35 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}}{0,9 \cdot 17 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2 \cdot 100 \text{ см} \cdot 4,0 \text{ см}} = 0,38,$$

де $\gamma_{c2} = 0,9$; b – ширина розрахункової смуги полиці 1 пог. м.

Значенню $A_0 = 0,38$ відповідає $\alpha_0 = 0,745$ і $\xi = 0,51$ (додаток Б).

Оскільки умова $\xi \leq \xi_R$ виконується ($0,51 < 0,57$), то площу арматури визначаємо як для перерізу з одиночною арматурою

$$A_s = \frac{M}{\alpha_0 \cdot d_f \cdot f_{yd}} = \frac{2,35 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{см}}{0,745 \cdot 4,0 \text{ см} \cdot 360 \cdot 10^2 \text{ Н/см}^2} = 2,19 \text{ см}^2.$$

Приймаємо зварну сітку С-1 марки 250/200/4/8 (рисунок 2.1) із робочою поперечною арматурою $A_s = 2,52 \text{ см}^2$ на 1 м довжини сітки (таблиця В.2).

2.2 Розрахунок повздовжніх ребер плити за міцністю нормального перерізу

Для встановлення розрахункового прольоту плити попередньо візьмемо розміри перерізу ригеля залежно від величини його прольоту і величини навантажень: $h_p = (1/10 \div 1/15) \cdot l_p$, $b_p = (0,3 \div 0,5) \cdot h_p$, при цьому h_p і b_p повинні бути кратними 50 мм.

$$h_p = 1/10 \cdot l_p = 600/10 = 60 \text{ см};$$

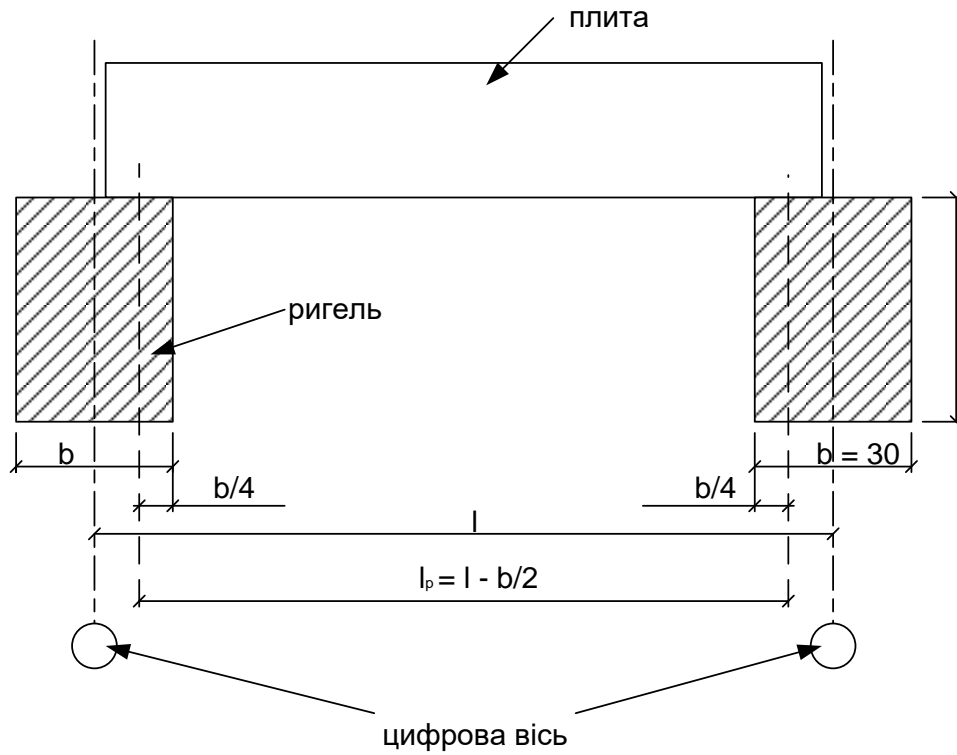
$$b_p = 0,5 \cdot h_p = 0,5 \cdot 60 = 30 \text{ см.}$$

Розрахунковий проліт плити визначаємо з урахуванням умов обпирання її на ригель:

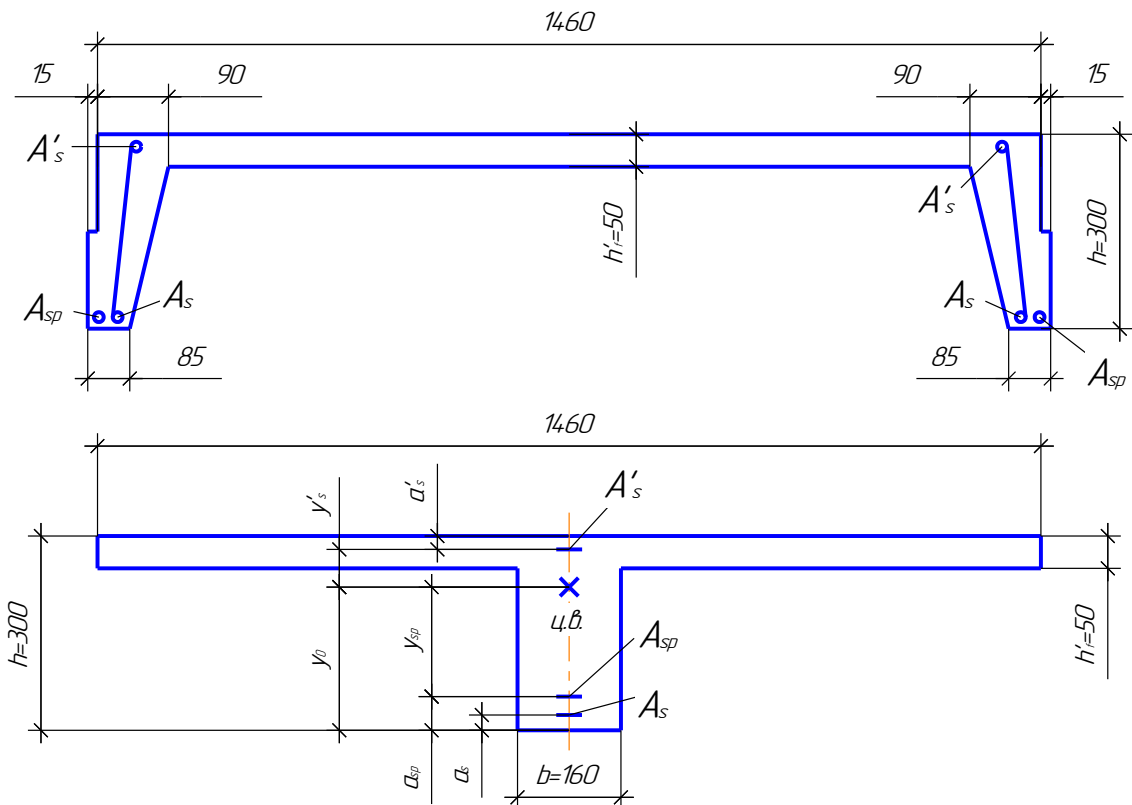
$$l_0 = l_n - \frac{b_p}{2} = 600 - \frac{30}{2} = 585 \text{ см} \text{ (рисунок 2.3, а),}$$

де l_n – номінальний проліт плити, який дорівнює 6 м.

a



б



a – розрахунковий проліт плити; *б* – розрахунковий (приведений) переріз плити

Рисунок 2.3 – До розрахунку повздожніх ребер плити

Нормативні і розрахункові навантаження на 1 пог. м плити надані в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Нормативні і розрахункові навантаження на 1 пог. м плити

Вид навантаження	Нормативне навантаження, кН/пог. м	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/пог. м
Постійне: від полиці і підлоги від власної ваги ребра	$g_{nn}^n \cdot b'_f = 2,35 \cdot 1,46 = 3,43$ $g_p^n = 1,0$	1,1 1,1	3,77 1,1
Разом	$g^n = 4,43$		$g = 4,87$
Тимчасове	$v^n \cdot b'_f = 11 \cdot 1,46 = 16,06$	1,2	$v = 19,27$
Повне	$q^n = 20,49$		$q = 24,14$
$g_p^n = (h - h'_f) \cdot b \cdot \rho_{бет} = (0,3 \text{ м} - 0,05 \text{ м}) \cdot 0,16 \text{ м} \cdot 25 \text{ кН/м}^3 = 1,0 \text{ кН/пог. м}$			
b'_f – ширина плити зверху; h – повна висота панелі (рисунок 2.3)			

Довгочасне нормативне навантаження (постійне і тривале тимчасове корисне навантаження).

$$q^n_{довг} = g^n + (v^n - v_{\kappa}^n) \cdot b'_f = 4,43 + (11 - 1,0) \cdot 1,46 = 19,03 \text{ кН/пог. м.}$$

До складу тимчасового корисного навантаження $v^n = 11 \text{ кН/м}^2$ входить нормативне короточасне корисне навантаження $v_{\kappa}^n = 1,0 \text{ кН/м}^2$, тобто навантаження від 1 пог. м становить

$$v_{\kappa}^n \cdot b'_f = 1,0 \times 1,46 = 1,46 \text{ кН/пог.м.}$$

Розрахункове навантаження на 1 пог. м плити від власної ваги

$$g_{вв} = g_l^n \cdot 1,1 \cdot b'_f + g_p^n \cdot 1,1 = (1,25 \cdot 1,1 \cdot 1,46) + 1 \cdot 1,1 = 3,1 \text{ кНм.}$$

Зусилля від розрахункових і нормативних навантажень:

- від розрахункового навантаження:

$$M = \frac{q \cdot l_0^2}{8} = \frac{24,14 \cdot 5,85^2}{8} = 103,27 \text{ кНм};$$

$$V_{ED} = \frac{q \cdot l_0}{2} = \frac{24,14 \cdot 5,85}{2} = 70,6 \text{ кН};$$

- від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{q^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{20,49 \cdot 5,85^2}{8} = 87,65 \text{ кНм};$$

- від постійного і тривалого нормативного навантаження:

$$M_{\text{довг}} = \frac{q_{\text{довг}}^n \cdot l_0^2}{8} = \frac{19,03 \cdot 5,85^2}{8} = 81,41 \text{ кНм};$$

- від короткочасного нормативного навантаження:

$$M_{\text{кор}} = \frac{v_k^n \cdot b' \cdot f \cdot l_0^2}{8} = \frac{1 \cdot 1,46 \cdot 5,85^2}{8} = 6,24 \text{ кНм};$$

- від власної ваги плити:

$$M_{\text{вв}} = \frac{g_{\text{вв}} \cdot l_0^2}{8} = \frac{3,1 \cdot 5,85^2}{8} = 13,26 \text{ кНм}.$$

Для розрахунку за 1-ю і 2-ю групами граничних станів необхідно фактичний поперечний переріз плити замінити розрахунковим (приведеним). Для пустотних плит розрахунковим поперечним перерізом є двотавр, а для ребристих – тавр (рисунок 2.3, б).

Установлюємо розрахунковий випадок роботи таврового перерізу. Перевіряємо умову

$$M \leq f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f \cdot \left(d - 0,5 \cdot h'_f \right), \quad (2.1)$$

$$103270 \text{ Нм} < 17 \cdot 10^2 \cdot 146 \cdot 5(27 - 0,5 \cdot 5) = 30404500 \text{ Нсм} = 304045 \text{ Нм},$$

де d – робоча висота перерізу, розраховується з урахуванням захисного шару. У розтягнутій зоні плити товщина захисного шару a призначається в межах від 3 до 5 см. Тобто при $a=3$ см $d=30-3=27$ см.

Умова (2.1) виконується, отже, нейтральна вісь проходить у межах полиці, тобто $x \leq h'_f$.

Обчислюємо коефіцієнт A_0 як для елемента прямокутного перерізу з одиночною арматурою

$$A_0 = \frac{M}{\gamma_{c2} \cdot b'_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{103270 \cdot 10^2}{0,9 \cdot 146 \cdot 27^2 \cdot 17 \cdot 10^2} = 0,063$$

чому відповідає $\xi = 0,066$ і $\alpha_0 = 0,967$ у випадках, коли $x > h'_f$ (умова (2.1) не виконується), нейтральна вісь проходить у межах ребра, A_0 обчислюємо за формулою

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

де b – ширина ребра таврового перерізу (рисунок 2.3).

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони бетону визначаємо за формулою

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)},$$

де $\sigma_{sc.u} = 500$ МПа;

ω – характеристика стиснутої зони бетону $\omega = \alpha - 0,008 f_{cd}$.

Для важкого бетону $\alpha = 0,85$

$\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 17 = 0,714$;

σ_{SR} – напруга в арматурі, МПа, яка розраховується за формулою

$$\sigma_{SR} = f_{yd} + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp},$$

де σ_{sp} – попередня напруга в арматурі.

Граничні величини напруг у арматурі розраховуються за формулами:

$$\text{максимальні: } \sigma_{sp} + p \leq f_{yk};$$

$$\text{мінімальні: } \sigma_{sp} - p > 0,3f_{yk},$$

де p – припустиме відхилення попередніх напруг;
 f_{yk} – знаходимо за таблицею А.2.

При механічному способі натягу арматури $p = 0,05\sigma_{sp}$.
Максимальне значення попередніх напруг

$$\sigma_{sp} = \frac{f_{yk}}{1 + 0,05} = \frac{590}{1,05} = 562 \text{ МПа}.$$

Мінімальне значення попередніх напруг

$$\sigma_{sp} = \frac{0,3f_{yk}}{1 - 0,05} = \frac{0,3 \cdot 590}{0,95} = 186,32 \text{ МПа}.$$

Приймаємо значення попередніх напруг в арматурі, близькі до максимальних:

$$\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа}.$$

При механічному способі натягу для арматури класу А600

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp}}{f_{yd}} - 1200 = 1500 \frac{500}{510} - 1200 = 270,6 \text{ МПа},$$

$$\sigma_{sr} = 510 + 400 - 500 - 270,6 = 139,4 \text{ МПа},$$

$$\xi_R = \frac{0,714}{1 + \frac{139,4}{500} \cdot \left(1 - \frac{0,714}{1,1}\right)} = 0,65.$$

Оскільки $\xi < \xi_R$, тобто $0,066 < 0,65$, то розрахунковий опір арматури f_{yd} мусимо приймати з коефіцієнтом умов роботи арматури γ_{S6} .

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \cdot \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta,$$

η – коефіцієнт надійності (таблиця А.2). Для арматури А600 $\eta = 1,2$.

$$\gamma_{s6} = 1,2 - (1,2 - 1) \times \left(2 \frac{0,066}{0,65} - 1 \right) = 1,36,$$

оскільки $\gamma_{s6} > \eta$, тобто $1,36 > 1,2$, то приймаємо $\gamma_{s6} = \eta$, $\gamma_{s6} = 1,2$.

При розрахунку площі напруженої арматури A_{sp} треба враховувати і площу A_s нижньої повздовжньої арматури каркасів, якщо вони встановлені по всій довжині плити.

Для плит, у яких каркаси встановлені тільки на приопорних ділянках, вони не доходять до розрахункового перерізу ($x=0,5l$) і при розрахунку не враховуються.

У цьому випадку каркаси йдуть по всій довжині плити і конструктивно повздовжня арматура в них прийнята: нижня діаметром 12 мм, верхня \varnothing 10 мм із сталі класу А240 ($f_{yd} = 225$ МПа) (рисунок 2.3, б).

$$A_s = n \cdot A_s^1 = 2 \cdot 1,131 = 2,262 \text{ см}^2; \quad A_s' = n \cdot A_s'^1 = 2 \cdot 0,785 = 1,57 \text{ см}^2,$$

де $A_s^1 = 1,131 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу стержня при \varnothing 12 мм;

$A_s'^1 = 0,785 \text{ см}^2$ – площа поперечного перерізу верхньої повздовжньої арматури при \varnothing 10 мм; $n = 2$ – кількість каркасів.

Необхідна площа напруженої арматури з урахуванням ненапруженої арматури визначається за формулою

$$A_{sp} = \frac{M - f_{yd} A_s d \alpha_0}{\gamma_{s6} f_{pk} d \alpha_0} = \frac{103270 \cdot 10^2 - 225 \cdot 10^2 \cdot 2,262 \cdot 27 \cdot 0,967}{1,2 \cdot 510 \cdot 10^2 \cdot 27 \cdot 0,967} = 5,64 \text{ см}^2$$

Приймаємо 4 \varnothing 14 із $A_{sp} = 6,16 \text{ см}^2$.

При цьому

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{b \cdot d} = \frac{2,262 + 6,16}{16 \cdot 27} = 0,019 .$$

Для випадку, коли $x > h'_f$,

$$A_{sp} = \frac{\xi \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d + f_{cd} (b'_f - b) h'_f}{f_{pk}} - f_{yd} \cdot A_s \cdot d \cdot \alpha_0 .$$

2.3 Розрахунок повздовжніх ребер за міцністю похилих перерізів

Опір похилого перерізу залізобетонного елемента на сумісну дію згинального моменту та поперечної сили слід визначати з використанням рівнянь рівноваги, сумісності деформацій та діаграми деформування бетону з урахуванням плоского напруженого стану.

При розрахунку залізобетонного елемента на вплив згинального моменту, повздовжньої та поперечної сил слід використовувати діаграми деформування арматури з урахуванням його поздовжньо-поперечного згину.

При визначенні несучої здатності похилого перерізу залізобетонного елемента на сумісну дію згинального моменту та поперечної сили слід використовувати залежності, які пов'язують напруження та переміщення у перерізі, що проходить через похилу тріщину.

Для перевірки опору похилих перерізів застосовуються такі позначення:

$V_{Rd,c}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти похилий переріз без поперечного армування;

$V_{Rd,s}$ – розрахункове значення поперечної сили, яку може сприйняти поперечна арматура на границі текучості;

$V_{Rd,max}$ – розрахункове значення максимальної поперечної сили, яку може сприйняти елемент, обмежене руйнуванням умовних стиснутих елементів.

Опір похилих перерізів елемента з поперечним армуванням визначається як

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s} + V_{Rd,c} .$$

Установлюємо, чи потрібна постановка поперечної арматури з розрахунку або вона ставиться конструктивно.

Якщо $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$ – поперечну арматуру ставимо конструктивно.

Якщо $V_{Ed} > V_{Rd,c}$ – потрібно розраховувати поперечну арматуру

$$V_{Rd,c} = \varphi_{c3} \cdot \left(1 + \varphi_f + \varphi_n\right) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d,$$

де $\varphi_{c3} = 0,6$ – для важкого бетону; φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стиснутих полиць у тавровому перерізі.

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot d}, \text{ але не більш ніж } 0,5;$$

b'_f у нашому випадку дорівнює 146 см, але у розрахунок вводять b'_f не більш ніж

$$b + 3 \cdot h'_f = 16 + 3 \cdot 4 = 28; \quad b'_f = 28 \text{ см,}$$

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(28 - 16) \cdot 4}{16 \cdot 27} = 0,08,$$

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив зусилля попереднього обтиснення P .

$$P = \sigma_{sp} \cdot A_{sp} = 500 \cdot 10^2 \cdot 6,16 = 308000 \text{ Н,}$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{f_{ctd} \cdot b \cdot d} = 0,1 \frac{308000}{1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27} = 0,594$$

$(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ – у всіх випадках приймається не більш ніж 1,5.

$(1 + 0,08 + 0,57) = 1,65$ приймаємо $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1,5$.

$$V_{Rd,c} = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27 = 46656 \text{ Н} = 46,65 \text{ кН,}$$

оскільки $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, тобто $70,6 \text{ кН} > 46,65 \text{ кН}$, то потрібен розрахунок поперечної арматури.

Визначаємо зусилля в поперечній арматурі (хомутах) на одиницю довжини елемента

$$g_{sw} = \frac{V_{Ed}^2}{4 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varphi_{c2} = 2$$

$$g_{sw} = \frac{70600^2}{4 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2} = 296,8 \text{ Н/см.}$$

Довжина проекції небезпечної похилої тріщини

$$C_0 = \sqrt{\frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{g_{sw}}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{296,8}} = 118,94 \text{ см,}$$

оскільки $C_0 > 2d = 2 \cdot 27 = 54 \text{ см}$, то уточнене значення g_{sw1} визначається за формулою

$$g_{sw1} = \frac{V_{Ed}}{2 \cdot d} - \frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{2 \cdot d \cdot C_0} = \frac{70600}{2 \cdot 27} - \frac{2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{2 \cdot 27 \cdot 118,94} = 653,63 \text{ Н/см.}$$

При $C_0 < 2d$ визначається за формулою

$$g_{sw1} = \frac{V_{Ed}}{C_0} - \frac{\varphi_{c2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{C_0^2}$$

Крок хомутів:

$$S = \frac{f_{ywd} \cdot n \cdot A_{sw1}}{g_{sw1}},$$

де n – кількість рядів поперечної арматури; A_{sw1} – площа перерізу поперечного стержня.

З умови технології зварювання стержнів, що мають різні діаметри, в одному й другому напрямках, приймаємо діаметр поперечних стержнів.

При $\varnothing 10$ мм із сталі А240; $A_{sw1} = 0,785 \text{ см}^2$; $f_{ywd} = 175 \text{ МПа}$; $n = 2$:

$$S = \frac{175 \cdot 10^2 \cdot 2 \cdot 0,785}{653,63} = 42,03 \text{ см.}$$

Максимально припустимий крок поперечної арматури не повинен перевищувати

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2}{V_{Ed}} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 \cdot 10^2 \cdot 16 \cdot 27^2}{70600} = 44,6 \text{ см}$$

На приопорних ділянках (1/4 від розрахункового прольоту з кожного боку від опори), зважаючи на конструктивні міркування, при висоті згинального елемента $h < 450$ мм крок поперечних стержнів не повинен перевищувати

$$S \leq \frac{h}{2} = \frac{300}{2} = 150 \text{ мм і } S \leq 150 \text{ мм.}$$

Зважаючи на розрахунковий крок і обмеження, *приймаємо на приопорних ділянках $S = 150$ мм.* На іншій довжині крок поперечних стержнів повинен бути не більший ніж

$$S \leq \frac{3 \cdot h}{4} = \frac{3 \cdot 300}{4} = 225 \text{ мм і } S \leq 500 \text{ мм.}$$

Приймаємо на іншій довжині $S = 220$ мм.

2.4 Геометричні характеристики приведенного перерізу

Приведена до бетону площа перерізу (рисунок 2.3, б)

$$A_{red} = A_c + \alpha \cdot A_{sp} + \alpha_1 (A_s + A'_s);$$

$$\alpha = \frac{E_{sp}}{E_{cm}} = \frac{190000}{32500} = 5,85;$$

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{210000}{32500} = 6,46,$$

де A_c – площа таврового перерізу (рисунок 2.3, б)

$$A_{red} = (146 \cdot 5 + 25 \cdot 16) + 5,85 \cdot 6,16 + 6,46 \cdot (2,262 + 1,57) = 1190,8 \text{ см}^2$$

Статичний момент приведенного перерізу щодо розтягнутої грані

$$\begin{aligned} S_{red} &= S_c + \alpha \cdot A_{sp} \cdot a_{sp} + \alpha_1 \cdot A_s \cdot a_s + \alpha_1 \cdot A'_s \cdot (h - a'_s) = \\ &= 146 \cdot 5 \cdot 27,5 + 25 \cdot 16 \cdot 12,5 + 5,85 \cdot 6,16 \cdot 3 + 6,46 \cdot 2,262 \cdot 2 + 6,46 \cdot 1,57 \cdot (30 - 2) = \\ &= 25496,3 \text{ см}^3 \end{aligned}$$

де $a_{sp} = 0,5 \cdot d_{sp} + a_{зу}$; $a_s = 0,5 \cdot d_s + a_{зу}$; $a_{зу} = 3 \div 5$ см;

$a'_s = 0,5 \cdot d'_s + a'_{зу}$; $a'_{зу} = 2 \div 3$ см;

$S_c = b'_f \cdot h'_f \cdot (h - h'_f / 2) + b \cdot (h - h'_f) \cdot (h - h'_f) / 2$.

Відстань від центра ваги приведенного перерізу до розтягнутої грані

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{25496,3}{1190,8} = 21,4 \text{ см}.$$

Момент інерції приведенного перерізу відносно його центра ваги

$$\begin{aligned} I_{red} &= I_c + \alpha \cdot A_{sp} \cdot y_{sp}^2 + \alpha_1 \cdot (A_s \cdot y_s^2 + A'_s \cdot y_s'^2) = \\ &= \frac{146 \cdot 5^3}{12} + 146 \cdot 5 \cdot (30 - 5/2 - 21,4)^2 + \frac{16 \cdot 25^3}{12} + 16 \cdot 25 \cdot (21,4 - 25/2)^2 + 5,85 \cdot 6,16 \cdot (21,4 - 3)^2 + \\ &\quad + 6,46 \cdot (2,262 \cdot (21,4 - 2)^2 + 1,57 \cdot (30 - 2 - 21,4)^2) = 83720,9 \text{ см}^4, \end{aligned}$$

де $y_{sp} = y_0 - a_{sp}$; $y_s = y_0 - a_s$; $y'_s = h - y_0 - a'_s$; $I_b = b \cdot (h'_f)^3 / 12$.

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна визначений як для пружного матеріалу (пружний момент опору)

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{83720,9}{21,4} = 3912,2 \text{ см}^3.$$

Момент опору приведенного перерізу для крайнього розтягнутого волокна з урахуванням непружних деформацій розтягнутого бетону W_{pl} (пружно-пластичний момент опору) можна обчислити за формулою

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

де γ – коефіцієнт, що залежить від форми поперечного перерізу.

Для таврового перерізу з полицею вгорі $\gamma = 1,75$.

$$W_{pl} = 1,75 \cdot 3912,2 = 6846,3 \text{ см}^3.$$

2.5 Визначення втрат попереднього натягу арматури

Розмір попередньої напруги арматури прийнято (дивись розділ 2.2) $\sigma_{sp} = 500 \text{ МПа}$.

Втрати, що відбуваються до закінчення обтиснення бетону:

а) від релаксації напруженої арматури зі сталі А600 при механічному натягу

$$\sigma_1 = 0,1 \cdot \sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 500 - 20 = 30 \text{ МПа};$$

б) від деформації анкерів, розташованих біля натяжних пристроїв:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s;$$

$$\Delta l = 1,25 + 0,15 \cdot d_{sp} = 1,25 + 0,15 \cdot 14 = 3,35 \text{ мм},$$

де d_{sp} – діаметр арматури, що натягується,

$$\sigma_3 = \frac{3,35}{6000} \cdot 1,9 \cdot 10^5 = 106,08 \text{ МПа};$$

в) від деформацій сталеві форми $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$;

г) від непружних деформацій від повзучості, що швидко натікає,

$$\sigma_6 = \frac{40\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \leq \alpha$$

$$\text{або} \quad \sigma_6 = 40 \cdot \alpha + 85 \cdot \beta \cdot \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} - \alpha \right) \quad \text{при} \quad \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} > \alpha;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \cdot f_{cdp} \quad - \quad \text{але не більше ніж } 0,8;$$

$$\alpha = 0,25 + 0,025 \times 22,5 = 0,81;$$

$\beta = 5,25 - 0,185 \cdot f_{cdp}$, але не більше ніж 2,5 та не менше ніж 1,1;
де f_{cdp} – передатна міцність бетону

$$f_{cdp} = 0,75 \cdot C = 0,75 \cdot 30 = 22,5 \text{ МПа},$$

де C – клас бетону за міцністю на стиск;

σ_{cp} визначається з урахуванням втрат ($\sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5$).

Зусилля обтиснення P_1 розраховуємо за формулою

$$P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5) = 6,16 \cdot 10^2 \cdot (500 - 30 - 106,8 - 30) = 205251,2 \text{ Н} = 205,2 \text{ кН}$$

$$\sigma_{cp}^1 = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0 - \frac{M_{вв}}{I_{red}} y_0.$$

Для спрощення розрахунку місце прикладення зусилля обтиснення P_1 щодо центра ваги приведенного перерізу приймаємо в центрі ваги арматури ($A_s + A_{sp}$)

$$e_{op} = y_0 - a_{sp} = 21,4 - 3 = 18,4 \text{ см.}$$

У загальному випадку ексцентриситет e_{op} визначається за формулою

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} \cdot A_{sp} \cdot y_{sp} + \sigma'_s \cdot A'_s \cdot y' - \sigma_s \cdot A_s \cdot y_s}{P},$$

де σ_s і σ'_s – напруги в ненапруженій арматурі A_s і A'_s , що дорівнюють сумі втрат від усадки і повзучості бетону в зонах розташування арматури A_s і A'_s .

$$\begin{aligned} \sigma_{cp}^1 &= \frac{205251,2}{1190,8} + \frac{205251,2 \cdot 18,4}{83720,9} \cdot 21,4 - \frac{1305000}{83720,9} \cdot 21,4 = \\ &= 172,36 + 965,35 - 333,57 = 804,14 \text{ Н / см}^2 = 8,04 \text{ МПа} \end{aligned}$$

оскільки $\frac{\sigma_{cp}^1}{f_{cdp}} = \frac{8,04}{22,5} = 0,36$, що менше $\alpha = 0,8$, то

$$\sigma_6 = \frac{40 \cdot 8,04}{22,5} = 14,29 \text{ МПа}.$$

Сума перших втрат дорівнює

$$\sigma_{п1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 30 + 106,08 + 30 + 14,29 = 180,37 \text{ МПа}.$$

Втрати, що відбуваються після обтиснення бетону:

втрати від усадки бетону $\sigma_8 = 35 \text{ МПа}$;

втрати від повзучості бетону

$$\sigma_9 = 130 \cdot \alpha \cdot \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} \text{ при } \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} < 0,75$$

$$\text{або } \sigma_9 = 300 \cdot \alpha \cdot \left(\frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} - 0,375 \right) \text{ при } \frac{\sigma_{cp}}{f_{cdp}} > 0,75;$$

σ_{cp} – з урахуванням перших втрат $\sigma_{п1}$

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{II1}) = 6,16 \cdot (500 - 180,37) \cdot 10^2 = 196892,08 H = 196,9 кН$$

$$\sigma_{cp}^2 = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 \cdot e_{op}}{I_{red}} y_0 - \frac{M_{вв}}{I_{red}} y_0 =$$

$$= \frac{196892,08}{1190,8} + \frac{196892,08 \cdot 18,4}{83720,9} \cdot 21,4 - \frac{1305000}{83720,9} \cdot 21,4 =$$

$$= 165,34 + 926,03 - 333,57 = 757,8 H / cm^2 = 7,58 МПа$$

оскільки $\frac{\sigma_{cp}^2}{f_{cdp}} = \frac{7,58}{22,5} = 0,34$, що менше ніж 0,75, то

$$\sigma_9 = 130 \cdot 0,8 \cdot \frac{7,58}{22,5} = 35,04 \text{ МПа.}$$

Сума інших втрат дорівнює

$$\sigma_{II2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 35,04 = 70,04 \text{ МПа.}$$

Повні втрати попередньої напруги арматури становлять:

$$\sigma_{II} = \sigma_{II1} + \sigma_{II2} = 180,37 + 70,04 = 250,41 \text{ МПа.}$$

Зусилля обтиснення після прояву всіх втрат

$$P_0 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{II}) = 6,16 \cdot (500 - 250,41) \cdot 10^2 = 153747,44 H = 153,7 \text{ кН.}$$

2.6 Розрахунок за граничними станами другої групи

Розрахунок за утворенням тріщин у нормальних перерізах проводиться з умови

$$M_r \leq M_{crc},$$

де M_r – момент зовнішніх сил щодо ядрової точки; при вигині $M_r = M = 103,27 \text{ кНм}$;

M_{crc} – згинальний момент у перерізі перед утворенням тріщин

$$M_{crc} = f_{ctk} W_{pl} + M_{rp};$$

$$M_{rp} = P_0(e_{op} + r),$$

де M_{rp} – момент від сили обтиснення щодо ядрової точки, найбільш віддаленої від зони, тріщиностійкість якої перевіряється;

r – відстань від центра ваги приведенного перерізу до ядрової точки, найбільш віддаленої від розтягнутої зони, тріщиноутворення якої перевіряється;

e_{op} – ексцентриситет прикладення сили обтиснення (пункт 2.5), який дорівнює 18,4 см.

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,8 \frac{39122}{11908} = 2,63 \text{ см},$$

$$M_{crc} = 1,8 \cdot 10^2 \cdot 6846,3 + 153747,44 \cdot (18,4 + 2,63) = 4465642,66 \text{ Нсм} = 44,66 \text{ кНм}$$

$$103,27 \leq 44,66$$

умова не виконується, тобто тріщиностійкість не забезпечена, утворяться тріщини. Необхідний розрахунок на припустимий розмір тріщин.

2.6.1 Розрахунок за розкриттям тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента

Ширина розкриття тріщин a_{crc} для конструкцій 3-ї категорії тріщиностійкості:

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq 0,4 \text{ мм},$$

де a_{crc1} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії всього навантаження;

a_{crc2} – ширина розкриття тріщин від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження;

a_{crc3} – ширина розкриття тріщин від тривалої дії постійного і тривалого навантаження.

Ширину розкриття тріщин визначають за емпіричною формулою

$$a_{crci} = 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta \varphi_1 \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{\varnothing},$$

де μ – коефіцієнт армування перерізу, прийнятий рівним відношенню площі перерізу повздовжньої робочої арматури до площі перерізу бетону (при робочій висоті d і без урахування стиснутих звисів полиць) дивись пункт 2.2;

δ – коефіцієнт, прийнятий рівним 1;

φ_1 – коефіцієнт, прийнятий рівним: при визначенні a_{crc1} та $a_{crc2} - \varphi_1 = 1$, а при визначенні a_{crc3} : $\varphi_1 = 1,6 - 1,5 \cdot \mu$;

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

\varnothing – діаметр повздовжньої робочої арматури, мм;

σ_s – напруга в розтягнутій арматурі, яка розраховується за формулою

$$\sigma_s = \frac{M_i - P_0 \cdot (z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp}) \cdot z},$$

де e_{sp} – відстань від точки прикладення сили P до центра ваги площі перерізу арматури $A_s + A_{sp}$ (у нашому випадку $e_{sp} = 0$);

z – відстань від центра ваги площі перерізу арматури $A_s + A_{sp}$ до точки прикладення рівнодіючих зусиль у стиснутій зоні бетону;

M_i – згинальний момент від нормативного навантаження, прийнятий при визначенні $a_{crc1} - M_n$, а при визначенні a_{crc2} і $a_{crc3} - M_{доог}$ (пункт 2.2).

Для визначення z обчислюємо такі параметри:

$$\delta = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}} = \frac{103,27 \cdot 10^5}{16 \cdot 27^2 \cdot 22 \cdot 10^2} = 0,403;$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f + \frac{\alpha}{2 \cdot \nu} A'_s}{b \cdot d},$$

де $\alpha = \frac{E_s}{E_{cm}}$ для А's класу А240,

$$\alpha = \frac{21 \cdot 10^4}{3,25 \cdot 10^4} = 6,46,$$

$\nu = 0,15$ для важкого бетону при вологості від 40 до 75 %.

$$\varphi_f = \frac{(146 - 16) \cdot 5 + \frac{6,46}{2 \cdot 0,15} 1,57}{16 \cdot 27} = 1,58;$$

$$\lambda = \varphi_f \cdot \left(1 - \frac{h'_f}{2 \cdot d}\right) = 1,58 \cdot \left(1 - \frac{5}{2 \cdot 27}\right) = 1,806;$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5 \cdot (\delta + \lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{d} - 5} \leq 1;$$

$\beta = 1,8$ для важкого бетону;

$e_{s,tot}$ – ексцентриситет сили N_{tot} відносно центра ваги площі перерізу арматури S ;

N_{tot} – рівнодіюча повздовжньої сили N та зусилля попереднього обтиснення.

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M}{N_{tot}} \right| = \frac{103,27 \cdot 10^5}{153,7 \cdot 10^3} = 67,19 \text{ см};$$

$$N_{tot} = P_0$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot (0,403 + 1,806)}{10 \cdot 0,019 \cdot 6,46}} + \frac{1,5 + 1,58}{11,5 \frac{67,19}{27} - 5} = 0,216.$$

Оскільки $x = \xi \cdot d = 0,216 \cdot 27 = 5,832 \text{ см} > h'_f = 5 \text{ см}$, то переріз розглядається як тавр і z визначається в цьому випадку за формулою

$$z = d \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{d} \cdot \varphi_f + \xi^2}{2 \cdot (\varphi_f + \xi)} \right] = 27 \left[1 - \frac{\frac{5}{27} \cdot 1,58 + 0,216^2}{2 \cdot (1,58 + 0,216)} \right] = 24,46 \text{ см}.$$

При $x < h'_f$; $z = d - 0,5x$.

Визначаємо a_{crc1} , $M_n = 87,65 \text{ кНм}$, $e_{sp} = 0$, $\varphi_l = 1$, $\eta = 1$, $\delta = 1$

$$\sigma_s = \frac{87,65 \cdot 10^5 - 153,75 \cdot 10^3 \cdot (24,46 - 0)}{(1,57 + 6,16) \cdot 24,46} = 26467,03 \text{ Н / см}^2 = 264,7 \text{ МПа};$$

$$a_{crc1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{264,7}{19 \times 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,107 \text{ мм}.$$

Визначаємо a_{crc2} , $M_{догз} = 81,41 \text{ кНм}$, $e_{sp} = 0$, $\varphi_l = 1$, $\eta = 1$, $\delta = 1$,

$$\sigma_s = \frac{81,41 \cdot 10^5 - 153,75 \cdot 10^3 \cdot (24,6 - 0)}{7,21 \cdot 24,6} = 24574,89 \text{ Н / см}^2 = 245,75 \text{ МПа};$$

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{245,75}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,0997 \text{ мм}.$$

Визначаємо a_{crc3} , $M_{догз} = 81,41 \text{ кНм}$, $e_{sp} = 0$, $\eta = 1$, $\delta = 1$,

$$\varphi_l = 1,6 - 1,5 \cdot \mu = 1,6 - 1,5 \cdot 0,019 = 1,57;$$

$$\sigma_s = \frac{81,41 \cdot 10^5 - 153,75 \cdot 10^3 \cdot (24,6 - 0)}{7,21 \cdot 24,6} = 24574,89 \text{ Н / см}^2 = 245,75 \text{ МПа};$$

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1,57 \cdot 1 \cdot \frac{245,75}{19 \times 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,019) \cdot \sqrt[3]{14} = 0,157 \text{ мм}.$$

Повна ширина розкриття тріщин

$$a_{crc} = 0,107 - 0,0997 + 0,157 = 0,164 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм},$$

тобто тріщиностійкість панелі забезпечена.

2.6.2 Визначення прогину плити

Повна кривизна $1/r$ для ділянки з тріщинами в розтягнутій зоні визначається за формулою

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4,$$

де $(1/r)_1$ – кривизна від нетривалої дії всього навантаження;

$(1/r)_2$ – кривизна від нетривалої дії постійного і тривалого навантаження;

$(1/r)_3$ – кривизна від тривалої дії постійного і тривалого навантаження;

$(1/r)_4$ – кривизна, обумовлена вигином елемента внаслідок усадки і повзучості бетону.

Кривизна $(1/r)_{1,2,3}$ визначається за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{M_i}{dz} \left[\frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s + E_{sp} \cdot A_{sp}} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot d \cdot E_{cm} \cdot \nu} \right] - \frac{N_{tot}}{d} \frac{\psi_s}{(E_s \cdot A_s + E_{sp} \cdot A_{sp})},$$

де ψ_c – коефіцієнт, який ураховує нерівномірність розподілу деформацій крайнього стиснутого волокна бетону по довжині ділянки з тріщинами ($\psi_c = 0,9$ для важкого бетону).

$$\left. \begin{array}{l} \varphi_f = 1,58 \\ \xi = 0,216 \\ \nu = 0,15 \\ z = 24,46 \end{array} \right\} \text{дивись розрахунок тріщиностійкості}$$

ψ_s – коефіцієнт, який ураховує роботу розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \cdot \varphi_m) \cdot e_{s,tot}} \leq 1;$$

$\varphi_{ls} = 1$ при нетривалій дії навантаження;

$\varphi_{ls} = 0,8$ при тривалій дії навантаження.

При цьому
$$\frac{e_{s,tot}}{d} \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}}$$

$$\varphi_m = \frac{f_{ctk} \cdot W_{pl}}{M_r - M_{rp}} \leq 1$$

$$M_{rp} = P_0(e_{op} + r) = 153747 \cdot (18,4 + 2,63) = 3233299,4 \text{ Нсм} = 32,33 \text{ кНм}$$

Визначаємо φ_{m1} при дії всього навантаження $M = 103,27$ кНм

$$\varphi_{m1} = \frac{1,8 \cdot 10^2 \cdot 6846,3}{103,27 \cdot 10^5 - 32,33 \cdot 10^5} = 0,174;$$

$e_{s,tot}$ при дії всього навантаження

$$e_{s,tot} = \frac{M_i}{N_{tot}}; \quad N_{tot} = P_0 = 153747 \text{ Н};$$

$$e_{s,tot} = \frac{103,27 \cdot 10^5}{153747} = 67,17 \text{ см};$$

φ_m при дії постійного і тривалого навантаження
 $M_{довг} = 81,41$ кНм

$$\varphi_{m2,3} = \frac{1,8 \cdot 10^2 \cdot 6846,3}{81,41 \cdot 10^5 - 32,33 \cdot 10^5} = 0,25;$$

$e_{s,tot}$ при дії постійного і тривалого навантаження

$$e_{s,tot} = \frac{81,41 \cdot 10^5}{153747} = 52,95 \text{ см}.$$

Визначаємо ψ_{s1} при нетривалій дії всього навантаження

$$\frac{e_{s,tot}}{d} = \frac{67,17}{27} = 2,49 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1} = 1,2 ;$$

$$\psi_{s1} = 1,25 - 1 \cdot 0,174 - \frac{1 - 0,174^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,174) \cdot 67,17 / 27} = 0,954 ;$$

ψ_{s2} при нетривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\frac{e_{s,tot}}{d} = \frac{52,95}{27} = 1,96 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{1} = 1,2 ;$$

$$\psi_{s2} = 1,25 - 1 \times 0,25 - \frac{1 - 0,25^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,25) \cdot 52,95 / 27} = 0,843 ;$$

ψ_{s3} при тривалій дії постійного і тривалого навантаження

$$\frac{e_{s,tot}}{d} = \frac{52,95}{27} = 1,96 \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}} = \frac{1,2}{0,8} = 1,5 ;$$

$$\psi_{s3} = 1,25 - 0,8 \cdot 0,25 - \frac{1 - 0,25^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,25) \cdot 52,95 / 27} = 0,893 ;$$

$$\begin{aligned} (1/r)_1 &= \frac{103,27 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,46} \left[\frac{0,954}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\ &+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,216) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\ &- \frac{153,75 \cdot 10^3 \cdot 0,954}{27 \cdot (2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\ &= 15,63 \cdot 10^3 \cdot (5,8 \cdot 10^{-9} + 2,37 \cdot 10^{-9}) - 3,3 \cdot 10^{-5} = 9,5 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (1/r)_2 &= \frac{81,41 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,46} \left[\frac{0,843}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\ &+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,216) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\ &- \frac{153,75 \cdot 10^3 \cdot 0,843}{27 \cdot (2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\ &= 12,33 \cdot 10^3 \cdot (5,12 \cdot 10^{-9} + 2,4 \cdot 10^{-9}) - 2,92 \cdot 10^{-5} = 6,35 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
(1/r)_3 &= \frac{81,41 \cdot 10^5}{27 \cdot 24,46} \left[\frac{0,893}{2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16} + \right. \\
&+ \left. \frac{0,9}{(1,58 + 0,216) \cdot 16 \cdot 27 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 10^2 \cdot 0,15} \right] - \\
&- \frac{153,75 \cdot 10^3 \cdot 0,863}{27(2,1 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 2,26 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 10^2 \cdot 6,16)} = \\
&= 12,33 \cdot 10^3 \cdot (5,43 \cdot 10^{-9} + 2,4 \cdot 10^{-9}) - 2,99 \cdot 10^{-5} = 6,66 \times 10^{-5} \text{ см}^{-1}.
\end{aligned}$$

Кривизна, обумовлена вигином плити внаслідок усадки і повзучості бетону:

$$(1/r)_4 = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_c'}{d}; \quad \varepsilon_c = \frac{\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9}{E_s}; \quad \varepsilon_c' = \frac{\sigma_6' + \sigma_8' + \sigma_9'}{E_s};$$

де ε_b , ε_b' – відносні деформації бетону, які викликані його усадкою та повзучістю від зусилля попереднього обтискування, які визначаються на рівні центра ваги розтягнутої арматури та крайнього стиснутого волокна бетону відповідно.

$$\varepsilon_c = \frac{14,29 + 35,0 + 35,04}{1,9 \cdot 10^5} = 4,45 \cdot 10^{-4}.$$

При $\sigma_6' = 0$ і $\sigma_9' = 0$

$$\varepsilon_c' = \frac{35}{1,9 \cdot 10^5} = 1,8 \cdot 10^{-4};$$

$$(1/r)_4 = \frac{4,45 \cdot 10^{-4} - 1,8 \cdot 10^{-4}}{27} = 0,98 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1};$$

$$1/r = 9,5 \cdot 10^{-5} - 6,35 \cdot 10^{-5} + 6,66 \cdot 10^{-5} - 0,98 \cdot 10^{-5} = 8,83 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}.$$

Повний прогин

$$f = S \frac{1}{r} l_0^2,$$

де S – коефіцієнт, що залежить від розрахункової схеми елемента і виду навантаження.

Для нашого випадку $S = 5/48$

$$f = \frac{5}{48} \cdot 8,83 \cdot 10^{-5} \cdot 585^2 = 3,15 \text{ см} < \frac{1}{200} l = \frac{600}{200} = 3,0 \text{ см},$$

тобто умова не дотримується. Жорсткість плити недостатня. У такому разі необхідно змінити переріз плити або армування та повторити розрахунок з визначення прогину плити.

3 Розрахунок нерозрізного ригеля

Ригель являє собою горизонтальний елемент рамної конструкції.

З'єднання збірних (однопрогонових) елементів ригеля в нерозрізну систему виконується при монтажі зварюванням закладних деталей і замонолічуванням стиків ригеля з колоною [5].

При цьому можливе урахування пластичних деформацій, що приводить до перерозподілу і вирівнювання згинальних моментів між окремими перерізами.

Розрахункові дані

Бетон класу С 12/15; $f_{cd} = 8,5$ МПа; $f_{ctd} = 0,75$ МПа.

Арматура: зварні каркаси (повздовжня арматура, поперечна і монтажна арматура) із сталі класу А280 (А-II), $f_{yd} = 280$ МПа; $f_{ywd} = 225$ МПа; закладні деталі, петлі для піднімання зі сталі класу А240 (А-I), $f_{yd} = 225$ МПа.

Переріз ригеля прямокутний; ширина перерізу $b = 20$ см.

Для підрахунку навантаження від власної ваги ригеля висота його призначається рівною $1/10 l = 600/10 = 60$ см (остаточне значення висоти елемента встановлюється при розрахунку перерізів).

3.1 Розрахункові прольоти

При повному каркасі будинку номінальні прольоти ригеля в середніх прольотах дорівнюють відстані між осями колон, а в

крайніх прольотах – відстані від зовнішнього краю крайньої колони до осі проміжної колони.

У нашому випадку $l_n = 600$ см.

При повному каркасі в крайньому прольоті розрахунковий проліт рахується від осі опори на стіні до осі колони, у середніх прольотах – відстань між осями колон.

3.2 Визначення навантажень на 1 пог. м ригеля

Нормативні і розрахункові навантаження на 1 пог. м ригеля надані в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Збір навантаження на ригель

Вид навантаження	Розрахунок	Нормативне навантаження, кН/пог. м	Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f	Розрахункове навантаження, кН/пог. м
Постійна вага плити	$g^n \cdot l_n = 4,43 \cdot 6$	26,58	1,1	29,24
Власна вага ригеля	$b_p \cdot h_p \cdot \rho_{бет} = 0,2 \cdot 0,6 \cdot 25$	3,0	1,1	3,3
Разом		$g_n = 29,58$		$g = 32,54$
Тимчасове повне	$v^n \cdot l_n = 11 \cdot 6$	$v_{руз}^n = 66,0$	1,2	$v = 79,2$
Повне		$q^n = 95,58$		$q = 111,74$

3.3 Визначення зусиль

Згинальні моменти і поперечні сили визначаємо як для нерозрізних балок із рівними прольотами і з рівномірно розподіленим навантаженням. Розрахунок краще виконувати у табличній формі за формулами:

$$M = (\alpha \cdot g + \beta \cdot v) \cdot l^2; V_{ED} = (\gamma \cdot g + \delta \cdot v) \cdot l,$$

де α, β – табличні коефіцієнти при визначенні M від відповідних завантажень постійними і тимчасовими навантаженнями;

γ, δ – табличні коефіцієнти при визначенні V_{ED} від відповідних завантажень постійними і тимчасовими навантаженнями.

Обчислення згинальних моментів і поперечних сил для різноманітних схем завантаження трипрольотного ригеля постійним і тимчасовим навантаженням наведено в таблиці 3.2.

За даними таблиці 3.2 для різноманітних комбінацій навантажень будуємо епюри моментів і епюри поперечних сил на ригелі (рисунок 3.1) При цьому постійне навантаження (схема завантаження 1) входить у кожен комбінацію навантажень.

Розрахункові значення M і V_{ED}

Згинальні моменти (таблиця 3.2)

У першому (третьому) прольоті – $M_1 = 366,32$ кНм.

У другому прольоті – $M_2 = 243,13$ кНм.

На опорі В (негативний) $M_B = -443,25$ кНм.

Поперечні сили (таблиця 3.2)

Поперечні сили – $V_{ED,A} = 287,1$ кН.

Зліва від опори В – $V_{ED,B}^l = -403,5$ кН.

Справа від опори В – $V_{ED,B}^{np} = 374,66$ кН.

Зліва від опори С – $V_{ED,C}^l = -335,2$ кН.

На опорі В за розрахунковий момент приймається момент по грані опори (колони).

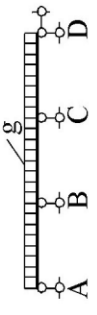
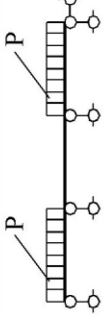
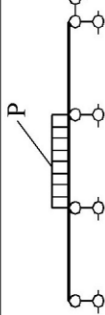
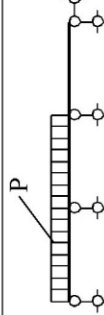
$$M_{zp}^B = M_B - V_{ED,B}^{np} \frac{h_{кол}}{2},$$

де $h_{кол}$ – розмір перерізу колони в напрямку прольоту ригеля (попередньо приймаємо 0,3 м);

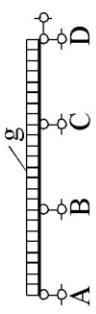
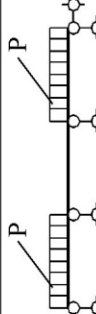
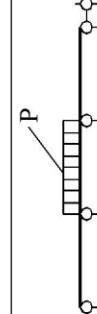
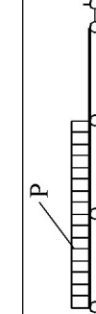
$$M_{zp}^B = 443,25 - 374,66 \cdot (0,3/2) = 387,1 \text{ кНм.}$$

За результатами розрахунків, виконаних у таблиці 3.2, будуємо епюру огинаючих зусилль (моментів та поперечних сил). Епюра наведена на рисунку 3.1.

Таблиця 3.2

Схема	Схема завантаження	Згинальні моменти, кНм		
		M_1	M_2	M_B
1		$\alpha \cdot g \cdot l^2 =$ $= 0,08 \cdot 32,54 \cdot 5,9^2 =$ $90,62$	$0,025 \cdot 32,54 \cdot 6^2 =$ $= 29,29$	$-0,1 \cdot 32,54 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -115,2$
2		$\beta \cdot v \cdot l^2 =$ $= 0,1 \cdot 79,2 \cdot 5,9^2 =$ $= 275,7$	$-0,05 \cdot 79,2 \cdot 6^2 =$ $= -142,56$	$-0,05 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -140,19$
3		$\beta \cdot v \cdot l^2 =$ $= -0,025 \cdot 79,2 \cdot 5,9^2 =$ $= -68,92$	$0,075 \cdot 79,2 \cdot 6^2 =$ $= 213,84$	$-0,05 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -140,19$
4		---	---	$-0,117 \cdot 79,2 \cdot ((5,9+6)/2)^2 =$ $= -328,05$
	Максимальні зусилля	$1 + 2$ $366,32$	$1 + 3$ $243,13$	$1 + 4$ $-443,25$

Продовження таблиці 3.2

Схема	Схема завантаження	Поперечні сили, кН			
		$V_{ED,A}$	$V_{ED,B}$	$V_{ED,TP,B}$	$V_{ED,C}$
1		$\gamma \cdot g \cdot l =$ $= 0,4 \cdot 32,54 \cdot 5,9 = 76,79$	$-0,6 \cdot 32,54 \cdot 5,9 =$ $= -115,19$	$0,5 \cdot 32,54 \cdot 6 =$ $= 97,62$	$-0,5 \cdot 32,54 \cdot 6 =$ $= -97,62$
2		$\delta \cdot v \cdot l =$ $= 0,45 \cdot 79,2 \cdot 5,9 = 210,28$	$-0,55 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$ $= -257$	---	-----
3		$\delta \cdot v \cdot l =$ $= -0,05 \cdot 79,2 \cdot 5,9 = -23,36$	$-0,05 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$ $= -23,36$	$0,5 \cdot 79,2 \cdot 6 =$ $= 237,6$	$-0,5 \cdot 79,2 \cdot 6 =$ $= -237,6$
4		$\delta \cdot v \cdot l =$ $= 0,383 \cdot 79,2 \cdot 5,9 = 178,97$	$-0,617 \cdot 79,2 \cdot 5,9 =$ $= -288,31$	$0,583 \cdot 79,2 \cdot 6 =$ $= 277,04$	$-0,417 \cdot 79,2 \cdot 6 =$ $= -198,16$
	Максимальні зусилля	1 + 2 287,07	1 + 4 -403,5	1 + 4 374,66	1 + 3 -335,22

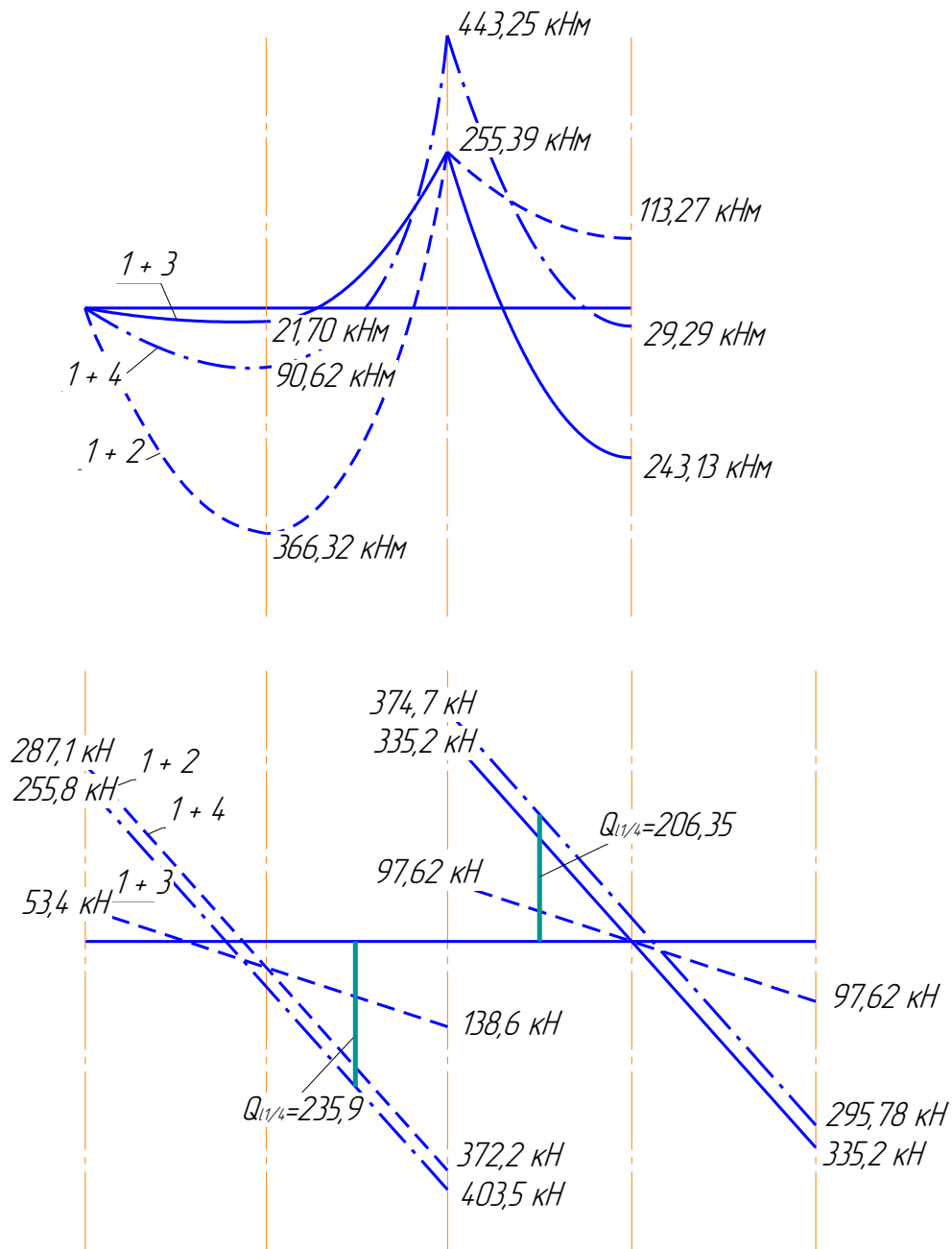


Рисунок 3.1 – Епюра огинаючих зусиль

3.4 Добір перерізу ригеля

Добір перерізу ригеля здійснюється за максимальним згинальним моментом.

$$M_{\max} = M_{\text{гр}}^B = 387,1 \text{ кНм.}$$

Прийнята раніше ширина перерізу ригеля $b = 30$ см.
Характеристика стиснутої зони бетону:

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

де $\alpha = 0,85$ для важкого бетону;

$$w = 0,85 - 0,008 \cdot 8,5 = 0,78.$$

Значення граничної відносної висоти стиснутої зони визначаємо за формулою

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}.$$

Для арматури класу А280 $\sigma_{SR} = f_{yd} = 280$ МПа

$$\xi_R = \frac{0,78}{1 + \frac{280}{500} \left(1 - \frac{0,78}{1,1}\right)} = 0,67.$$

З умови $\xi < \xi_R$ приймаємо $\xi = 0,6$.

За додатком Б визначаємо для $\xi = 0,6$; $A_0 = 0,42$.

Робочу висоту перерізу визначаємо за формулою

$$d = \sqrt{\frac{M}{A_0 \cdot b \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{387,1 \cdot 10^5}{0,42 \cdot 30 \cdot 8,5 \cdot 10^2}} = 60,12 \text{ см.}$$

Повна висота перерізу $h = d + a = 60,12 + 3,5 = 63,62$ см.

Остаточню приймаємо $h = 65$ см і $d = 61,5$ см.

Визначаємо для прийнятого перерізу A_0 за формулою

$$A_0 = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{387,1 \cdot 10^5}{30 \cdot 8,5 \cdot 10^2 \cdot 61,5^2} = 0,401 < A_{OR} = 0,445;$$

$$A_{OR} = \xi_R \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi_R) = 0,67 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,67) = 0,445.$$

За додатком Б для $A_0 = 0,407$ знаходимо

$$\xi = 0,57 < \xi_R = 0,67 \text{ і } \alpha_0 = 0,715.$$

Перевіряємо, чи задовольняє прийнятий переріз умову забезпечення міцності бетону при дії головних стискальних напруг:

$$V_{ED} \leq 0,3 \cdot \varphi_{wl} \cdot \varphi_{cl} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d$$

де $V_{ED} = 403,5$ кН; $\varphi_{cl} = 1 - 0,01 f_{cd} = 1 - 0,01 \cdot 8,5 = 0,915$; φ_{wl} – першому наближенні приймаємо рівним 1,1

$$403,5 \text{ кН} < 0,3 \cdot 1,1 \cdot 0,915 \cdot 8,5 \cdot 10^6 \cdot 0,3 \cdot 0,615 = 473533 \text{ Н} = 473,5 \text{ кН} ,$$

тобто прийняті розміри ригеля 30×65 см достатні і приймаємо їх як остаточні.

3.5 Добір перерізів повздовжньої арматури за згинальними моментами

Переріз у першому прольоті ($M_1 = 366,32$ кНм)

$$A_0 = \frac{M}{f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{366,32 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,380 \rightarrow \alpha_0 = 0,745;$$

$$A_s = \frac{M}{f_{yd} \cdot \alpha_0 \cdot d} = \frac{366,32 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,745 \cdot 61,5} = 28,6 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо $3\emptyset 22$ А280 + $3\emptyset 28$ А280 з площею армування $A_s = 29,87$ см².

Оскільки при цих комбінаціях навантажень у першому прольоті відсутній негативний момент, то верхню арматуру каркасів призначаємо конструктивно, приймаючи $3\emptyset 12$ А280 з площею армування $A_s = 3,39$ см².

Переріз у другому прольоті ($M_2 = 243,13$ кНм)

$$A_0 = \frac{243,13 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,252 \rightarrow \alpha_0 = 0,851;$$

$$A_s = \frac{243,13 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,851 \cdot 61,5} = 16,6 \text{ см}^2 .$$

Приймаємо $3\varnothing 18$ A280+ $3\varnothing 20$ A280 з площею армування $A_s = 17,04 \text{ см}^2$.

Розтягнуту верхню арматуру в другому прольоті визначено розрахунком на дію негативного моменту $M_2 = -113,27 \text{ кНм}$.

$$A_0 = \frac{113,27 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,117 \rightarrow \alpha_0 = 0,938,$$

$$A_s = \frac{113,27 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,938 \cdot 61,5} = 7,01 \text{ см}^2.$$

Приймаємо $3\varnothing 18$ A280 з площею армування $A_s = 7,63 \text{ см}^2$.

Переріз на опорі В ($M_{zp} = 387,1 \text{ кНм}$).

Кількість верхньої арматури в першому прольоті біля опори В призначається попередньо з урахуванням монтажної арматури $3\varnothing 12$ A280.

$$A_0 = \frac{387,1 \cdot 10^5}{8,5 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 0,401 \rightarrow \alpha_0 = 0,720,$$

$$A_s = \frac{387,1 \cdot 10^5}{280 \cdot 10^2 \cdot 0,720 \cdot 61,5} = 31,2 \text{ см}^2.$$

За результатами розрахунку корегуємо монтажну арматуру, приймаючи $3\varnothing 18$. У такому разі з боку першого прольоту у верхній зоні будуть шість арматурних стержнів $3\varnothing 18+3\varnothing 32$ з площею армування $A_s = 31,76 \text{ см}^2$ і з боку другого прольоту приймаємо також шість стержнів: $3\varnothing 18+3\varnothing 32$ з $A_s = 31,76 \text{ см}^2$.

3.6 Розрахунок похилих перерізів за поперечною силою

Для крайнього ригеля $V_{ED,A} = 287,07 \text{ кН}$; $V_{ED,L}^B = 403,5 \text{ кН}$.

Перевіряємо умову необхідності постановки поперечної арматури з розрахунку

$$V_{ED} \leq \varphi_{c3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d ,$$

де φ_{c3} – коефіцієнт, прийнятий для важкого бетону рівним 0,6.

У цьому випадку для прямокутного перерізу при відсутності повздовжньої сили та звисів таврових полиць $\varphi_f = 0$ і $\varphi_n = 0$.

Оскільки $V_{ED} = 403,5 \text{ кН} > 0,6 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5 = 83 \text{ кН}$, потрібен розрахунок поперечної арматури.

При односторонньому розташуванні в каркасах робочої повздовжньої арматури від $\varnothing 18$ до $\varnothing 32$ з умови зварювання призначаємо поперечні стержні $\varnothing 10$ з $A_{sw} = 0,785 \text{ см}^2$. Кількість рядів поперечної арматури дорівнює кількості каркасів ($n = 3$).

Визначаємо g_{sw} (дивись розрахунок похилих перерізів повздовжніх ребер плити).

$$g_{sw} = \frac{403500^2}{4 \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2} = 2392 \text{ Н / см}.$$

Визначаємо крок поперечної арматури

$$S = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{2392} = 22,15 \text{ см}.$$

На приопорних ділянках розрахунковий крок поперечної арматури повинен бути не більшим від максимального S_{\max} і не більшим від конструктивно призначуваного $S_{\text{констр}}$.

$$S_{\max} = \frac{0,75 \cdot 2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2}{403500} = 31,64 \text{ см}.$$

При висоті перерізу елемента понад 450 мм (у цьому випадку 650 мм) $S_{\text{констр}}$ приймається не більшим ніж $h/3 = 65/3 = 21,67 \text{ см}$ і не більшим ніж 500 мм.

На приопорній ділянці довжиною $l/4 = 6/4 = 1,5 \text{ м}$ приймаємо крок $S = 20 \text{ см}$.

У середній частині прольоту при висоті перерізу елемента понад 450 мм установлюється поперечна арматура з кроком не більшим ніж $3/4h = 3/4 \times 65 = 48,75 \text{ см}$ і не більшим ніж 500 мм.

Приймаємо в середній частині ригеля крок 45 см і перевіряємо переріз на сприйняття поперечної сили $V_{ED,1/4} = 235,9 \text{ кН}$ (рисунок 3.1).

$$g_{sw} = \frac{f_{ywd} \cdot A_{sw} \cdot n}{s} = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{45} = 1177,5 \text{ Н / см},$$

$$V_{Rd,s} = 2 \sqrt{\varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d^2 \cdot g_{sw}} =$$

$$= 2 \sqrt{2 \cdot 0,75 \cdot 10^2 \cdot 30 \cdot 61,5^2 \cdot 1177,5} = 283133,8 \text{ Н.}$$

Оскільки $V_{Rd,s} = 283,1 \text{ кН} \geq Q_{1/4} = 235,9 \text{ кН}$, то прийняте поперечне армування достатнє.

Аналогічно виконуємо розрахунок на крайній опорі при $V_{ED} = 287,1 \text{ кН}$ і на першій проміжній опорі справа при $V_{ED} = 374,7 \text{ кН}$. Результати розрахунку наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 – Крок поперечних стержнів

V_{ED} , кН	g_{sw} , Н/см	S , см	S_{max} , см	$S_{констр.}$, см	Припорна ділянка	Середня частина прольоту
287,1	1211	43,8	44,5	20	20	45
374,7	2061	27,71	34,1	20	20	45

Остаточну армування робочою повздовжньою арматурою наведено на рисунку 3.2.

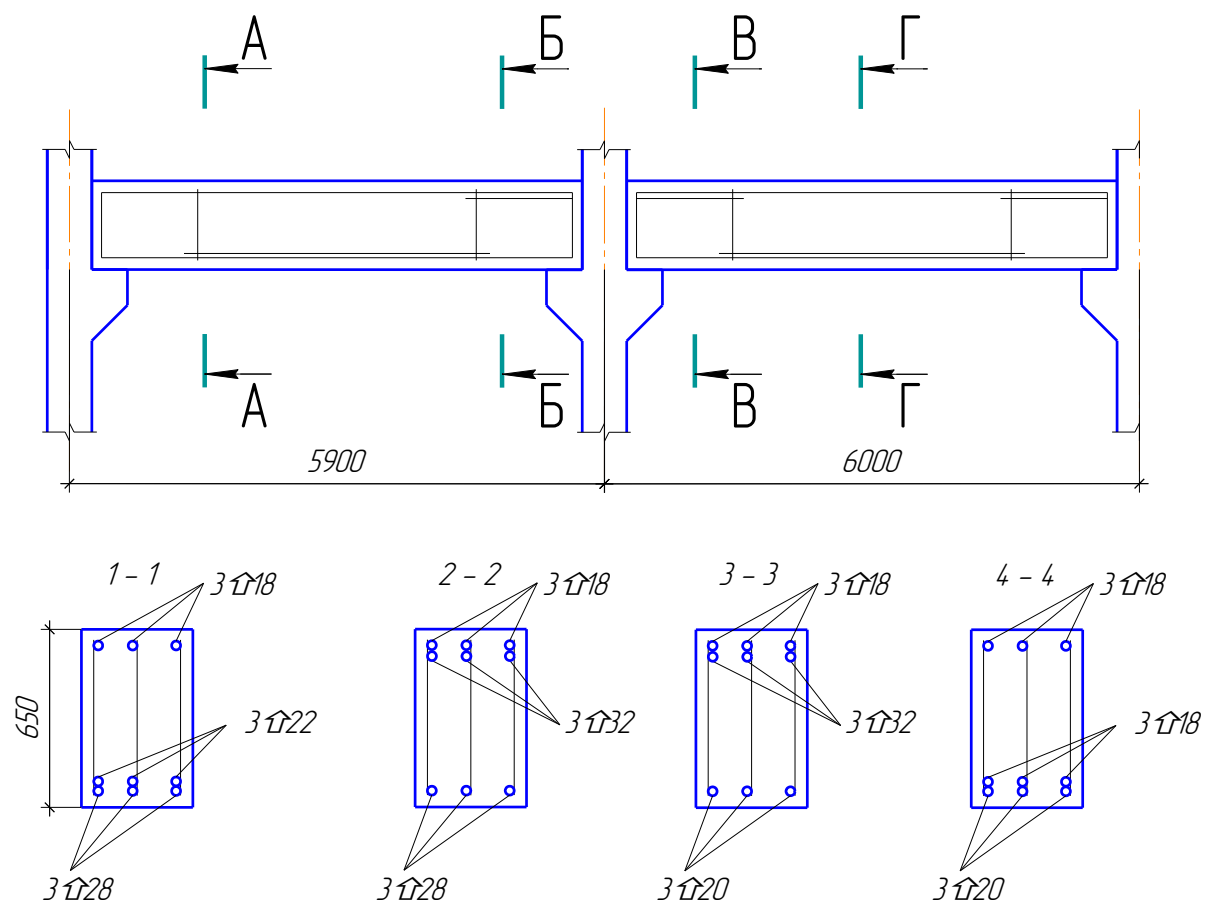


Рисунок 3.2 – Армування нерозрізного ригеля

3.7 Побудова епюри граничних моментів (епюри матеріалів)

Побудова виконується в такій послідовності:

а) визначають згинальні моменти, які сприймає конструкція в розрахункових перерізах при фактично прийнятій арматурі;

б) знаходять графічно на епюрі моментів за ординатами M_u місця теоретичного обриву стержнів;

в) визначається довжина замурування стержнів, що обриваються, тобто місця фактичного обриву.

Визначення граничних моментів, які сприймає ригель, при фактично прийнятій арматурі, наведено в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 – Визначення граничних моментів

Діаметр і кількість стержнів	Кількість рядів арматури	d , см	A_s , см ²	f_{yd} , МПа	$\xi = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_{cd} \cdot b \cdot d}$	α_0	$M_u = A_s \cdot f_{yd} \cdot \alpha_0 \cdot d$, кНм
Прольотна арматура 1-го прольоту							
3Ø22+3Ø28	1	61,5	29,87	280	0,50	0,75	385,8
3Ø28	1	61,5	18,47	280	0,33	0,835	265,6
Прольотна арматура 2-го прольоту							
3Ø18+3Ø2	1	61,5	17,04	280	0,30	0,85	249,4
0 3Ø20	1	61,5	9,41	280	0,17	0,915	148,3
Опорна арматура. Опора В. З боку крайнього прольоту							
3Ø18+3Ø32	1	61,5	31,76	280	0,567	0,717	392,1
3Ø18	1	61,5	7,63	280	0,136	0,932	122,5
Опорна арматура. Опора В. З боку середнього прольоту							
3Ø18+3Ø3	1	61,5	31,76	280	0,567	0,717	392,1
2 3Ø18	1	61,5	7,63	280	0,136	0,932	122,5

Епюра граничних моментів (епюра матеріалів) наведена на рисунку 3.3.

Місця теоретичного обриву стержнів містяться в точках перетинання епюр граничних моментів із епюрою огинаючих моментів (рисунок 3.3). Арматуру, що обривається, заводять за

місця теоретичного обриву на довжину замурування (анкерування), що визначається за формулою

$$W = \frac{V_{ED}}{2 \cdot g_{sw}} + 5\phi \leq 20 \cdot \phi,$$

де ϕ – діаметр арматури, що обривається; V_{ED} – максимальна поперечна сила в місці теоретичного обриву арматури (рисунок 3.3); g_{sw} – зусилля на 1 пог. см, яке сприймають поперечні стержні в місці обриву повздовжньої арматури.

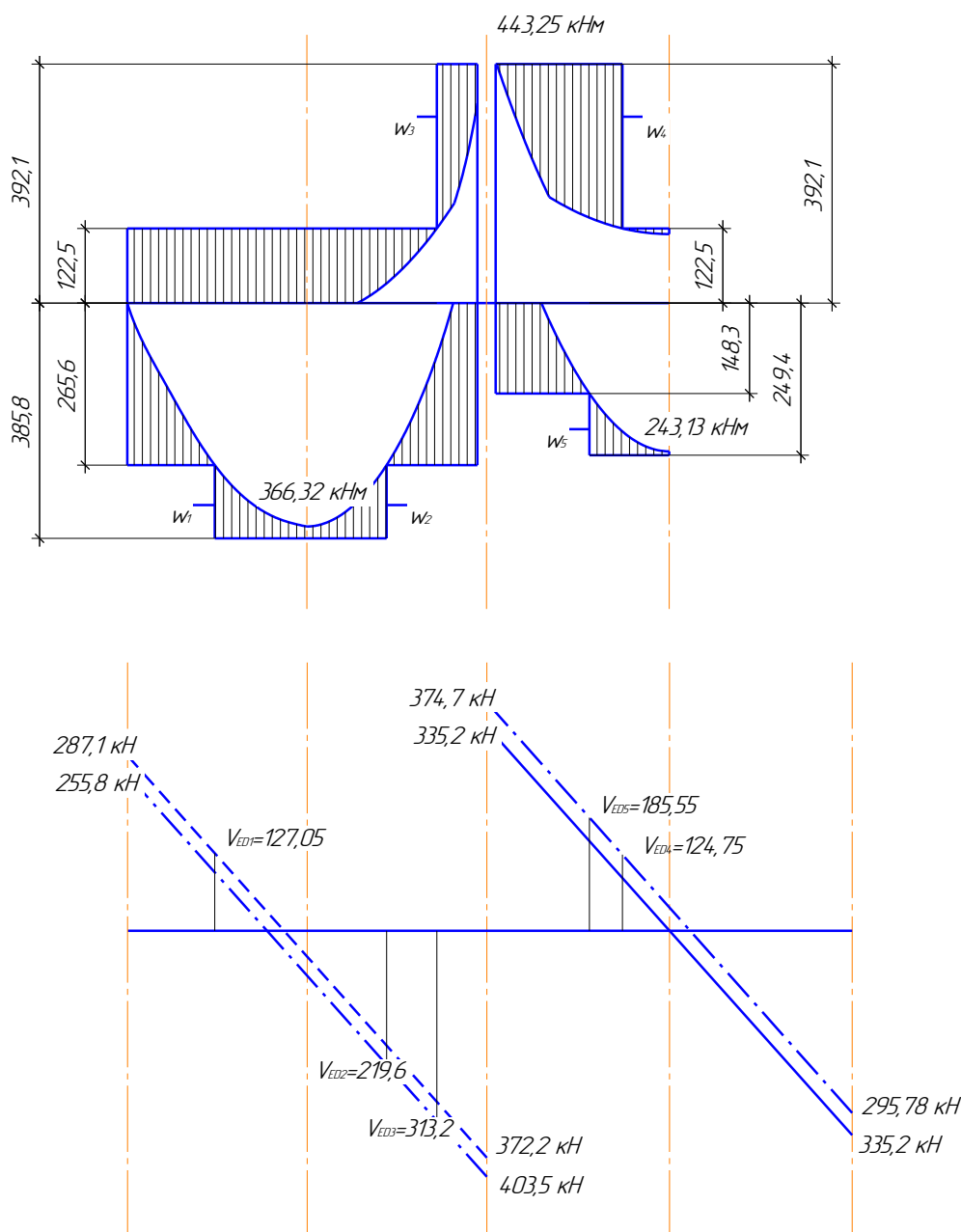


Рисунок 3.3 – Епюра матеріалів нерозрізного ригеля

У крайньому ригелі в нижній зоні обриваються 3Ø22.
Довжина замурування W_1 при $V_{ED,1} = 127,05 \text{ кН}$

$$g_{sw1} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw} \cdot n}{S} = \frac{225 \cdot 10^2 \cdot 0,785 \cdot 3}{20} = 2649,3 \text{ Н/см}$$

$$W_1 = \frac{127050}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 2,2 = 34,98 \text{ см}$$

$20 \cdot \phi = 20 \cdot 2,2 = 44 \text{ см}$. Приймаємо $W_1 = 35 \text{ см}$.
Довжина замурування W_2 при $V_{ED,2} = 219,6 \text{ кН}$

$$g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см}$$

$$W_2 = \frac{219600}{2 \times 2649,3} + 5 \cdot 2,2 = 52,44 \text{ см}$$

$20 \cdot \phi = 44 \text{ см}$. Приймаємо $W_2 = 44 \text{ см}$.

У крайньому ригелі у верхній зоні опорного перерізу обриваються 3Ø32.

Довжина замурування W_3 при $V_{ED,3} = 313,2 \text{ кН}$

$$g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_3 = \frac{313200}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 3,2 = 75,1 \text{ см};$$

$20 \cdot \phi = 20 \cdot 3,2 = 64 \text{ см}$. Приймаємо $W_3 = 64 \text{ см}$.

У середньому ригелі у верхній зоні опорного перерізу обриваються 3Ø32.

Довжина замурування W_4 при $V_{ED,4} = 124,75 \text{ кН}$

$$g_{sw4} = g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_4 = \frac{124750}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 3,2 = 39,54 \text{ см};$$

$20 \cdot \phi = 20 \cdot 3,2 = 64 \text{ см}$. Приймаємо $W_4 = 40 \text{ см}$.

У крайньому ригелі в нижній зоні обриваються 3Ø18.

Довжина замурування W_5 при $V_{ED,5} = 185,55$

$$g_{sw5} = g_{sw4} = g_{sw3} = g_{sw2} = g_{sw1} = 2649,3 \text{ Н/см};$$

$$W_5 = \frac{185550}{2 \cdot 2649,3} + 5 \cdot 1,8 = 44,02 \text{ см};$$

$20 \cdot \varnothing = 20 \cdot 1,8 = 36 \text{ см}$. Приймаємо $W_5 = 36 \text{ см}$.

Ешюра матеріалів наведена на рисунку 3.3.

4 Розрахунок і конструювання збірної залізобетонної колони

Колони багатоповерхових будинків приймають квадратного або прямокутного поперечного перерізу [5] з консолями в одній площині (як правило) для обпирання ригелів. Розміри поперечного перерізу колон приймають уніфікованими і не меншими ніж 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 подальшим омонолічуванням, із підкладкою, що центрує, або без неї, із повним обпиранням торців колон, що стикуються.

Послідовно розраховують колони всіх поверхів, починаючи з верхнього.

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

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

4.1 Визначення розрахункової довжини колони

Відповідно до завдання висота поверху дорівнює 3,6 м, кількість поверхів – чотири. Приймається, що розрахункова довжина колон багатоповерхових будинків при кількості прольотів не менше двох і з'єднань ригелів і колон як жорсткі в збірному перекритті дорівнює висоті поверху. Відповідно розрахункова (вільна) довжина колон приймається рівною $l_0 = H$,

де H – висота поверху (відстань між центрами вузлів), а для колони першого поверху при відмітці верху фундаменту нижче рівня підлоги на 0,15 м, розрахункова довжина

$$l_0 = H + 0,15 = 3,6 + 0,15 = 3,75 \text{ м.}$$

У загальному випадку колони рамних каркасів багатопверхових будинків варто розраховувати як позацентрово стиснуті елементи. Зусилля в елементах каркаса можуть бути отримані за допомогою ЕОМ, використовуючи стандартні програми (наприклад Ліра й ін.).

При наявності суцільних торцевих стін, вертикальних діафрагм і при співвідношенні погонних жорсткостей ригеля до погонних жорсткостей колон більш $4 \div 8$ моменти в колонах незначні і, з метою спрощення розрахунку, ними можна знехтувати.

4.2 Визначення навантажень і зусиль на колону першого поверху

Розраховуємо колону середнього ряду. На колони середніх рядів навантаження від покриття (дивись рисунок 1.1, б) не передається.

Навантаження від перекриття на колону розраховуємо з вантажної площі, рівної 6×6 м, тобто рівної кроку колон у повздовжньому і поперечному напрямку будинку (дивись рисунок 1.1, а) з урахуванням даних таблиці 3.1. Ураховуючи, що на одну колону передають навантаження два ригелі (по половині ригеля з кожного боку), навантаження на колону першого поверху середнього ряду, за схемою будівлі, наведеною на рисунку 1.1, розраховуємо за формулами:

$$\text{повне нормативне } N_1^n = q^n \cdot l_{нр} = 95,58 \cdot 6 = 574,48 \text{ кН};$$

$$\text{повне розрахункове } N_1 = q \cdot l_{нр} = 111,74 \cdot 6 = 670,44 \text{ кН};$$

зокрема:

$$\text{короткочасне нормативне } N_{кр}^n = v_k^n \cdot l_{нр} \cdot l_{нпл} = 1,0 \cdot 6 \cdot 6 = 36 \text{ кН};$$

короткочасне розрахункове

$$N_{кр} = v_k^n \cdot l_{нр} \cdot l_{нпл} \cdot \gamma_f = 1,0 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 1,2 = 43,24 \text{ кН},$$

де l_{np} – номінальна довжина ригеля; $l_{нпл}$ – номінальна довжина плити.

Відповідно довгочасне навантаження на колону першого поверху від міжповерхових перекриттів становить:

нормативне

$$N_{дл}^n = \left(N_1^n - N_{кр}^n \right) \cdot (n-1) + N_{вв} + N_{крів} + N_{сн} =$$

$$= (574,48 - 36) \cdot (4-1) + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 = 1675,04 \text{ кН};$$

розрахункове

$$N_{дл} = \left(N_1 - N_{кр} \right) \cdot (n-1) + N_{вв.p} + N_{крів.p} + N_{сн} =$$

$$(670,44 - 43,2) \cdot 3 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 1953,24 \text{ кН},$$

де $N_{вв}$, $N_{вв.p}$ – навантаження від ваги колони відповідно нормативне та розрахункове;

$N_{крів}$, $N_{сн}$ – навантаження від ваги покрівлі та снігове навантаження відповідно. У випадку, коли покрівля спирається на крайні опори (рисунок 1.1, б) навантаження на середню опору буде дорівнювати 0;

n – кількість поверхів.

$$N_{вв} = h_k b_k l_k \rho,$$

де h_k , b_k – поперечні розміри колони (попередні). Можна прийняти $0,4 \times 0,4$ м;

l_k – загальна довжина колони.

Довжина колон 2, 3 і 4-го поверхів дорівнює 3,6 м. Колона першого поверху, через те, що верх фундаменту колони розташований на 0,5 м нижче відмітки підлоги першого поверху, має довжину 4,1 м. Загальна довжина становитиме $3,6 \times 3 + 4,1 = 14,9$ м.

Повне розрахункове навантаження на колону першого поверху становитиме

$$N = N_1 \cdot (n-1) + h_k \cdot b_k \cdot H_k \cdot \rho_{бет} \cdot \gamma_f$$

$$N = 670,44 \cdot 3 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 14,9 \cdot 25 \cdot 1,2 = 2082,84 \text{ кН}.$$

4.3 Дані для проектування колони

Відповідно до завдання колона з важкого бетону класу С16/20. Розрахункова міцність бетону з урахуванням коефіцієнта надійності за призначенням $\gamma_{c2} = 0,9$ становитиме

$$f_{cd} = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35 \text{ МПа.}$$

Робоча повздожня арматура зі сталі класу А400.
 $f_{yd} = f_{yd} = 365 \text{ МПа.}$

Колони армують зварними каркасами. Поперечні стержні (хомути) – із арматури класу А240.

Приймаємо переріз колони (попередньо) $b \times h = 40 \times 40 \text{ см.}$

4.4 Визначення площі робочої повздожньої арматури колони

Елементи прямокутної форми перерізу із симетричним армуванням армуються стержнями із арматури класів А280, А400. При $l_0 \leq 20h$ і наявності тільки випадкових ексцентриситетів розраховують за формулою

$$N \leq \eta \varphi (f_{cd}A + f_{yd}A'_s),$$

де $A = h_k * b_k$ – площа поперечного перерізу колони;

A'_s – площа перерізу всієї повздожньої арматури у поперечному перерізі елемента;

f_{yd} – розрахунковий опір повздожньої арматури стиску;

φ – коефіцієнт повздожнього згину, що враховує тривалість завантаження, гнучкість і характер армування елемента

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

де φ_b , φ_r – коефіцієнти, що приймаються за таблицями Г.1, Г.2 залежно від $\frac{N_{dl}}{N}$ і $\frac{l_0}{h}$.

$$\text{Отже, } \frac{N_{dl}}{N} = \frac{195324}{208284} = 0,938; \frac{l_0}{h} = \frac{4,1}{0,4} = 10,25, \varphi_b = 0,89, \varphi_r = 0,90.$$

Оскільки $\frac{l_0}{h} = 10,25 < 14$ см, то $\eta = 1$.

У тому разі, якщо умова не виконується або сторона перерізу елемента менша ніж 30 см приймаємо $\eta = 0,9$.

Приймаючи в першому наближенні $\varphi_b = \varphi_r = 0,90$, визначаємо

$$f_{yd} \sum A_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - f_{cd} \cdot A = \frac{2082,84}{1 \cdot 0,9} - 10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 658,27 \text{ кН.}$$

$$\text{Тоді } \alpha = \frac{f_{yd} \sum A_s}{f_{cd} \cdot A} = \frac{658,27}{10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3}} = 0,397 < 0,5.$$

де A – площа поперечного перерізу колони.

У тому разі, якщо умова не виконується, необхідно збільшити переріз елемента і повторно виконати розрахунок.

Уточнюємо значення:

$$\varphi = \varphi_b + 2 \cdot (\varphi_r - \varphi_b) \cdot \alpha = 0,89 + 2 \cdot (0,9 - 0,89) \cdot 0,397 = 0,898;$$
$$\varphi = 0,89 < \varphi_r = 0,9.$$

Тоді

$$f_{yd} \sum A_s = \frac{N}{\eta \cdot \varphi} - f_{cd} \cdot b \cdot h = \frac{2082,84}{1 \cdot 0,898} - 10,35 \cdot 400 \cdot 400 \cdot 10^{-3} = 663,42 \text{ кН.}$$

Обчислюємо значення $f_{yd} \sum A_s$, близьке до визначеного в першому наближенні. Тому сумарна площа поперечного перерізу арматури $\sum A_s$ буде дорівнювати

$$\sum A_s = \frac{f_{yd} \sum A_s}{f_{yd}} = \frac{663,42 \cdot 10^3}{365} = 1817 \text{ мм}^2 = 18,17 \text{ см}^2.$$

За таблицею В.1 приймаємо кількість і діаметр повздовжніх стержнів і уточнюємо фактичну площу поперечного перерізу робочої повздовжньої арматури колони. Приймаємо $4\varnothing 25$ А400 із $A_s = 19,63 \text{ см}^2 > 18,17 \text{ см}^2$.

Коефіцієнт армування бажано приймати від 1 до 2 %.

$$\mu = \frac{\sum A_s}{A} = \frac{19,63}{40 \cdot 40} = 0,012 > \mu_{\min} = 0,004.$$

Відповідно до таблиці Г.3 поперечні стержні зварних каркасів приймаємо діаметром 10 мм (арматура класу А240) і крок поперечних стержнів

$$S = 20 \cdot \phi = 20 \cdot 2,5 = 50 \text{ см.}$$

де ϕ – діаметр робочої поздовжньої арматури, см

Конструктивно приймаємо крок поперечних стержнів $S = 40$ см.

Армування збірної колони першого поверху надано на рисунку 4.1.

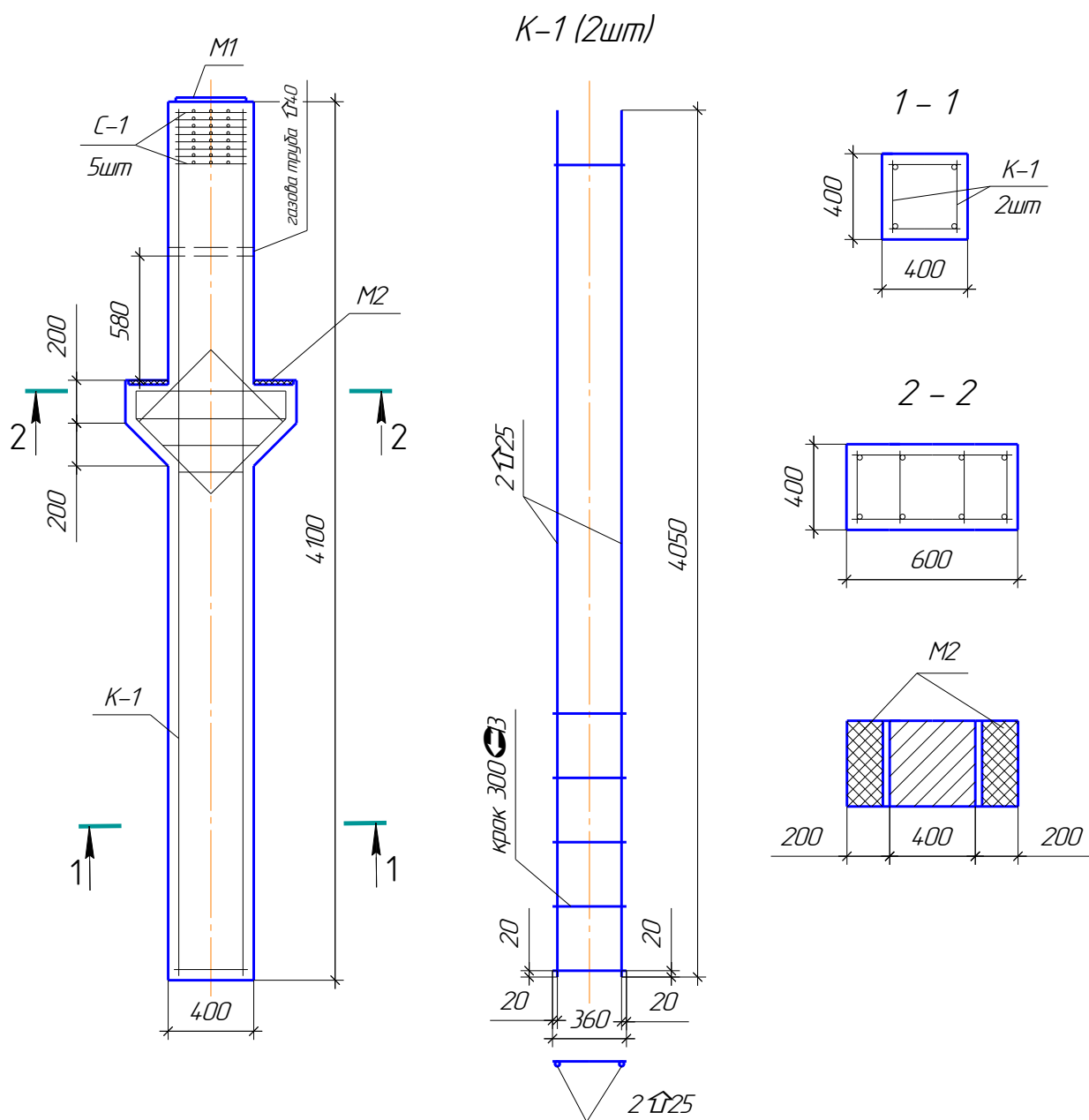


Рисунок 4.1 – Армування колони

5 Розрахунок і конструювання збірного залізобетонного фундаменту

З огляду на малий ексцентриситет навантаження фундамент під колону розраховують як центрально навантажений.

Збірні фундаменти конструюють звичайно у вигляді суцільного блока [5], що складається з плитної частини і підколонника (рисунок 5.1). При цьому для збірних фундаментів рекомендується приймати верх фундаменту (верх підколонника) на відмітці (- 0,15) м. Відмітка підосви фундаменту приймається за завданням на проектування.

Різниця відміток підосви і верху підколонника фундаменту становить його висоту h . Фундаменти встановлюють на піщано-гравійну або бетонну підготовку. Залежно від цього приймається мінімальна товщина захисного шару a бетону для робочої арматури по підосві фундаменту. Якщо під фундаментом є бетонна підготовка $a \geq 35 \text{ мм}$, при її відсутності $a \geq 70 \text{ мм}$. Фундамент армується зварними сітками з арматури класу А280, А400. При цьому мінімальний діаметр арматури приймається рівним 10 мм, а крок стержнів $100 \div 200$ мм.

Конструктивно глибина стакана центрально навантаженого фундаменту приймається не меншою ніж 20 діаметрів робочої поздовжньої арматури колони та у межах $1 \div 1,5 h_k$.

Товщина плитної частини має бути не меншою ніж 200 мм та повинна сприймати зусилля продавлювання під колоною.

Центрально навантажені фундаменти проектуються квадратними в плані і розраховуються на спільну дію постійних і тимчасових навантажень, що передаються колонами, навантажень від власної ваги фундаменту і ґрунту на його уступах.

Розрахункове навантаження (зусилля) на фундамент приймають з розрахунку колони першого поверху (тільки за основним перерізом). Розрахунок фундаменту полягає у визначенні його розмірів у плані, повної висоти, висоти нижнього уступу і площі арматури.

Виконуємо розрахунок під колону середнього ряду.

Вихідні дані

Приймаємо бетон важкий класу С16/20. З урахуванням коефіцієнта умов роботи $\gamma_{c2} = 0,9$; $f_{ctd} = 0,9 \times 0,9 = 0,81 \text{ МПа}$.

Арматура класу А280 з $f_{yd} = 280 \text{ МПа}$. Відповідно до завдання умовний розрахунковий опір ґрунту $R_0 = 0,28 \text{ МПа}$.

Розрахункове навантаження на фундамент $N = 2082,84 \text{ кН}$.

Глибина закладення фундаменту призначається залежно від глибини промерзання, типу ґрунту, деформативних властивостей, рівня високих вод і висоти тіла фундаменту. При розрахунку збірного центрально завантаженого фундаменту під колону середнього ряду, де глибина промерзання не враховується, глибина закладення підосви фундаменту призначається $H_1 = 0,9 \text{ м}$ (наприклад висота фундаменту дорівнює $0,75 \text{ м}$ і відмітка верху фундаменту від рівня підлоги – $0,15 \text{ м}$). Висоту фундаменту бажано приймати кратною 150 мм .

Площа підосви фундаменту

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} H_1} = \frac{2082,84}{0,28 \times 10^3 - 20 \times 0,9} = 7,95 \text{ м}^2,$$

де γ_{mt} – середня щільність матеріалу фундаменту і ґрунту над ним $\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$.

Розміри сторін фундаменту квадратного в плані

$$a = b = \sqrt{A_f} = \sqrt{7,95} = 2,82 \text{ м}.$$

Приймаємо розмір фундаменту (розміри сторін бажано приймати кратними 300 мм): $a \times b = 3,0 \times 3,0 \text{ м}$ із площею $A_f = 9 \text{ м}^2$.

Напруга на ґрунт від розрахункового навантаження

$$P_{st} = \frac{N}{A_f} = \frac{2082,84}{9} = 231,43 \text{ кН/м}^2 = 0,23 \text{ МПа}.$$

Мінімальну корисну (робочу) висоту фундаменту визначаємо з умови продавлювання:

$$d = -\frac{h_c + b_c}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{f_{ctd} + P_{st}}} = -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{208284}{(0,81 + 0,23) \cdot 10^3 \cdot 10^{-4}}} = 50,76 \text{ см}.$$

де h_c, b_c – розміри поперечного перерізу колони.

Тоді $h = d + 3,5 = 50,76 + 3,5 = 54,26$ см.

Крім того, висота фундаменту за конструктивними вимогами повинна бути прийнята не меншою ніж

$$h = 20d + 25 = 20 \cdot 2,5 + 25 = 75 \text{ см},$$

$$h = h_c + 25 = 40 + 25 = 65 \text{ см}.$$

Приймаємо висоту $h = 75$ см, тоді робоча висота буде дорівнювати:

$$d = h - 3,5 = 75 - 3,5 = 71,5 \text{ см}.$$

Висоту нижнього уступу призначаємо з умов міцності на поперечну силу без поперечного армування:

$$d_1 \geq \frac{C \cdot P_{st}}{\varphi_{c3} \cdot f_{ctd}} = \frac{58,5 \cdot 0,23}{0,6 \cdot 0,81} = 27,68 \text{ см},$$

де d_1 – робоча висота нижнього уступу фундаменту; для важкого бетону $\varphi_{c3} = 0,6$; C – відстань між краєм фундаменту та краєм піраміди продавлювання (рисунок 5.1).

$$C = (a - h_c - 2 \cdot d) \cdot 0,5 = (300 - 40 - 2 \cdot 71,5) \cdot 0,5 = 58,5 \text{ см},$$

тоді $h_1 = d_1 + 3,5 = 27,68 + 3,5 = 31,18$ см.

Висоту нижнього уступу фундаменту приймаємо $h_1 = 40 \text{ см} > 31,18$ см. Тоді корисна висота $d = 40 - 3,5 = 36,5$ см.

Перевірку продавлювання плитної частини у період монтажу проводимо за формулою

$$P = f_{ctd} \cdot d_{пл} \cdot u_m = 0,81 \cdot 21,5 \cdot 10 \cdot 246 \cdot 10 = 428409 \text{ Н} = 428,4 \text{ кН},$$

де $d_{пл}$ – корисна товщина плитної частини; u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання у плитній частині.

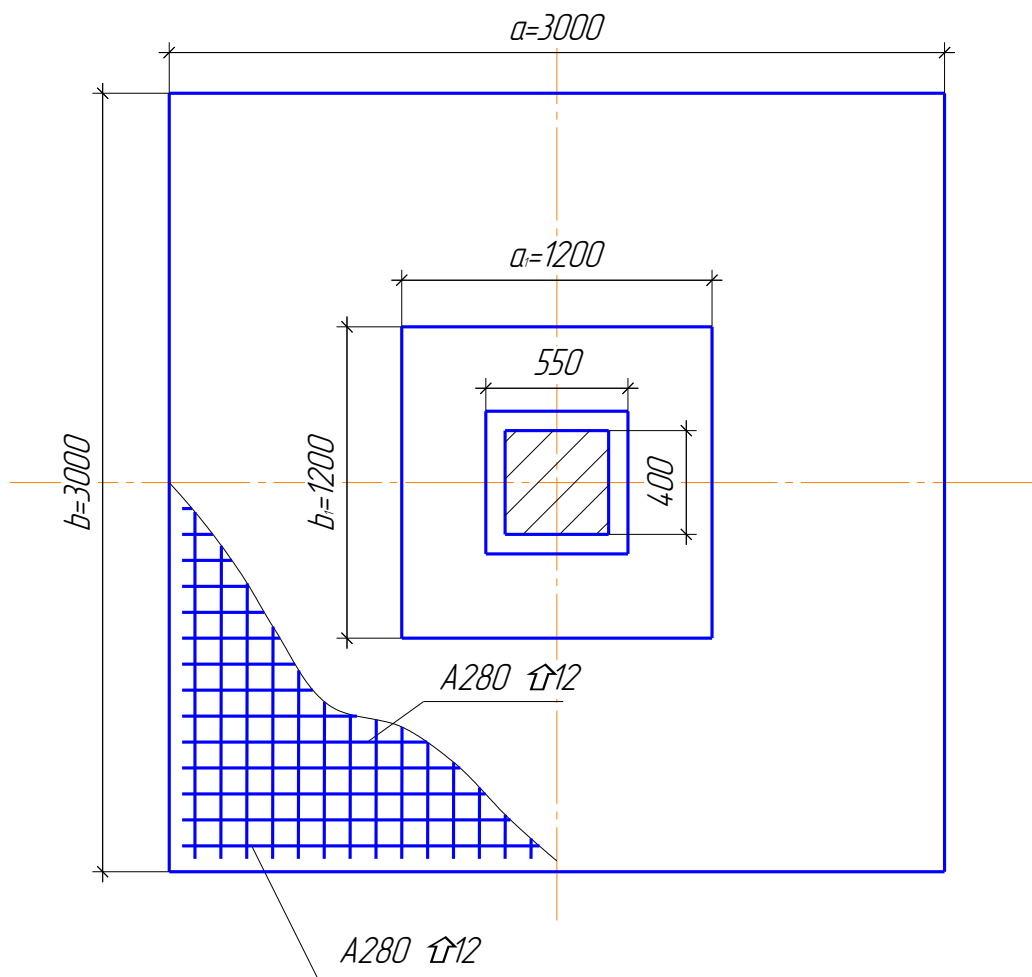
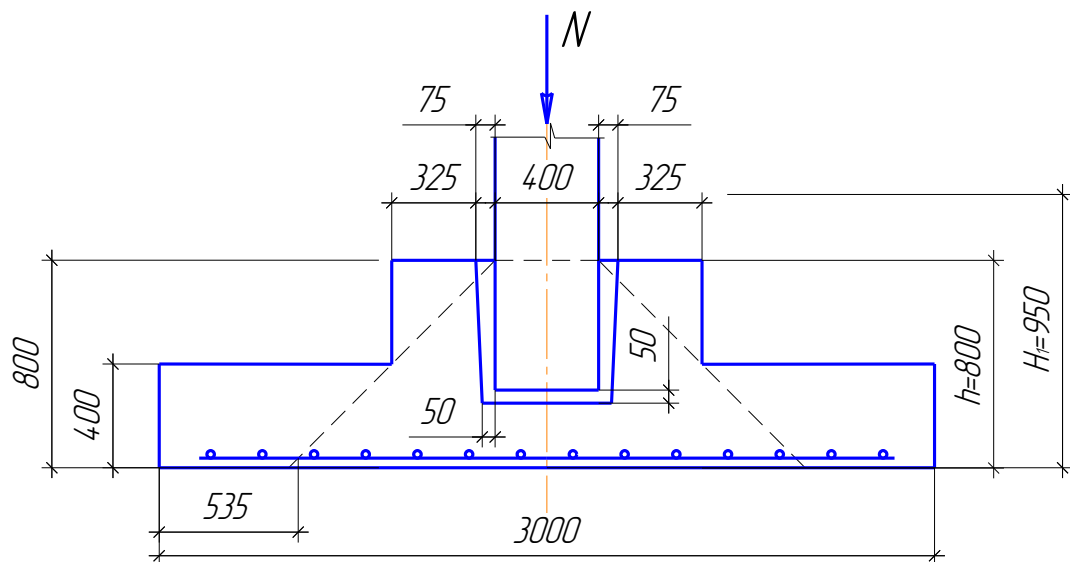


Рисунок 5.1 – Фундамент

Корисна товщина плитної частини $d_{пл}$ залежить від висоти фундаменту (75 см), глибини стакана (50 см) і товщини захисного шару (3,5 см).

$$d_{пл} = 75 - 50 - 3,5 = 21,5 \text{ см},$$

$$u_m = 2 \cdot (h_k + b_k + 2 \cdot d_{пл}) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 21,5) = 246 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову $P \geq N_{вв1} \rightarrow 428,4 \text{ кН} \geq 19,68 \text{ кН}$, тобто умова виконується, де $N_{вв1}$ – власна вага колони першого поверху.

$$N_{вв1} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,1 \cdot 25 \cdot 1,2 = 19,68 \text{ кН}.$$

Перевірку продавлювання фундаменту проводимо за формулою

$$P = f_{сд} \cdot d \cdot u_m = 0,81 \cdot 71,5 \cdot 10 \cdot 446 \cdot 10 = 2583000 \text{ Н} = 2583 \text{ кН},$$

де d – робоча висота фундаменту; u_m – середнє арифметичне між периметрами верхньої та нижньої основ піраміди продавлювання у фундаменті.

$$u_m = 2 \cdot (h_k + b_k + 2 \cdot d) = 2 \cdot (40 + 40 + 2 \cdot 71,5) = 446 \text{ см}.$$

Перевіряємо умову $P \geq N \rightarrow 2583 \text{ кН} \geq 2082,84 \text{ кН}$, тобто умова виконується.

Розрахункові згинальні моменти в перерізах 1-1 і 2-2 відповідно

$$M_1 = 0,125 \cdot P_{st} \cdot (a - h_c)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,23 \cdot (300 \cdot 10 - 40 \cdot 10)^2 \cdot 300 \cdot 10 = 583050000 \text{ Нмм} = 583,05 \text{ кНм},$$

$$M_2 = 0,125 \cdot P_{st} \cdot (a - a_1)^2 \cdot b = 0,125 \cdot 0,23 \cdot (300 \cdot 10 - 120 \cdot 10)^2 \cdot 300 \cdot 10 = 279450000 \text{ Нмм} = 279,45 \text{ кНм}.$$

Площа арматури в перерізах

$$A_{s1} = \frac{M_1}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{583,05}{0,9 \cdot 0,715 \cdot 280 \cdot 10^3} = 32,36 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 32,36 \text{ см}^2, \quad 1-1$$

$$A_{s1} = \frac{M_2}{0,9 \cdot d_1 \cdot f_{yd}} = \frac{279,45}{0,9 \cdot 0,365 \cdot 280 \cdot 10^3} = 30,38 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 = 30,38 \text{ см}^2. \quad 2-2$$

За робочу арматуру підосви фундаменту приймаємо нестандартну зварну сітку з однаковою в обох напрямках стержневою арматурою класу А280 Ø12 із кроком 100 мм.

Таким чином, остаточно приймаємо 29Ø12 А280 з $A_s = 29 \times 1,13 = 32,77 \text{ см}^2 > 32,36 \text{ см}^2$.

Конструкція збірного залізобетонного фундаменту наведена на рисунку 5.1.

Список літератури

1 ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 71 с.

2 ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ: Мінбуд України, 2006. 75 с.

3 Байков В. Н., Сигалов В. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Изд. 5-е. Москва: Стройиздат, 1991. 728 с.

4 Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84): в 2 ч. Москва: Стройиздат, 1988. 64 с.

5 ГОСТ 21.503-80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи. Москва: Госкомитет СССР по стандартам, 1981. 18 с.

6 ГОСТ 8478-81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия. Москва: Госкомитет СССР по стандартам, 1981. 5 с.

7 Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. Справочник проектировщика / под ред. Г. И. Бердичевского. Москва: Стройиздат, 1981. 488 с.

8 ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. 118 с.

9 Залізобетонні конструкції / за ред. П. Ф. Вахненка. Київ: Вища шк., 2000. 508 с.

10 Волянський О. А. Технологія бетонних та залізобетонних конструкцій. Київ: Вища шк., 1994. Ч. 2. 271 с.

Додаток А

Розрахункові характеристики бетону та арматури

Таблиця А.1 – Характеристики міцності і деформативності бетону (ДБН В.2.6-98:2009)

	Клас міцності бетону														Аналітична залежність / пояснення	
	C8/10	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/35	C32/40	C35/45	S40/50	S45/55	S50/60	C50/60				
$f_{ck, cube}$ (МПа)	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60					
$f_{cm, cube}$ (МПа)	13	19	25	32	38	45	51	58	64	71	77		$f_{cm, cube} = f_{ck, cube} / (1 - 1,64 V_c)^*$			
$f_{ck, prism}$ (МПа)	7,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43					
f_{cd} (МПа)	6,0	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33		$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$			
f_{ctm} (МПа)	1,2	1,6	1,9	2,2	2,6	2,8	3,0	3,2	3,5	3,8	4,1					
$f_{ctk,0.05}$ (МПа)	0,8	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,1	2,2	2,5	2,7	3,0		$f_{ctk,0.05} = 0,7 f_{ctm} \text{ 5 \% вибірки}$			
$f_{ctk,0.95}$ (МПа)	1,6	2,0	2,5	2,9	3,4	3,6	3,9	4,2	4,6	4,9	5,3		$f_{ctk,0.95} = 1,3 f_{ctm} \text{ 95 \% вибірки}$			
E_{cm} (ГПа)	18	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40					
E_{ck} (ГПа)	15	20	23	26	29	31	32	34	35	36	37					
E_{cd} (ГПа)	12,6	16,3	20	23	25	27	28,5	30,5	32	33	34					
$\epsilon_{cl,ck}$ (‰)	1,57	1,61	1,66	1,71	1,76	1,81	1,86	1,90	1,94	1,98	2,02					
$\epsilon_{cl,cd}$ (‰)	1,56	1,58	1,62	1,65	1,69	1,72	1,76	1,80	1,84	1,87	1,91					
$\epsilon_{cu1,ck}$ (‰)	4,50	4,40	4,15	3,85	3,55	3,25	3,00	2,83	2,63	2,50	2,40					
$\epsilon_{cu1,cd}$ (‰)	3,75	3,70	3,59	3,44	3,28	3,10	2,93	2,72	2,57	2,43	2,29					
$\epsilon_{c3,ck}$ (‰)	0,50	0,55	0,65	0,71	0,76	0,82	0,91	0,94	1,03	1,10	1,16		$\epsilon_{c3,ck} = f_{ck,prism} / E_{ck}$			
$\epsilon_{c3,cd}$ (‰)	0,48	0,52	0,58	0,63	0,68	0,72	0,77	0,83	0,86	0,91	0,97		$\epsilon_{c3,cd} = f_{cd} / E_{cd}$			
$\epsilon_{cu3,ck}$ (‰)	4,05	3,96	3,73	3,46	3,20	2,93	2,70	2,55	2,37	2,25	2,16		$\epsilon_{cu3,ck} = 0,9 \epsilon_{cu1,ck}$			
$\epsilon_{cu3,cd}$ (‰)	3,38	3,33	3,23	3,10	3,00	2,80	2,64	2,45	2,31	2,19	2,06		$\epsilon_{cu3,cd} = 0,9 \epsilon_{cu1,cd}$			

*) – величини $f_{cm, cube}$ в таблиці наведені виходячи зі значення коефіцієнта варіації V_c який дорівнює 13,5 %.

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_{ct}$$

$$\gamma_{ct} = 1; \alpha_{ct} = 1$$

Таблиця А.2 – Розрахункові характеристики арматурних сталей

Вид і клас арматури	Діаметр, мм	Характеристичне значення опору f_{yk} , МПа	Коефіцієнт надійності η	Розрахункові опори арматури, МПа			Модуль пружності $E_s \cdot 10^{-5}$, МПа
				розтягу		стиску f_{yd}	
				повздовжньої f_{yd}	поперечної: хомутів і відгинів f_{ywd}		
1	2	3	4	5	6	7	8
Гарячекатана кругла (гладка) A240	6 – 40	240	1,05	225	170	225	2,1
Гарячекатана періодичного профілю: A280	10 – 80	295	1,05	280	225	280	2,1
A400	6 – 40	400	1,10	360	285	360	2,0
A500	8 – 22	500	1,10	454	300	454	2,0
A500	25-32	500	1,20	416	300	416	
A600	10 – 28	630	1,20	525		400	1,9
A800	10 – 32	840	1,20	700		400	1,9
A1000	10 – 28	1050	1,20	875		400	1,9
Дріт арматурний звичайний періодичного профілю B500	3-5	500	1,20	416	300	375	1,9
						365	1,9
						360	1,9

Продовження таблиці А.2

1	2	3	4	5	6	7	8
Дріт арматурний високоміцний круглий (гладкий) В-II	3	1575	1,25	1260			2,0
	4	1470		1180			
	5	1365		1100			
	6	1260		1010			
	3	1575		1215			
	4	1470		1145			
Дріт арматурний високоміцний періодичного профілю Вр-II	5	1365	1,25	1045			2,0
	6	1260		980			

Додаток Б
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			

Примітка

$$\xi = x/d,$$

$$\alpha_0 = 1 - 0,5\xi,$$

$$A_0 = \xi(1 - 0,5\xi).$$

Додаток В
Сортамент арматури

Таблиця В.1 – Розрахункові площі поперечних перерізів і маса арматури, сортамент гарячекатаної стержневої арматури періодичного профілю, звичайного і високоміцного дротів

Діаметр, мм	Розрахункові площі поперечних перерізів, см ² , при кількості стержнів										Маса, кг/м	Діаметр, мм	Сортамент гарячекатаної арматури періодичного профілю із сталі класів						Сортамент арматурного дроту								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			11	12	13	A280	A400	A600	Aт600	A800	Aт800	Aт1000	звичайного	високоміцного			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16												
3	0,071	0,140	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055 (0,051)	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×			
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098 (0,090)	4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×	×		
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154 (0,139)	5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	6	-	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	7	-	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,01	3,02	3,02	4,02	4,53	5,03	0,395	8	-	×	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	×	×

Продовження таблиці В.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14				15	16
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499	9	-	-	-	-	-	-
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617	10	×	×	×	×	×	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	12	×	×	×	×	×	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	14	×	×	×	×	×	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578	16	×	×	×	×	×	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998	18	×	×	×	×	×	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	20	×	×	×	×	×	-
22	3,801	7,6	11,4	15,20	19,00	22,81	16,61	30,41	34,21	38,01	2,984	22	×	×	×	×	×	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	25	×	×	×	×	×	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834	28	×	×	-	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313	32	×	×	-	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,99	36	×	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,87	40	×	-	-	-	-	-

Примітка 1. Значком × відмічені прокатні діаметри.

Примітка 2. У дужках указана маса другу Вр500

Таблиця В.2 – Сортамент і розрахункові площі перерізів зварних сіток [6]

Марка сітки	Розрахункові площі перерізів												Поперечних стержнів, см ² на 1 м довжини
	усіх повздовжніх стержнів, см ² , при ширині В, мм												
	900	1100	1300	1400	1500	1700	2300	2500	2700	2900	3500		
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
200/250/3/3	0,43	0,50	-	0,57	0,64	0,71	0,92	0,99	1,07	1,14	-	-	0,28
150/250/3/3	0,50	0,57	-	0,71	0,78	0,85	1,14	1,28	1,35	1,42	-	-	0,28
200/250/4/3	0,76	0,88	-	1,01	1,13	1,26	1,64	1,76	1,89	2,02	-	-	0,28
150/250/4/3	0,88	1,01	-	1,26	1,39	1,51	2,02	2,27	2,39	2,52	-	-	0,28
200/200/3/3	-	0,50	0,57	0,57	0,64	0,71	0,92	0,99	1,07	1,14	1,35	-	0,36
200/200/5/3	-	1,37	1,57	1,57	1,76	1,96	2,55	2,74	2,94	3,14	3,72	-	0,36
150/150/3/3	-	0,57	0,71	0,71	0,78	0,85	1,14	1,28	1,35	1,42	1,70	-	0,47
200/250/5/4	1,18	1,37	-	1,57	1,76	1,96	2,55	2,74	2,94	3,14	-	-	0,50
150/250/6/4	1,98	2,26	-	-	3,11	-	4,53	5,09	5,38	5,66	-	-	0,50
100/250/6/4	2,83	3,40	-	-	4,53	-	6,79	7,36	7,92	8,49	-	-	0,50
250/200/3/4	0,36	0,43	0,43	-	-	0,57	0,78	-	-	0,99	1,14	-	0,63
100/100/3/3	-	0,85	0,99	1,07	1,14	1,28	1,70	1,85	1,99	2,13	2,56	-	0,71
150/250/9/5	4,45	5,09	-	-	7,00	-	10,18	11,45	12,08	12,72	-	-	0,78
100/250/9/5	6,36	7,63	-	-	10,18	-	15,26	16,54	17,81	19,08	-	-	0,78
250/150/3/4	0,36	0,43	0,43	-	-	0,57	0,78	-	-	0,99	1,14	-	0,84
250/150/4/5	0,63	0,76	-	-	-	1,01	1,39	-	-	1,76	2,02	-	1,31
100/100/5/5	-	2,35	2,74	2,94	3,14	3,53	4,70	5,10	5,49	5,88	7,06	-	1,96

Продовження таблиці В.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
250/200/4/8	0,63	0,76	0,76	-	-	1,01	1,39	-	-	1,76	2,02	2,52
200/200/8/8	-	-	-	-	-	-	6,54	7,04	-	-	-	2,52
150/150/7/7	-	3,08	3,85	3,85	4,24	4,62	6,16	6,93	7,32	7,70	9,24	2,57
200/200/9/9	-	-	-	-	-	-	9,27	8,90	-	-	-	3,18
100/100/7/7	-	4,62	5,39	5,78	6,16	6,93	9,24	10,01	10,78	11,55	13,86	3,85
250/150/5/9	0,98	1,18	1,18	-	-	1,57	2,16	-	-	2,74	3,14	4,24
150/150/9/9	-	-	-	-	-	-	10,18	11,45	-	-	-	4,24
100/100/8/8	-	-	-	-	-	-	12,07	13,08	-	-	-	5,03
100/100/9/9	-	-	-	-	-	-	15,26	16,54	-	-	-	6,36

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

N_l/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
А При площі перерізу проміжних стержнів, розташованих біля граней, паралельних до розглянутої площини, меншій ніж $1/3(A_s+A'_s)$								
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 до розглянутої площини, більшій ніж $1/3(A_s+A'_s)$								
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 повздовжніх та поперечних стержнів при зварюванні

Діаметр повздовжніх 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

РОЗРАХУНОК БАГАТОПОВЕРХОВОЇ
ПРОМИСЛОВОЇ БУДІВЛІ

МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ
до курсової роботи з дисципліни
«ЗАЛІЗОБЕТОННІ ТА КАМ'ЯНІ КОНСТРУКЦІЇ»

Відповідальний за випуск Партала Н. М.

Редактор Еткало О. О.

Підписано до друку 30.06.21 р.

Формат паперу 60x84 1/16. Папір писальний.

Умовн.-друк. арк. 4,25. Тираж 5. Замовлення №

Видавець та виготовлювач Український державний університет
залізничного транспорту,
61050, Харків-50, майдан Фейєрбаха, 7.
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи ДК № 6100 від 21.03.2018 р.