

Міністерство освіти і науки України  
Харківський національний автомобільно-дорожній університет

**МЕТОДИЧНІ ВКАЗІВКИ**  
**ДО КУРСОВОГО ПРОЕКТУ**  
**"МОНОЛІТНІ ЗАЛІЗОБЕТОННІ КОНСТРУКЦІЇ"**  
**З ДИСЦИПЛІНИ "БУДІВЕЛЬНІ КОНСТРУКЦІЇ"**  
для студентів спеціальності 7.092106  
для денної та заочної форми навчання

Укладачі:  
Кривоносов Ю.Ф.  
Бережна К.В.  
Більченко А.В.  
Бугаєвський С.О.  
Чугуєнко А.М.

Харків ХНАДУ 2002

Методичні вказівки розроблені для студентів, які навчаються за спеціальністю 7.092105 „Автомобільні дороги і аеродроми” та 7.092106 „Мости і транспортні тунелі” дорожньо-будівельного факультету, і виконують курсовий проект „Несучі залізобетонні конструкції” за дисципліною „Будівельні конструкції”. Вказівки також можуть бути використані студентами при вивченні спеціального курсу „Мости і спорудження на дорогах”, а також при дипломному проектуванні.

Мета курсового проекту – закріплення теоретичних знань з розділу „Залізобетонні конструкції”, набуття практичних навиків самостійного вирішення інженерних задач і підвищення якості підготовки спеціалістів-дорожників.

На відміну від існуючих методичних вказівок тут розглядається конструктивне рішення багатоповислої промислової будівлі у вигляді монолітного залізобетонного каркаса (рис. 1) з ребристими перекриттями та збірним залізобетонним покриттям і несучими цегляними стінами. В наш час це рішення більш актуальне в будівництві.

### ЗМІСТ ПРОЕКТУ

Проект виконують за індивідуальними завданнями, які видаються кафедрою. У завданні задають розміри будівлі в плані, кількість і висоту поверхів, тимчасове навантаження на поверх, характеристику матеріалів залізобетонних конструкцій, умовний розрахунковий опір ґрунтових основ, район будівництва. Інші необхідні для проектування дані студенти приймають самостійно у процесі виконання роботи, використовуючи нормативно-довідкову та науково-технічну літературу.

Курсовий проект повинен складатися із розрахунково-пояснювальної записки об'ємом 25—30 сторінок, із розрахунковими схемами і ескізами, а також графічної частини на двох аркушах формату А1.

У розрахунково-пояснювальній записці має бути наведено:

1. Варіантне проектування з планувально-конструктивного рішення будівлі та методика визначення найбільш економічного варіанта.
2. Розрахунок монолітних залізобетонних елементів будівлі (балкової плити, другорядної балки, колони).
3. Розрахунок і конструювання фундаменту під колону першого поверху.
4. Розрахунок збірної попередньо-напруженої балки покриття.

Пояснювальна записка повинна складатися із вступу, варіантного проектування, розрахунків і конструювання залізобетонних елементів і списку використаної літератури.

В розділі „Варіантне проектування” необхідно розглянути три варіанти планувального та конструктивного рішення заданої будівлі і на основі ескізного

техніко-економічного порівняння вибрати найбільш економічний варіант будівлі. Слід навести короткий опис варіантів і стисло методику техніко-економічних порівнянь.

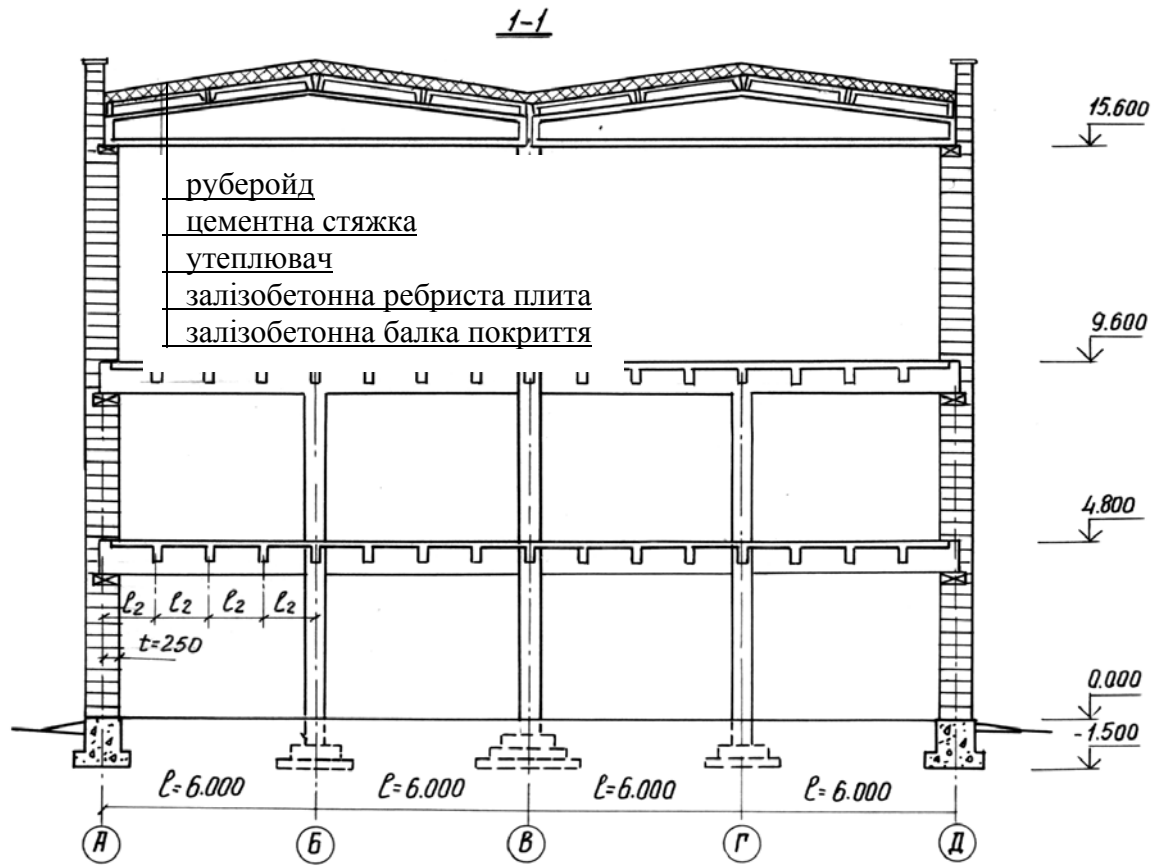


Рис. 1. Конструктивна схема багатоповерхового будинку (переріз)

У розділі „Розрахунок залізобетонних елементів” за першим граничним станом (за несучою здатністю) розраховують усі несучі елементи каркаса. Розрахунок за другим граничним станом може виконуватися за вказівкою викладача.

На першому аркуші графічної частини необхідно накреслити: план будівлі, повздовжній і поперечний розрізи, фрагмент фасаду, вузли сполучень елементів конструкцій будівлі (за завданням викладача), робочі креслення несучих елементів покриття будівлі у вигляді опалубних та арматурних креслень. На другому аркуші повинно бути наведено: опалубні та арматурні креслення залізобетонних міжповерхових перекриттів (головної та другорядної балок і плити), колони та фундаменту. Також будують епюри матеріалів, складають специфікацію та вибірку арматури на один елемент.

На захисті курсового проекту студент повинен відповісти на запитання, які пов’язані з розрахунком і конструюванням несучих елементів курсового проекту та варіантним проектуванням.

## 1. ВАРІАНТНЕ ПРОЕКТУВАННЯ

В курсовому проекті для зменшення об’єму розрахунків розглядають багатопверхову будівлю з неповним каркасом (рис. 1). За функціональним

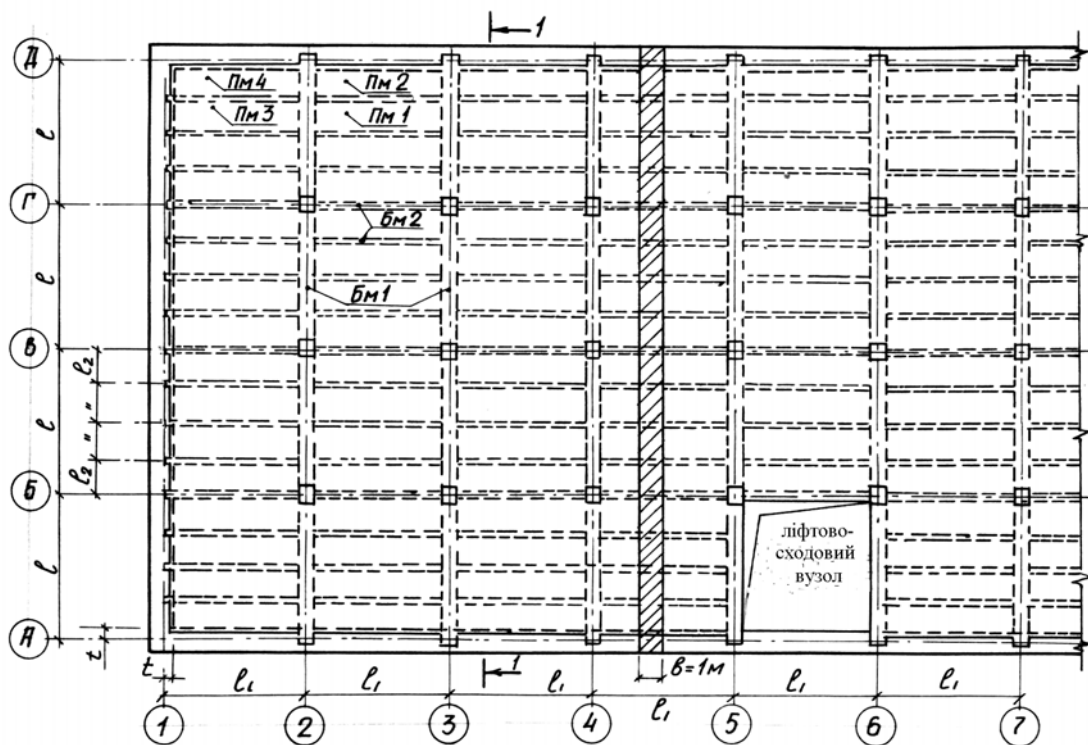


Рис. 2. Схема монолітного ребристого перекриття (фрагмент плану):  
Бм1 – головні балки, Бм2 – другорядні балки, Пм1-Пм4 – плити

призначенням вона відноситься до промислової будівлі.

Каркас будівлі складається із вертикальних елементів – колон, затиснених у фундамент, і горизонтальних елементів – головних і другорядних балок, які жорстко з'єднані із колонами. Монолітний каркас передбачає роботу єдиної плоскої системи перекриття. При завантаженні одного із елементів будівлі в роботу включаються і другі елементи, тобто система статично невизначена.

Студент повинен чітко уявити, що основними видами монолітних перекриттів є залізобетонні ребристі і плоскі перекриття: балкові та безбалкові.

В безбалкових перекриттях плита безпосередньо спирається на несучі стіни або колони. До складу балкових перекриттів входять балки, які ідуть в одному або двох напрямках, і плити. Основні типи балкових монолітних перекриттів:

- монолітні ребристі з балковими плитами;
- монолітні ребристі з плитами, які оперті по контуру і працюють у двох напрямках.

Монолітне ребристе перекриття з балковими плитами і відношенням боків  $l_1/l_2 > 2$  складається з плит, які працюють у меншому напрямку, та другорядних і головних балок. Всі елементи перекриття зв'язані між собою (рис. 1,2).

Другорядні балки спираються на головні балки, які, в свою чергу, спираються на колони та зовнішні стіни.

Головні балки розміщують як у поперечному, так і у повздовжньому напрямку будинку, який має проліт 6...9 м. Другорядні балки розміщують так, щоб вісь однієї з балок збігалася з віссю колон. Проліт другорядних балок може складати 5...7 м, плити — 1,5...3 м.

Товщину плити з економічних міркувань приймають можливо меншою, тому що витрата бетону на плиту складає 40...60% загальної витрати бетону на перекриття. Мінімальні її значення складають: для міжповерхових перекриттів промислових будинків – 6 см, для міжповерхових перекриттів цивільних будинків – 5 см.

Товщину балкової плити призначають:

- для плит, облямованих з усіх боків монолітно зв'язаними з нею

$$\text{балками } h_f \geq \frac{1}{45} l_2 \text{ (ПМ на рис. 2);}$$

- за відсутності облямівки балками хоча б з однієї сторони  $h_f \geq \frac{1}{35} l_2$  (ПМ2—ПМ4 на рис. 2).

При значних тимчасових навантаженнях може бути потрібним збільшення товщини плити. Студенту необхідно знати таке: чим більше товщина плити, тим менше витрати арматури.

Разом з тим плита товщиною більше 12 см стає економічно неефективною через надмірну витрату бетону. Оптимальна товщина плити знаходиться в межах 5...12 см.

Попередні розміри товщини плити залежно від діючого навантаження на перекриття і відстані між другорядними балками рекомендується призначати за табл. 1.

Таблиця 1

Призначення товщини плити залежно від навантаження

Корисне навантаження, Н/м <sup>2</sup>	Товщина плити $h_f$ , см				
	5	6	7	8	9
	Відстань між другорядними балками $l_2$ , м				
3000	2,6—2,4	3,0—2,8			
5000	2,2—2,0	2,7—2,5	3,0—2,8		
7500	1,8—1,6	2,3—2,1	2,7—2,5	3,0—2,8	
10000	1,5	2,0—1,8	2,4—2,2	2,7—2,5	3,0—2,8
12500		1,7—1,6	2,2—2,0	2,5—2,3	2,7—2,5
15000		1,5	2,0—1,8	2,2—2,0	2,5—2,3
20000			1,7—1,5	2,0—1,8	2,2—2,0
25000				1,8—1,6	2,0—1,8
30000				1,5	1,7—1,5

Висота перерізу другорядних балок складає звичайно  $h_g = \left( \frac{1}{12} - \frac{1}{20} \right) l_1$ ,  
 $\frac{1}{15} - \frac{1}{15}$   
 головних балок  $h_2 = \left( \frac{1}{8} - \frac{1}{15} \right) l_1$ . Ширину перерізу ребер балок приймають  $b = (0,3 \dots 0,5)h$ . З метою уніфікації висоту балок призначають кратною 50 мм, якщо вона не більше 600 мм, і кратною 100 мм при великих розмірах. Ширину приймають кратною 50 мм.

На наступних етапах проектування прийняті розміри плити і балок варто перевірити за розрахунковими умовами граничних станів і в разі потреби скорегувати.

Глибину спирання несучих елементів перекриття на кам'яну кладку стін рекомендується приймати із умови достатньої довжини зони анкерування арматури за межами опор і міцності кладки при місцевому стисненні, але не менше: 25 см – для головних балок; 20 см – для другорядних балок; 10 см – для плит. У цегляних стінах глибину спирання балок і плит приймають кратною розмірам цегли (рис. 6,а).

Для зменшення напружень зминання та більш рівномірного розподілення тиску на стіни у місцях спирання балок під них необхідно класти спеціальні залізобетонні або бетонні розподілюючі опорні плити – подушки товщиною не менше 14 см (рис.1,4).

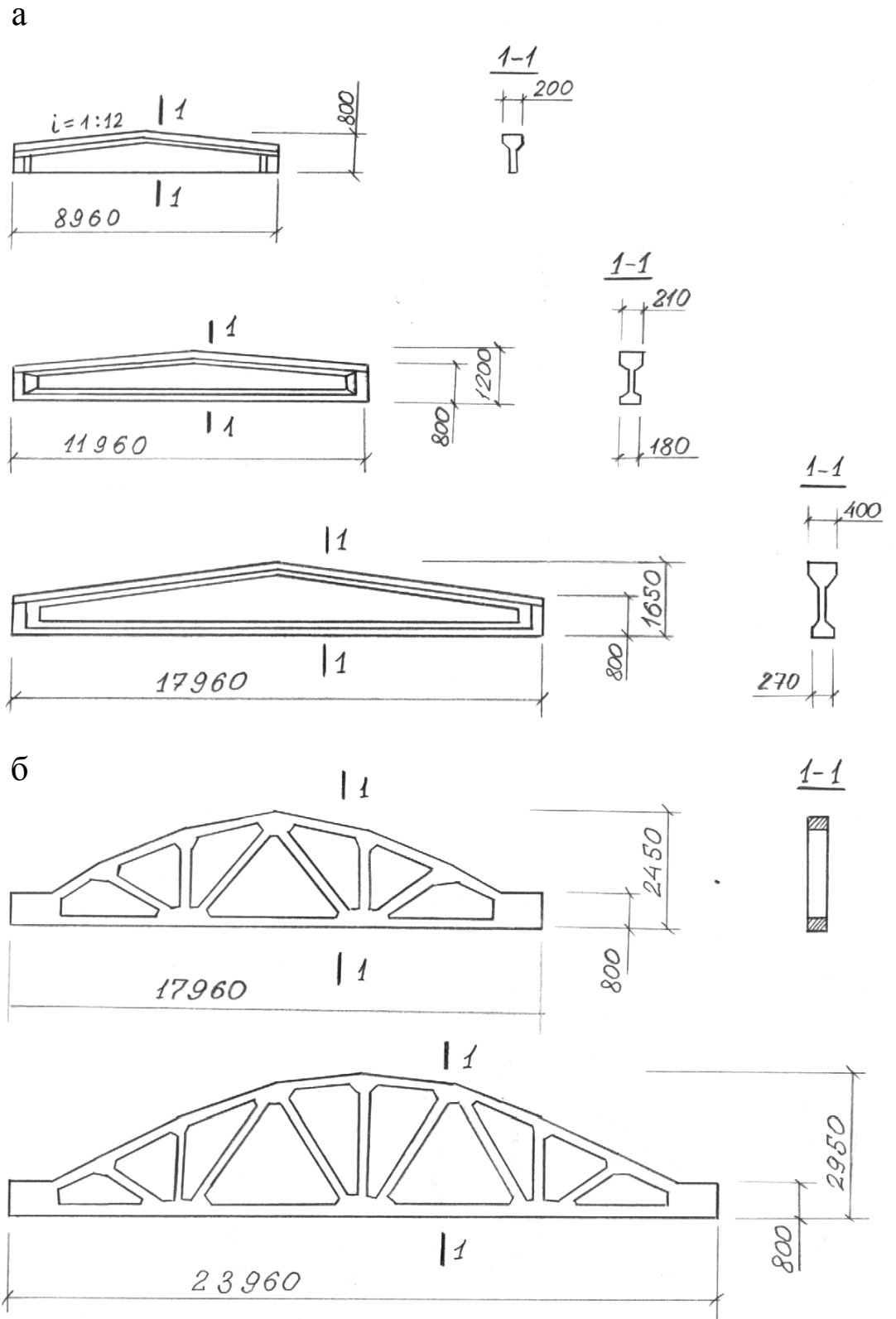


Рис. 3. Ригелі покриття: а – двоххилі балки, б – сегментні ферми

Кам'яні стіни виконують із штучних (цегла, бетон і т.п.) або природних (туф, вапняк і т.п.) каменів. Частіше за все при будівництві будівель використовують цеглу.

Компонування варіантів монолітного залізобетонного каркаса варто почати з розбиття сітки колон відповідно до заданих величин розмірів будинку в плані. Колони повинні розташовуватися на перетині повздовжніх (буквених) і поперечних (цифрових) розбивних осей. Оскільки верхню частину будинку виконують зі збірних залізобетонних елементів, то компонування повинно здійснюватися з урахуванням вимог об'ємно-планувальних рішень при зведенні будинків зі збірних елементів. Це можливо тільки з умови, якщо призначення розмірів між осями буде підпорядковуватися модульній системі. Таким чином, модульна сітка нижньої (монолітної) частини будинку може складати  $6 \times 6$  і  $6 \times 9$  м, верхньої (зі збірних елементів) –  $6 \times 12$  м;  $6 \times 18$  м;  $6 \times 24$  м;  $12 \times 12$  м;  $12 \times 18$  і  $12 \times 24$  м.

Якщо сітка колон  $6 \times 9$  м у перекриттях з балковими плитами, головні балки слід розташовувати повздовж осей поперечних рядів колон; при цьому проліт головних балок такий, як проліт будівлі, а їх крок такий, як крок колон.

Якщо сітка колон  $6 \times 6$  м, головні балки розташовують як у поперечному, так і у повздовжньому напрямку будівлі.

Другорядні балки розташовують ортогонально відносно головних балок. Таким чином, виявляється, що проліт другорядних балок дорівнює кроку головних балок (рис. 2).

Необхідно також розглянути декілька варіантів другорядних балок і відповідних товщин плит (використовуючи табл.1) для подальшого порівняння та вибору найбільш економічного варіанта.

По периметру будівлі розташовують несучі стіни. Прив'язку стін до розбивних осей необхідно виконувати відповідно до основних положень з уніфікації об'ємно-планувальних і конструктивних рішень будівель.

У разі спирання на стіни несучих балок перекриття при цегляних стінах товщиною не менше 380 мм  $t = 250$  мм, де  $t$  — відстань від внутрішньої межі стіни до розбивної осі будівлі (рис. 1,4).

У випадку спирання на стіни тільки плит перекриття (наприклад, монолітні залізобетонні плити безбалкових перекриттів або збірних залізобетонних плит) –  $t = 130$  мм.

Щоб зменшити зусилля від температури і усадки, будівлі розділяють по довжині та по ширині температурно-усадочними швами.

В опалювальних будинках з монолітним залізобетонним каркасом при температурі вище мінус  $40^0$  і при прийнятій конструктивній схемі будинку необхідно передбачити розбиття надземної частини будинку температурно-усадочними швами по довжині і ширині на деформаційні блоки з розмірами не більше 60 м.

Найбільш чіткий температурно-усадочний шов у конструкціях будинку створюється пристроєм парних колон і парних балок по них.



Порівняння варіантів для монолітних ребристих перекриттів рекомендується робити за приведеною висотою перекриття, що являє собою еквівалентну висоту умовно плитного (плоского) перекриття, яке дорівнює за обсягом ребристому. Приведену висоту варто визначати за формулою

$$H_{np} = \sum h_i = h_f + h'_{\partial.б} + h'_{з.б} + h'_k,$$

де  $h'_{\partial.б}$ ,  $h'_{з.б}$ ,  $h'_k$  — приведені висоти другорядних і головних балок, колон, визначених як об'єм бетону відповідних елементів каркаса, віднесений до одиниці площі перекриття.

$$h'_{\partial.б} = \frac{(h_{\partial.б} - h_f)b_{\partial.б}n_1}{B(A)},$$

$$h'_{з.б} = \frac{(h_{з.б} - h_f)b_{з.б}n_2}{A(B)},$$

$$h'_k = \frac{[H_k - h_{з.б}(k-1)]b_k^2n_3}{AB},$$

де  $h_{\partial.б}$ ,  $b_{\partial.б}$  — висота і ширина другорядних балок;

$h_{з.б}$ ,  $b_{з.б}$  — висота і ширина головних балок;

$h_f$  — товщина перекриття;

$H_k$ ,  $b_k$  — повна висота колони та розмір поперечного перерізу;

$n_1$ ,  $n_2$  — число ниток другорядних і головних балок;

$n_3$  — кількість колон;

$k$  — кількість поверхів;

$A$ ,  $B$  — розміри перекриття будівлі (довжина та ширина).

У формулу для визначення  $h'_{\partial.б}$  та  $h'_{з.б}$  необхідно брати одну з величин  $A$  або  $B$ , перпендикулярну до напрямку балки, що розглядається.

Варіант перекриття, який має найменшу приведену висоту, є найбільш економічним. Після порівняння варіантів студент вибирає кінцевий варіант для подальшого проектування.

## 2. РОЗРАХУНОК МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОНИХ ЕЛЕМЕНТІВ БУДІВЛІ (перекриття і колон)

Перш ніж приступити до розрахунків монолітних залізобетонних конструкцій будівлі, студент повинен зібрати всі діючі на кожний елемент навантаження, а потім визначити зусилля, які виникають від них в елементі за його розрахунковою схемою.

### 2.1. РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО СКЛАДЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Складення розрахункових схем несучих елементів є важливим етапом розрахунків, які вимагають знань курсу будівельної механіки і теорії залізобетону.

В будівлях з неповним каркасом, коли ригель рами (повздовжні і поперечні балки перекриття) на крайніх опорах шарнірно спирається на несучі зовнішні стіни та має однакові прольоти, статичний розрахунок багатопверхових поперечних і повздовжніх рам можна не виконувати, а прийняти для визначення зусиль в елементах каркаса спрощену схему. За цією схемою ригелі багатопверхових рам розглядають як нерозрізні багатопрольотні балки на шарнірних опорах, а колони — як окремі (для кожного поверху) стиснуті елементи.

В монолітних залізобетонних перекриттях балки і плита деформуються під навантаженням разом. Однак урахування спільної роботи цих елементів є складним завданням. Без суттєвого зменшення точності розрахунків можна прийняти спрощену розрахункову схему плити. За цією схемою повздовжні та поперечні балки розглядають як нерухомі опори багатопрольотної у двох напрямках нерозрізної пластини. На ділянках між опорами при відносно великій товщині плити ( $h_f \geq 1/30 l_2$ ) може виникнути суттєвий ефект аروحного розпору. Подальше спрощення розрахункової схеми плити слід виконувати залежно від співвідношення сторін плити  $l_1$  і  $l_2$ .

Точні розрахунки показують, що при співвідношенні сторін  $l_1/l_2 \leq 2$  плита під навантаженням опиняється в двохосьовому напруженому стані, при якому згинальні моменти у напрямку обох прольотів є величинами одного порядку. Величини прольотних і опорних моментів можна визначити з припущенням пружної роботи плити за допомогою таблиць (автори А.С.Колманюк, А.Ф.Смотров та інші) або з урахуванням розвитку пластичних деформацій за методом граничної рівноваги.

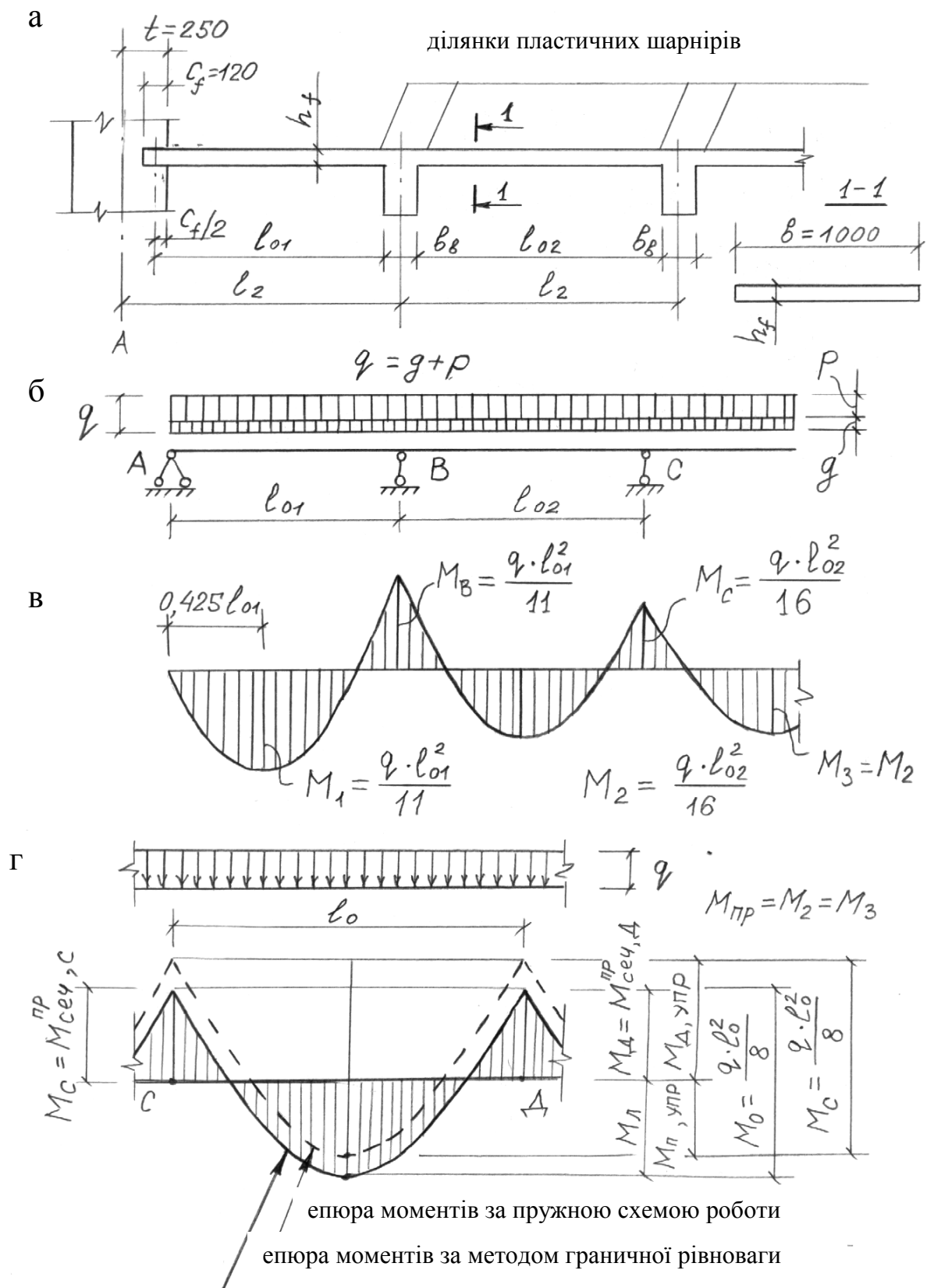


Рис. 6. Балкова плита: а – розрахункова модель; б – розрахункова схема; в – обвідна епюра згинальних моментів; г – до побудови епюри перерозподілення моментів

Якщо  $l_1/l_2 > 2$ , то плита під навантаженням практично працює в одноосно напруженому стані, при якому згинальні моменти вздовж довгих прольотів практично дуже малі. Тому вводять спрощуючі припущення, що плита працює тільки вздовж крайніх прольотів, тобто працює за балковою схемою і називається балковою плитою.

Розрахункову модель балкової плити слід приймати у вигляді смуг шириною  $b=1,0$  м (рис. 2). Розрахункова схема такої смуги — багатопрольотна нерозрізна балка з розподіленням вздовж прольотів постійним  $g$  і тимчасовим  $p$  навантаженням (рис. 6,б).

Розрахункові прольоти  $l_{oi}$  рекомендується визначати за рис. 6,а. Опорні та прольотні згинальні моменти в поперечних перерізах балкової плити рекомендується визначити з урахуванням їх перерозподілу внаслідок розвитку пластичних шарнірів — за методом граничної рівноваги.

Метод граничної рівноваги розроблено радянським вченим проф. А.А.Гвоздевим. Суть цього методу при розрахунку статично не визначених залізобетонних конструкцій полягає в тому, що при розрахунку враховують перерозподіл зусиль.

В залізобетонних елементах, які працюють на згин, вже в ранніх стадіях навантаження у розтягнутій зоні з'являються тріщини (перші тріщини виникають при напруженні у розтягнутій арматурі  $\sigma_s=30...35$  МПа, тобто  $300...350$  кг/см<sup>2</sup>).

При збільшенні навантаження число тріщин збільшується, розміри їх стають значними. У найбільш навантаженому перерізі елемента виникає ділянка великих пластичних деформацій, де напруження в арматурі досягає границі текучості. У перерізі виникають пластичні шарніри (рис. 6,а).

Гранична несуча здатність за моментами перерізу елемента з пластичним шарніром (рис. 7)

$$M_{nep}^{np} = \sigma_y A_s Z_b = R_{sn} A_s Z_b.$$

При подальшому збільшенні зовнішнього навантаження на елемент перерізу із пластичним шарніром виключається із подальшої роботи і вже не може сприймати додаткового згинального моменту. Значення згинального моменту  $M$  у цьому перерізі буде залишатися таким же, як і раніше, тобто  $M=M_{nep}^{np}$ . Але деформації в пластичному шарнірі будуть зростати. Щоб не виникало руйнування елемента на ділянці пластичного шарніру в результаті роздавлювання бетону, напруження в стиснутому бетоні обов'язково повинні бути меншими, ніж розрахунковий опір бетону, тобто  $\sigma_b < R_b$  (рис.7).

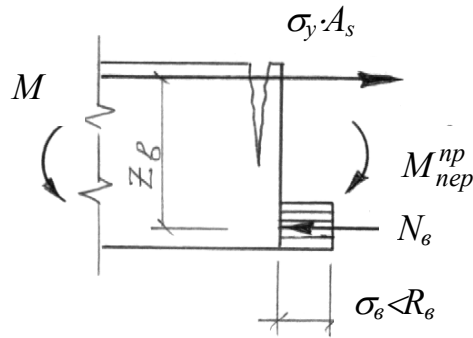


Рис. 7. Розрахункова схема перерізу з пластичним шарніром

Сприйняти додатковий згинальний момент від збільшення навантаження повинні другі перерізи: виникання моментів між перерізами зігнутого елемента.

У нерозрізній балці (балковій плиті), яка розрахована методом будівельної механіки за пружною схемою, опорні моменти на обвідній епюрі моменти більш прольотних —  $M^{np}$  (рис. 6,г), Якщо з'являються пластичні шарніри в опорних перерізах, то опорні моменти зменшуються, а прольотні збільшуються (рис. 6,г). Можна штучно вирівняти моменти, поставивши арматуру за розрахунком на опорі і в прольоті, що приведе до економії сталі на 20...80 %.

Для обмеження розкриття тріщин у пластичних шарнірах необхідно, щоб перерозподілений опорний момент не дуже різко відрізнявся від моменту в пружній схемі і був не менше 70%.

Розрахункова схема, яка рекомендується для головних і другорядних балок, — багатопрольотна нерозрізна балка, в якій згинальні моменти і поперечні сили визначають за методом граничної рівноваги (рис. 2).

## 2.2. РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ РОЗРАХУНКОВИХ ХАРАКТЕРИСТИК МАТЕРІАЛІВ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

Для монолітного залізобетону ребристих перекриттів, колон і фундаментів застосовують важкий бетон. Клас бетону, який рекомендується, за міцністю на стиск — не менше В15. Для сильно навантажених залізобетонних стиснутих стержнів В25 (наприклад для колон нижніх поверхів).

Для монолітних залізобетонних конструкцій арматура, що рекомендується, класів А-I, А-II, А-III та Вр-I. Для несучих елементів, які сприймають навантаження, застосовують арматуру класів А-II і А-III.

Розрахунковий опір бетону і арматури приймають за таблицями БНіП або за табл. 2 і 3 з урахуванням коефіцієнта  $\gamma_{b2}$ , який враховує умови експлуатації конструкції для збільшення міцності конструкцій при вологості навколишнього середовища більше 75% —  $\gamma_{b2}=1$ , в інших випадках —  $\gamma_{b2}=0,9$ .

Таблиця 2

## Міцнісні характеристики бетону

Клас бетону	Розрахунковий опір бетону для граничних станів				Початковий модуль пружності бетону $E_b$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
	першої групи		другої групи		
	стиск $R_b$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	розтяг $R_{bb}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	стиск $R_{b, ser}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	розтяг $R_{bb, ser}$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )	
B15	8,5(86,7)	0,75(7,65)	11(112)	1,15(11,7)	$2,3 \cdot 10^4$ ( $2,35 \cdot 10^5$ )
B20	11,5(117)	0,9(9,18)	15(153)	1,4(14,3)	$2,7 \cdot 10^4$ ( $2,75 \cdot 10^5$ )
B25	14,5(148)	1,05(10,7)	18,5(189)	1,6(16,3)	$3 \cdot 10^4$ ( $3,06 \cdot 10^5$ )
B30	17(173)	1,2(12,2)	22(224)	1,8(18,4)	$3,25 \cdot 10^4$ ( $3,1 \cdot 10^5$ )
B35	19,5(199)	1,3(13,3)	25,5(260)	1,95(19,9)	$3,45 \cdot 10^4$ ( $3,5 \cdot 10^5$ )

Таблиця 3

## Міцнісні характеристики арматури

Клас сталі	Діаметр арматури, мм	Розрахунковий опір арматури для граничних станів першої групи, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )			Модуль пружності $E_s$ , МПа (кгс/см <sup>2</sup> )
		розтягу		стиску $R_{sc}$	
		повздожній $R_s$	поперечний $R_{sw}$		
A-I	6...40	225(2300)	175(1800)	225(2300)	$2,1 \cdot 10^5$ ( $2,1 \cdot 10^6$ )
A-II	10...40	280(2850)	225(2300)	280(2850)	$2,1 \cdot 10^5$ ( $2,1 \cdot 10^6$ )
A-III	6...8	355(3600)	285(2900)	355(3600)	$2 \cdot 10^5$ ( $2 \cdot 10^6$ )
	10...40	365(3750)	290(3000)	365(3750)	
Bp-I	3	375(3850)	270(2750)	375(3850)	$1,7 \cdot 10^5$ ( $1,7 \cdot 10^6$ )
	4	365(3750)	265(2700)	365(3750)	
	5	360(3700)	260(2650)	360(3700)	

## 2.3. РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ВИЗНАЧЕННЯ НАВАНТАЖЕННЯ

Студент повинен знати, що залежно від тривалості дії розрізняють дві категорії навантажень: постійні і тимчасові.

Тимчасові навантаження мають три різновидності: довгострокові, короткострокові й особливі.

До постійного навантаження на перекриття відносяться всі огорожувальні (підлога) і несучі елементи перекриттів, постійні перегородки. До постійного навантаження на покриття — вагу огорожувальних і несучих елементів покрівлі (рис. 1).

Таблиця 4

## Навантаження від покриття на 1 м<sup>2</sup> плити

Найменування матеріалів	Щільність $\rho$ , кг/м <sup>3</sup>	Товщина, мм	Вага 1 м <sup>2</sup> , Н/м <sup>2</sup> (кгс/м <sup>2</sup> )
Залізобетон на основі важкого бетону	2400		
Підлога:			
Асфальтобетонний	2100	50	1000 (100)
Ксилолітовий		20	280 (28)
Із керамічної плитки		15	290 (29)
Лінолеум по цементній стяжці (40 мм) із звукоізоляційним шаром із шлаку (60 мм)		110	1850 (185)
Паркет по мастиці із звукоізоляційним шаром із деревно-стружкових плит		90	1000 (100)
Огородження покрівлі			
Покрівля рулонна тришарова (три шари руберойду на бітумній мастиці)			100 (10)
Цементно-піскова стяжка	1900	15	290 (29)
Утеплювачі:			
Термоізоляційні плити, керамзит, насипний шлак гранульований			
Пароізоляція (руберойд або толь)			30 (3)

Конструктивне рішення огорожувальних елементів перекриття і покриття студент повинен прийняти, використовуючи довідкову літературу і знання з курсу " Архітектура будівель і споруд ".

У випадку недостатньої кількості літератури при визначенні навантажень від власної ваги перекриття і покриття як приклад можна використати дані табл. 4.

До складу тимчасового навантаження на перекриття входить корисне навантаження (від ваги технологічного устаткування, обробних виробів і людей). Корисне тимчасове навантаження складається із двох частин: довготривале (від ваги стаціонарного устаткування) і короткочасне (від ваги виробів і людей). В цій курсовій роботі корисне тимчасове навантаження задано студенту в індивідуальному завданні. Розподіл цього навантаження на довготривале і короткочасне слід виконувати, погоджуючи його з викладачем.

Тимчасовим навантаженням на покрівлю будівлі (покриття) буде навантаження від снігу.

### 2.4 РОЗРАХУНОК БАЛКОВОЇ ПЛИТИ РЕБРИСТОГО ПЕРЕКРИТТЯ

Розрахункова модель і розрахункова схема балкової плити шириною  $b=100$  см показані на рис.2, 6,а, 6,б.

Для тимчасового навантаження  $p_n = p_{n(дл)} + p_{n(кр)} = 16000 \text{ Н/м}^2$  при кроці другорядних балок  $l_2 = 1,5 \text{ м}$  (рис. 1, 2) за табл. 1 попередній розмір товщини плити  $h_f = 6 \text{ см}$ . Підлога асфальтобетонна.

Розміри навантаження, яке діє на  $1 \text{ м}^2$  плити перекриття, рекомендується виконувати у табличній формі (табл. 5).

Таблиця 5

Збирання навантаження на  $1 \text{ м}^2$  плити перекриття

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, $\text{Н/м}^2$	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, $\text{Н/м}^2$
Постійні $g$ : асфальтобетонна підлога	1000	1,2	1200
власна вага плити	$0,06 \cdot 24000 = 1440$	1,1	1584
Тимчасове $p$ : довгострокове $p_{(дл)}$	16000	1,2	12000
короткочасне $p_{(кр)}$	6000	1,2	7200
Повне:	18440		21984

Розрахункове навантаження на один погонний сантиметр балкової плити:

$$g = 21984 \text{ Н/м}^2 : 100 \text{ см} = 219,84 \text{ Н/п.см} \approx 220 \text{ Н/п.см.}$$

При попередньо вибраній ширині другорядної балки  $b_b = 20 \text{ см}$

$$(h_b = 1/12 l_1 = 600/12 = 50 \text{ см}; b_b = 0,4 h_b = 20 \text{ см}),$$

розрахункові прольоти нерозрізної балкової плити (рис. 6,а):

$$l_{01} = l_2 - (b_b/2 + t) + c_f/2 = 150 - (20/2 + 25) + 12/2 = 121 \text{ см},$$

$$l_{02} = l_2 - 2b_b/2 = 150 - 2 \cdot 20/2 = 130 \text{ см}.$$

Максимальні згинальні моменти в прольоті і над опорами, які визначають за методом граничної рівноваги, слід приймати по обвідній епюрі моментів, яка наведена на рис. 6,а. В середніх прольотах, де плита оточена балками по всьому периметру, при відносно великій товщині плити  $h_f \geq 1/30 l_{02}$  допускається врахувати ефект арочного розпору шляхом зниження на 20% величини прольотних та опорних моментів (рис. 2). Арочний ефект враховують шляхом введення коефіцієнта умови роботи  $\gamma_c = 0,8$ . У крайньому прольоті і другій від краю опори такий ефект відсутній, тому що опора на кам'яній кладці не оточена балкою (рис. 2, 6,а).

При  $h_f = 6 \text{ см}$ ;  $h_f > l_{02}/30 = 130/30 = 4,33 \text{ см}$ .

Максимальні згинальні моменти балкової плити:

- перший проліт і друга від краю опора В—



$$M_1 = M_B = \frac{g \cdot l_{01}^2}{11} = \frac{220 \cdot 121^2}{11} = 292820 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

- середні прольоти (другий, третій і т.д.) і середні опори (С, Д і т.д.)—

$$M_2 = M_C = \gamma_c \frac{g \cdot l_{02}^2}{16} = 0.8 \frac{220 \cdot 130^2}{16} = 185900 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Розрахунок плит на поперечні сили, як правило, не виконують, оскільки в плитах всі поперечні зусилля  $Q$  сприймаються бетоном, тобто виконується умова

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} b h_0 = 0.6 R_{bt} b h_0.$$

Розрахунковий переріз балкової плити слід розглядати як прямокутний з

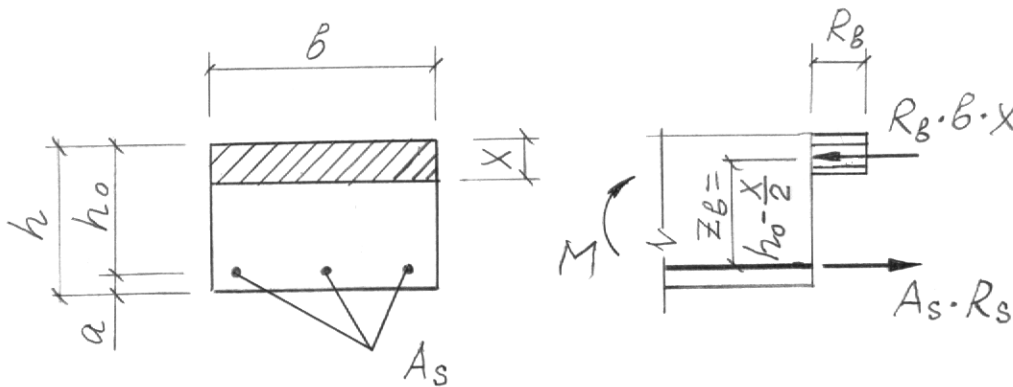


Рис. 8. Розрахункова схема зусиль у прямокутному перерізі з одинарною арматурою

одинарною арматурою, яка розміщена у розтягнутій зоні (рис. 8).

Підбір перерізу повинен виконуватися за методом граничного стану з використанням залежностей, які одержані з умови рівноваги внутрішніх зусиль у розрахунковому перерізі (1), а також умови рівноваги зовнішнього моменту  $M$  і моменту внутрішніх сил відносно центра ваги арматури (2) і площі стиснутого бетону (3)

$$R_s A_s = R_b b x \quad \text{або} \quad R_s A_s = R_b b \zeta h_0, \quad (1)$$

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b \zeta h_0 (h_0 - 0,5 \zeta h_0) = R_b b h_0^2 A_0, \quad (2)$$

$$M = R_s A_s (h_0 - 0,5x) = R_b b (h_0 - 0,5 \zeta h_0) = R_b b h_0 \eta, \quad (3)$$

де  $x$  — висота стиснутої зони бетону,

$h_0 = h - a$  — розрахункова висота перерізу,

$a$  — відстань від розтягнутої грані перерізу до центра ваги арматури,

$\zeta = x/h_0$  — відносна висота стиснутої зони (коефіцієнт),

$z_b = h_0 - 0,5x$  — плече пари внутрішніх зусиль у стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі

$$\eta = z_b/h_0 = (h_0 - 0,5x)/h_0 = 1 - 0,5\zeta,$$

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

Оптимальний процент армування для плит складає  $\mu\%=100\mu=0,3...0,6\%$ , де  $\mu$  — коефіцієнт армування

$$\mu = \frac{A_s}{b \cdot h_0}$$

$$\mu = \xi \frac{R_b}{R_s}$$

Замінімо в умові (1)  $A_s$  на  $\frac{R_b b \xi h_0}{R_s}$ , одержуємо

Використовуючи залежності (2) і (3), необхідно уточнити задану товщину плити врахуванням її економічного армування.

Приймаємо  $\mu = 0,45\%$ . Для арматури класу Вр-I діаметром  $d=4$  мм за табл. 3  $R_s = 365 \text{ МПа} = 36500 \text{ Па}$ ; для бетону класу В20 при  $\gamma_{b2}=0,9$  за табл. 2  $R_b = 0,9 \cdot 11,5 \text{ МПа} = 1035 \text{ Па}$ ,

$$\xi = \mu \frac{R_s}{R_b} = \frac{\mu\%}{100} \cdot \frac{R_s}{R_b} = \frac{0,45}{100} \cdot \frac{36500}{1035} = 0,159 < \xi_y = 0,25,$$

де  $\xi_y$  — гранична висота стиснутої зони плити, визначена за розрахунковим згинальним моментом на основі методу граничної рівноваги (принцип Лолейта)

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b b \xi \cdot (1-0,5\xi)}} = \sqrt{\frac{292820}{1035 \cdot 100 \xi \cdot 0,159 \cdot (1-0,5 \cdot 0,159)}} = 4,4 \text{ см}$$

Повна висота плити при товщині захисного шару — 10 мм.

$$h_f = h_0 + a = 4,4 + 1,2 = 5,6 \text{ см},$$

$$h_f = 6 \text{ см} \quad h_0 = 6 - 1,2 = 4,8 \text{ см}.$$

Підбір перерізів робочої арматури рекомендується виконувати в такій послідовності.

Прольотний і опорний моменти:  $M = 292820 \text{ Н} \cdot \text{см}$ .

1. Із умови (2) необхідно визначити коефіцієнт

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{292820}{1035 \cdot 100 \cdot 4,8^2} = 0,123$$

2. Знайти  $\xi$  за залежністю

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,123} = 0,132 < \xi_y = 0,25.$$

3. Із умови (1) визначити теоретично необхідну площу поперечного перерізу арматури

$$A_s = b h_0 \xi \frac{R_b}{R_s} = 100 \cdot 4,8 \cdot 0,132 \cdot \frac{1035}{36500} = 1,79 \text{ см}^2$$

4. За необхідною площею перерізу арматури для ширини перерізу плити  $b=1$  м за сортаментом необхідно підібрати фактичний переріз робочої арматури.

Приймаємо дві сітки С<sub>1</sub> — 100/250/4/4 ( $A_s = 1,26 \text{ см}^2$ ) і сітку 250/400/4/4 ( $A_s = 0,63 \text{ см}^2$ )

$$A_s^{\phi}=1,26+0,63=1,89 > A_s^{mp}=1,79\text{см}^2,$$

$$\mu\% = \frac{1,89}{100 \cdot 4,8} 100 = 0,39\%$$

У маркуванні сіток: перша цифра – крок робочої арматури, друга – крок розподільчої арматури, третя і четверта – відповідно діаметр робочої і розподільчої арматури.

В других перерізах  $M=185900 \text{ Н}\cdot\text{см}$

$$A_0 = \frac{18590}{1035 \cdot 100 \cdot 4,8^2} = 0,078$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,078} = 0,081,$$

$$A_s = 100 \cdot 4,8 \cdot 0,081 \cdot \frac{1035}{36500} = 1,10 \text{ см}^2$$

Приймаємо сітку  $C_1 - 100/250/4/4$   $A_s^{\phi}=1,26\text{см}^2 > A_s^{mp}=1,1\text{см}^2,$

$$\mu\% = \frac{1,26}{100 \cdot 4,8} 100 = 0,26\%$$

## 2.5. КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ

Після визначення інтенсивності армування плити необхідно на основі аналізу характеру зміни епюри моментів перейти до раціонального розміщення арматури вздовж прольотів плити (рис. 6,в).

Плити армуються сітками зварними, в'язаними і окремими стержнями.

Конструктивні схеми армування багатопрольотних плит залежать від товщини. Розрізняють безперервне і роздільне армування.

В плитах товщиною 50...70 мм при застосуванні зварних рулонних сіток і повздовжньому розміщенні робочої арматури (діаметр  $d=3...5\text{мм}$ ) допускається безперервне армування за схемою, яка показана на рис.9,а. Рулон розгортають по опалубці поперек другорядних балок. Сітки відгинають у місцях нульових моментів на відстані  $0,25 l_2$  від осі опори і укладають на верхню арматуру каркасів другорядних балок. При замуруванні плити у кам'яні стіни для сприйняття моментів від часткового затиснення плити арматурну сітку відгинають на відстань  $0,1 l_2$ . У першому прольоті і над другою від краю опорою В моменти більші (рис. 6). В цій зоні кладуть ще одну сітку  $C_2$ . Замість цієї сітки можна ставити окремі стержні з прямим гаком на кінці. Стержні до основної сітки закріплюють в'язальним дротом (рис. 10).

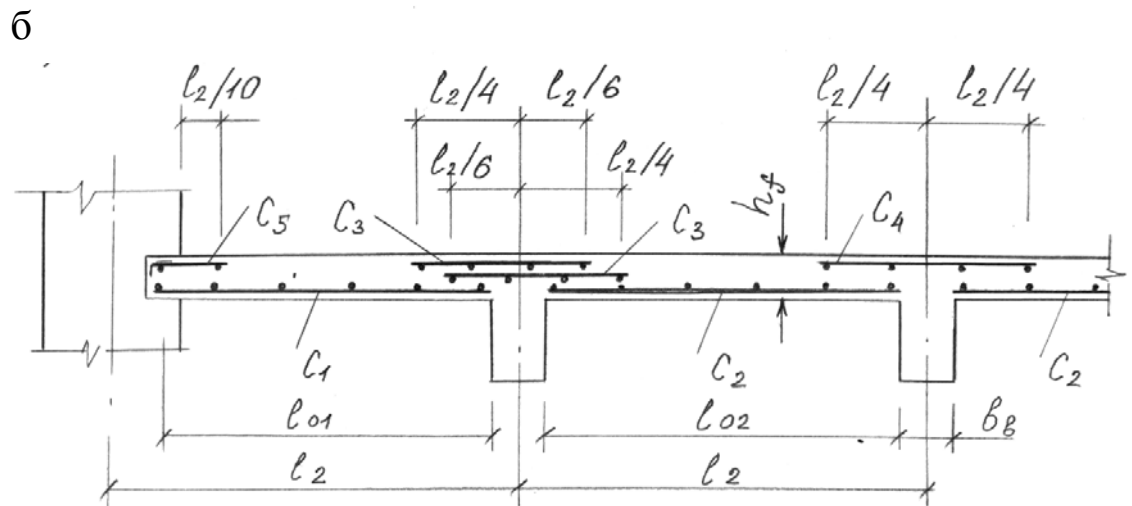
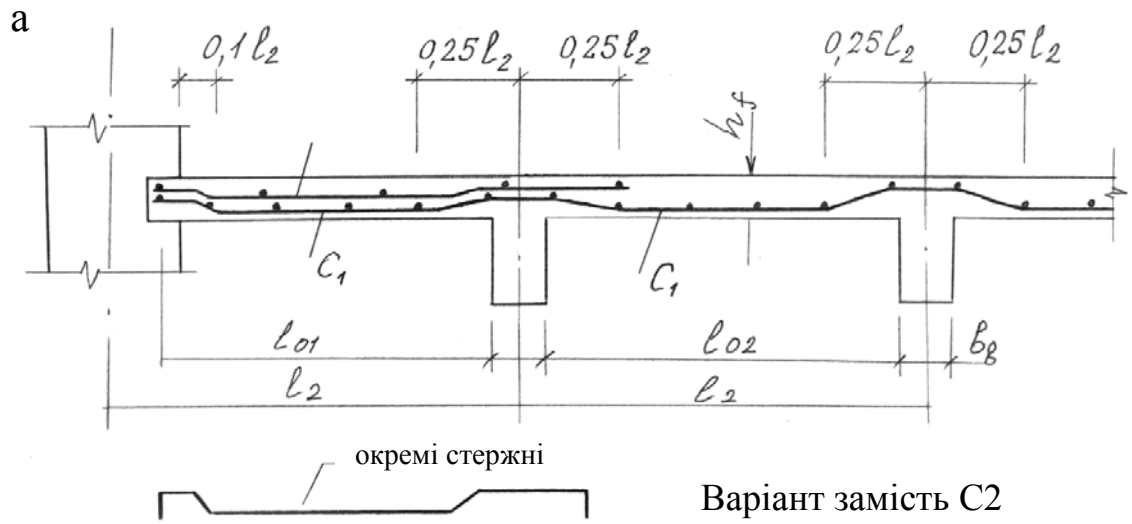


Рис. 9. Армування плити зварними сітками  
(а – безперервне; б – роздільне)

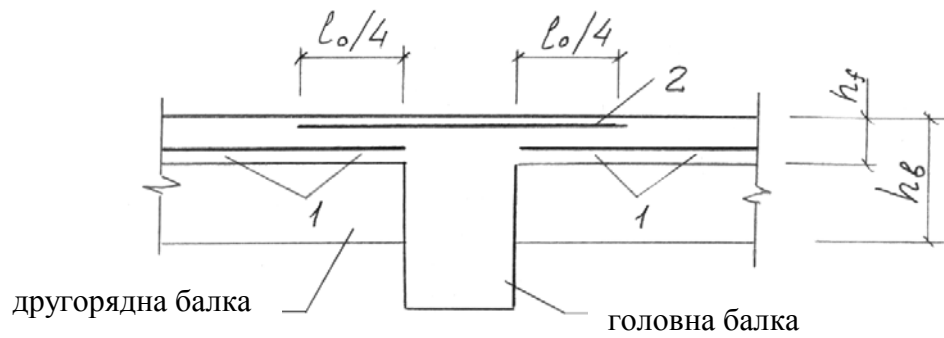


Рис. 10. Армування ділянок плити, які примикають до головної балки  
(1 – робоча арматура плити; 2 – надпорна зона)

При необхідності мати більш сильну робочу арматуру – діаметром 6 мм і більше – плити армують в прольоті і на опорі роздільно (рис. 9,б). В цьому випадку застосовують рулонні зварні сітки із поперечним розміщенням робочої арматури  $d_1$  (діаметр розподільчої арматури  $d_2=3...5$  мм) або плоскі жорсткі сітки.

Для плит товщиною  $h_f \geq 80$  мм при армуванні зварними сітками застосовують тільки роздільне армування.

За відсутності зварних сіток заводського виготовлення або відсутності зварювальної апаратури застосовують метод зв'язування у плоскі сітки, армування яких виконують аналогічно схемі, яка показана на рис.9,б, і сітки із окремих стержнів (рис. 11). Сітки виготовляють в умовах будівельного майданчика: на полігонах або безпосередньо в проектному положенні опалубки на перекритті будівлі.

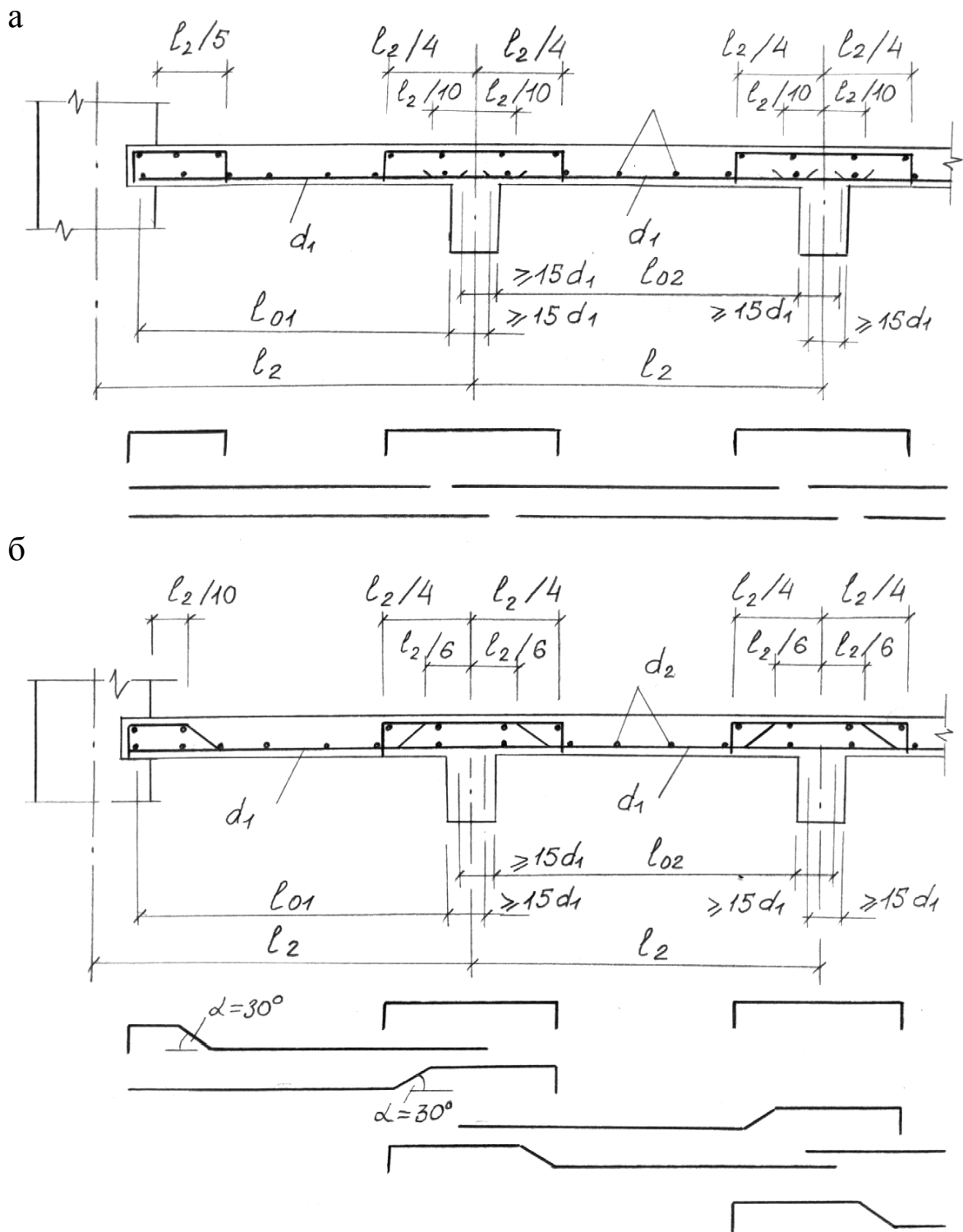


Рис. 11. Армування плити в'язаними сітками із окремих стержнів  
(а – роздільне; б – безперервне)

При армуванні в'язаними сітками із окремих стержнів також розрізняють роздільне армування (рис. 11,а) і безперервне армування, коли з метою економії арматури для сприйняття від'ємних моментів над опорами частину робочих стержнів відгинають із нижньої зони у верхню (рис. 11,б).

В плитах товщиною до 80 мм рекомендується застосовувати роздільне армування, а при  $h_f > 80$  мм може застосовуватися як роздільне так і безперервне армування.

Діаметри робочих стержнів, які рекомендуються:  $d_1 = 6; 8$  і  $10$  мм, а розподільчої —  $d_2 = 6$  мм (рис. 11).

У всіх конструктивних схемах армування робочу арматуру плити ребристого перекриття укладають паралельно головним балкам (рис. 2). Для сприйняття розтягальних напружень які виникають зверху вздовж примикання плити до головної балки, слід класти допоміжну арматуру перпендикулярно до головної балки перерізом не менше  $1/3$  найбільшого перерізу робочої арматури плити в прольоті, при цьому заводити в плиту у кожний бік від грані ребра на довжину не менше  $1/4 l_0$  (рис. 10).

При проектуванні арматурних сіток (зварних, зв'язаних і з окремих стержнів) необхідно виконувати ряд принципів конструювання, які впроваджені на основі практики проектування, зведення і експлуатації ребристих залізобетонних перекриттів.

Робочі стержні в арматурній сітці рекомендується приймати не більше  $0,1h_f$  і розміщувати в середині прольоту і над опорами ( в зоні максимального за абсолютною величиною моментів) кроком в межах  $60 \dots 200$  мм, із кількістю стержнів на 1п.м ширини плити 5-15 штук.

Відстань між робочими стержнями, які доводяться до опори, не повинна перевищувати 400 мм, при цьому площа перерізу цих стержнів на 1п.м ширини плити має складати не менше  $1/3$  площі перерізу стержнів в середині прольоту.

При армуванні нерозрізних тонких слабонавантажених плит рулонними сітками із повздовжньою робочою арматурою допускається всі нижні стержні відгинати у верхню зону (рис. 9,а).

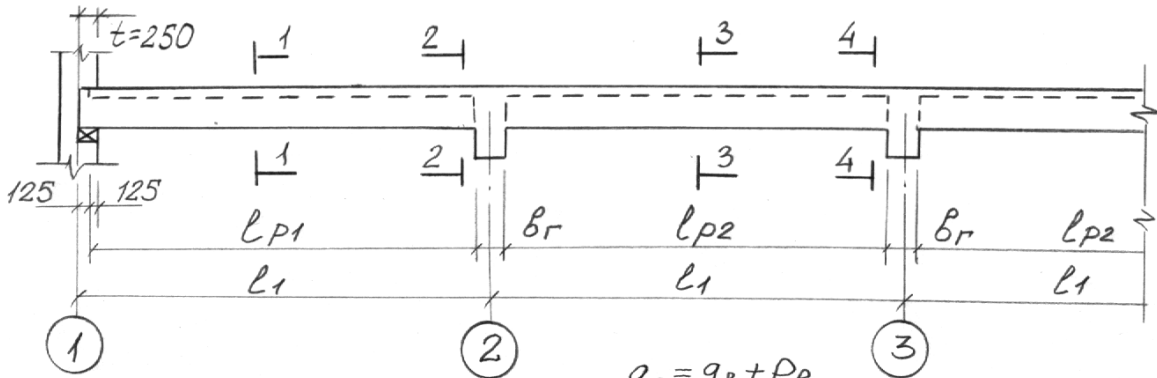
Призначення розподільчої арматури в балкових плитах має складати не менше 10% площі перерізу робочої арматури в точці найбільшого згинального моменту. Крок розподільчих стержнів не повинен виходити за межі  $250 \dots 400$  мм.

У зварних сітках для забезпечення високоякісного точкового зварювання розподільчі стержні повинні мати діаметр не менше  $1/4$  діаметра робочих стержнів.

Слід звернути увагу на те, що в процесі укладання бетонної суміші арматура може бути щільно притиснута до опалубки із порушенням необхідного захисного шару бетону. Для створення необхідного захисного шару (не менше 10 мм, а для плит товщиною більше 100 мм — не менше 15 мм) на опалубку укладають спеціальні підкладки із цементного розчину, а арматуру прикріплюють від можливого зміщення загнутими гвіздками до опалубки.

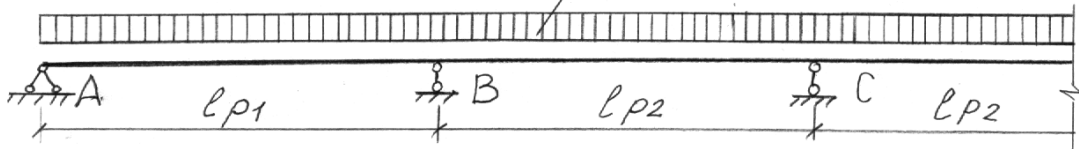
## 2.6. РОЗРАХУНОК ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ

а



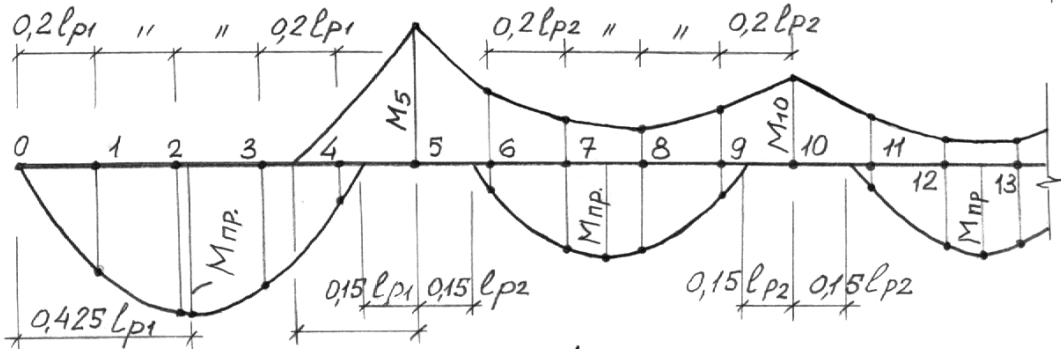
Розрахун

б



д – при поз

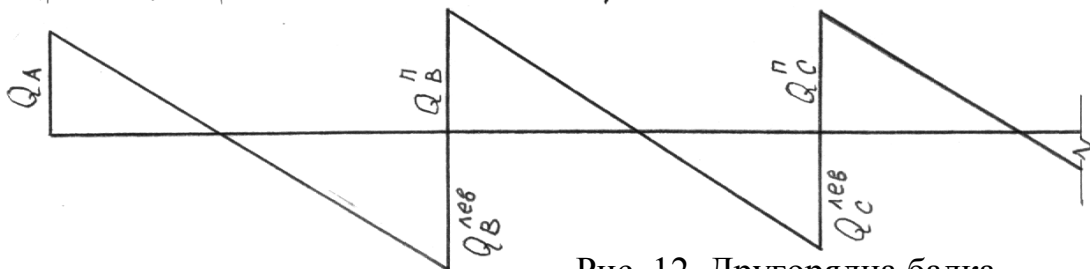
в



2-2

x

г



е – при ві

Рис. 12. Другорядна балка

(а – розрахункова модель; б – розрахункова схема; в, г – обвідна епіюра М і Q)

Другорядну балку розраховують як багатопрольотну нерозрізну балку від рівномірно розподіленого навантаження (рис.2). Розрахункова модель і розрахункова схема другорядної балки показані на рис. 12.

2.6.1. Визначення навантажень, розрахункових зусиль і розрахункових перерізів



Вантажна площа, з якої збирають погонне навантаження на другорядну балку, складає

$$2 \frac{l_2}{2} = l_2 = 1,5 \text{ м} \quad (\text{рис. 2, 6, а}).$$

Задаємося перерізом другорядної балки  $b_b=20$  см,  $h_b=50$  см. Тоді вага 1 п.м ребра балки  $b_p=(h_b - h_p) \cdot \gamma_b=0,2(0,5-0,06)2500=220$  Н/п.м.

Збирання погонного навантаження рекомендується виконувати у табличній формі (табл.6).

Таблиця 6

Збирання навантаження на 1 п.м. другорядної балки

Найменування навантаження	Нормативне навантаження, Н/м <sup>2</sup>	Коефіцієнт надійності по навантаженню $\gamma_f$	Розрахункове навантаження, Н/м <sup>2</sup>
Постійні $g$ : асфальтобетонна підлога	$1000 \cdot 1,5=1500$	1,2	1800
власна вага плити	$1440 \cdot 1,5=2160$	1,1	2376
вага ребра плити	2200	1,1	2420
Всього постійне	$g_s^n=5860$		$g_s=6596$
Тимчасове $p$ : довгострокове $p_{(dl)}$	$10000 \cdot 1,5=15000$	1,2	18000
короткочасне $p_{(кр)}$	$6000 \cdot 1,5=9000$	1,2	10800
Всього тимчасове	$p_s^n=24000$		$p_s=28800$
Повне :	29860		35396

Розрахункові прольоти визначають так, як і для балкових плит (у просвіті).

Приймаємо ширину перерізу ребра головної балки  $b_z=40$  см.

Тоді розрахунковий проліт другорядної балки в крайньому прольоті (рис. 12,а)

$$l_{p1} = l_1 - \frac{b_z}{2} - \frac{t}{2} = 600 - \frac{40}{2} - \frac{25}{2} = 567,5 \text{ см}$$

у другому і наступних прольотах

$$l_{p2} = l_1 - 2 \frac{b_z}{2} = 600 - 40 = 560 \text{ см.}$$

Співвідношення прольотів  $560:567,5=0,987$ , тобто прольоти, відрізняються менше ніж на 10%. Для визначення розрахункових зусиль можна використовувати рекомендації для багатопрольотних, рівнопрольотних нерозрізних балок.

Розрахункові зусилля  $M$  і  $Q$  для другорядної балки слід визначити за методом граничної рівноваги (див. розд. 2.1.).

Визначення максимальних за абсолютною величиною згинальних прольотних і опорних моментів при різних можливих варіантах завантаження балки корисним (тимчасовим) навантаженням рекомендується визначати за додатком А.

Як видно із обвідної епюри моментів (див. додаток), уже при співвідношенні  $p_e/g_e \geq 1,5$  в багатопрольотних перерізах балки можуть діяти згинальні моменти обох знаків (додатні та від'ємні). Тому при розрахунках другорядних балок не завжди можна обмежитися визначенням тільки максимальних додатних (переріз 1-1, 3-3 на рис. 12,а) і від'ємних опорних (переріз 2-2, 4-4 на рис. 12,а) згинальних моментів, а слід визначити величини додатних і від'ємних моментів для перерізів через  $0,2l_{pi}$  (рис. 12,в).

Згинальні моменти знаходять за формулою

$$M = \beta(g_e + p_e)l_{pi}^2 = \beta g_e l_{pi}^2,$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, який визначається за обвідною епюрою моментів за таблицею додатку 2.

Додатні моменти:

$$M_1 = 0,065 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = 74097 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_2 = 0,090 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = 102596 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_{kp(1)}^{max} = 0,091 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = 103735 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_3 = 0,075 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = 85496 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_4 = 0,02 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = 22799 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_6 = M_9 = 0,018 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = 19980 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_7 = M_8 = 0,058 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = 64381 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_{np(11)}^{max} = 0,0625 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = 69376 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Від'ємні моменти при  $p_e/g_e = 28800/6596 = 4,37$ :

$$M_5 = -0,091 \cdot 35396 \cdot 5,675^2 = -103735 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_6 = -0,0537 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = -59608 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_7 = -0,0327 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = -36298 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_8 = -0,0274 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = -30415 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_9 = -0,0367 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = -40738 \text{ Н}\cdot\text{м},$$

$$M_{\gamma} = -0,0625 \cdot 35396 \cdot 5,6^2 = -69376 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Після визначення моментів у різних перерізах балки необхідно побудувати обвідну епюру згинальних моментів (рис. 12,в).

Розрахунок величини сили, що перерізує:

- на опорі А

$$Q_A = 0,4q_e l_{p1} = 0,4 \cdot 35396 \cdot 5,675 = 80349 \text{ Н},$$

- на опорі В зліва (по грані опори)

$$Q_b^{li6} = -0,6 \cdot q_e \cdot l_{p1} = -0,6 \cdot 35396 \cdot 5,675 = -120523 \text{ Н},$$

- на інших опорних перерізах

$$Q_B^n = -Q_B^{li6} = Q_C^n = 0,5q_B \cdot l_{p2} = -0,6 \cdot 35396 \cdot 5,6 = 99109 \text{ Н}.$$

Обвідну епюру поперечних сил, яка враховує різні варіанти завантаження балки тимчасовим вантажем, показано на рис. 12,г.

Для тих перерізів, де плита розміщується у стиснутій зоні (прольотні перерізи при дії додатних моментів), розрахунковий переріз другорядної балки розглядають як тавровий із розташуванням розтягнутої арматури в ребрі (рис. 12,д). Ширина звисів полки  $l_{se}$  в кожний бік від ребра, яку вводять у розрахунок міцності, не повинна перевищувати половини відстані у просвіті між сусідніми ребрами (рис. 6,а) або  $1/6$  прольоту елемента, який розглядається,  $l_{pi}$ .

$$l_{se} = l_{p2} / 2 = 130 / 2 = 65 \text{ см},$$

$$l_{se} = l_{p2} / 2 = 560 / 6 = 93,3 \text{ см}.$$

Приймаємо  $l_{se}=65$  см, розрахункову ширину полки таврового перерізу

$$b_f = 2l_{se} = 2 \cdot 65 + 20 = 150 \text{ см} = l_2.$$

Для перерізів, де плита розмішена в розтягнутій зоні (опорні перерізи, а також прольотні при дії від'ємних моментів), розрахунковий переріз другорядної балки розглядають як прямокутний шириною  $b_e$  із розміщенням розтягнутої арматури в полиці (рис. 12,е).

#### 2.6.2. Розрахунок повздовжньої арматури

Для арматури класу А-II за табл. 3  $R_s=285\text{МПа}=2850 \text{ кг/см}^2$ , класу А-I  $R_s=230\text{МПа}=2300 \text{ кг/см}^2$ , для бетону класу В20 при  $\gamma_{e2}=0,9$  за табл. 2  $R_e=0,9 \cdot 11,5\text{МПа}=1035 \text{ Па}$ .

**Варіант із застосуванням зварних каркасів і сіток.** Армування другорядних балок ребристих перекриттів виконують із плоских зварних

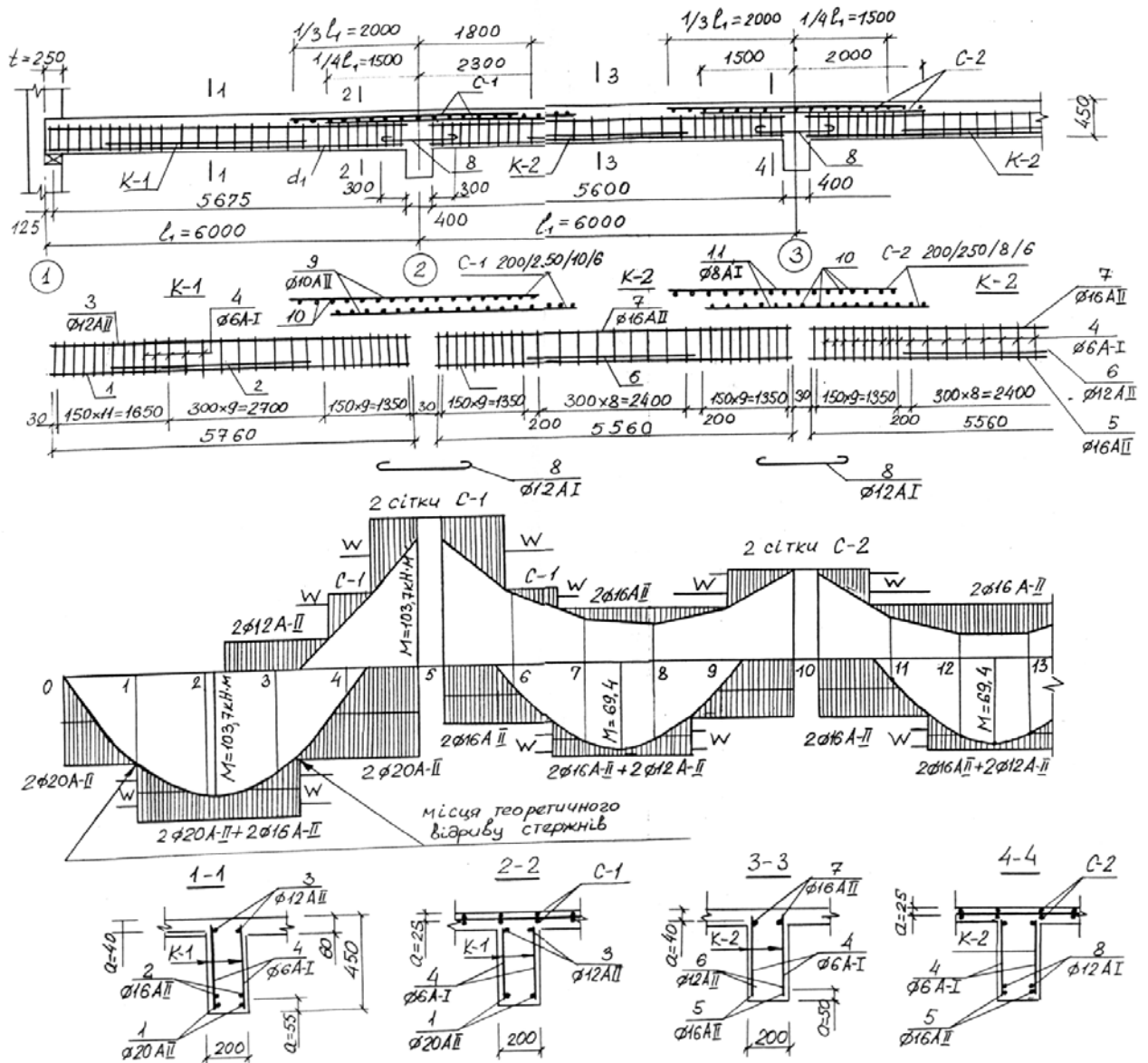


Рис. 13. Армування другорядної балки зварними каркасами та сітками

каркасів, над опорами – із сіток. Робочі стержні сіток розміщують перпендикулярно до осі балки (рис. 13). Оптимальний процент армування для балок складає  $\mu\% = 100\mu = 1 \dots 2\%$ .

За величиною максимального згинального моменту слід уточнити прийняті розміри поперечного перерізу балки, найбільш перевантаженої по бетону стиснутої зони, — опорний переріз на другій від краю опорі В, де ширина розрахункового перерізу  $b_e = 200$  см,  $M = -103735$  Н·м.

Із умови (4)

$$\xi = M \frac{R_s}{R_b} = \frac{M\%}{100} \cdot \frac{R_s}{R_b} = \frac{1,25}{100} \cdot \frac{28500}{1035} = 0,344 < \xi_y = 0,35$$

де  $\xi_y$  — гранична висота стиснутої зони для балок при визначенні згинальних моментів за методом граничної рівноваги (принцип А.Ф.Лолейта).

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{R_b b \cdot \xi (1 - 0,5 \cdot \xi)}} = \sqrt{\frac{10373500}{1035 \cdot 80 \cdot 0,344 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,344)}} = 41,95 \text{ см}$$

Повна висота балки при товщині захисного шару для арматурної сітки 10мм

$$h_b = h_0 + a = 41,95 + 2,5 = 44,45 \text{ см}$$

Приймаємо остаточний розмір  $h_b=45$  см. Робоча висота перерізу балки (рис. 13):

у першому прольоті (захисний шар бетону для робочих стержнів – 20 мм)

$$h_0 = h_b - a = 45 - 5,5 = 39,5 \text{ см};$$

у другому, третьому і т.д. прольотах

$$h_0 = 45 - 5 = 40 \text{ см};$$

на опорах

$$h_0 = 45 - 2,5 = 42,5 \text{ см}$$

У прольотних перерізах плита знаходиться в стиснутій зоні і переріз розглядають як тавровий (рис. 12,д; 13).

Визначаємо положення нижньої межі стиснутої зони X таврового перерізу. За умови, що вся полиця товщиною  $h_f$  стиснута,

$$\begin{aligned} M_{x=h_f} &= b_f h_f R_E \left( h_0 - \frac{h_f}{2} \right) = 150 \cdot 6 \cdot 1035 \cdot \left( 39,5 - \frac{6}{2} \right) = \\ &= 33999750 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_{np(l)}^{max} = 10373500 \text{ Н} \cdot \text{см}. \end{aligned}$$

Таким чином, нижня межа стиснутої зони X знаходиться в межах висоти полки (рис. 12,д). Переріз слід розглядати як прямокутний шириною  $b_f=150$  см.

Перший проліт

$$A_0 = \frac{M}{R_b b_f h_0^2} = \frac{10373500}{1035 \cdot 150 \cdot 39,5^2} = 0,043,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,043} = 0,044,$$

$$A_s = b_f \cdot h_0 \cdot \xi \cdot \frac{R_b}{R_s} = 150 \cdot 39,5 \cdot 0,044 \cdot \frac{1035}{28500} = 9,47 \text{ см}^2.$$

Приймаємо два каркаси, у кожному каркасі два робочих стержня діаметром 20 АІІ і 16 АІІ, всього за сортаментом.

$$A_s^{\emptyset} = 2 \cdot \emptyset 20 \text{ АІІ} + 2 \cdot \emptyset 16 \text{ АІІ} = 6,28 + 4,02 = 10,3 \text{ см}^2 > A_s^{mp} = 9,47 \text{ см}^2,$$

$$M\% = \frac{A_s^{\emptyset}}{B_b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{10,3}{20 \cdot 39,5} \cdot 100\% = 1,3\%.$$

Другий, третій та інші прольоти (рис. 13, переріз 3-3)

$$A_0 = \frac{6937600}{1035 \cdot 150 \cdot 40^2} = 0,028,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,028} = 0,028 < \xi_y = 0,35,$$

$$A_s = 150 \cdot 40 \cdot 0,028 \cdot \frac{1035}{28500} = 6,1 \text{ см}^2.$$

Приймаємо два каркаси з арматурою

$$A_s^{\emptyset} = 2 \cdot \emptyset 16 \text{ АІІ} + 2 \cdot \emptyset 12 \text{ АІІ} = 4,02 + 2,26 = 6,28 \text{ см}^2 > A_s^{mp} = 6,1 \text{ см}^2,$$

$$M\% = \frac{6,28}{20 \cdot 40} \cdot 100\% = 0,79\%.$$

Перша проміжна опора В (рис. 12)

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_b \cdot h_0^2} = \frac{103735500}{1035 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 0,277,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,277} = 0,332 < \xi_y = 0,35,$$

$$A_s = b_b \cdot h_0 \cdot \xi \cdot \frac{R_b}{R_s} = 20 \cdot 42,5 \cdot \frac{1035}{28500} \cdot 0,332 = 10,25 \text{ см}^2.$$

За сортаментом приймаємо дві сітки С-1 200/250/10А-ІІ/6А-І, тобто вісім робочих стержнів  $\emptyset 10 \text{ А-ІІ}$  на ширині полки  $b_f$ , яка дорівнює 1,5 м ( $A_s=6,28 \text{ см}^2$ ).  
Всього

$$A_s^{\emptyset} = 2 \cdot 6,28 = 12,56 \text{ см}^2 > A_s^{mp} = 10,25 \text{ см}^2$$

У маркуванні сіток С-1 перша цифра — крок робочої арматури; друга — крок монтажної арматури, третя — діаметр робочої арматури класу А-ІІ, четверта — діаметр монтажної арматури класу А-І.

Друга проміжна опора

$$A_0 = \frac{6937600}{1035 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 0,186,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,186} = 0,208 < 0,35.$$

Клас робочої арматури А-І

$$A_s = 20 \cdot 42,5 \cdot 0,208 \cdot \frac{1035}{23000} = 7,96 \text{ см}^2.$$

Приймаємо дві сітки С-2 200/250/8А-І/6А-І (вісім робочих стержнів  $\emptyset 8 \text{ А-І}$ ) на ширині  $b_f=150 \text{ см}$ .

$$A_s = 4,02 \text{ см}^2; \quad 9,04 > A_s^{mp} = 7,96 \text{ см}^2.$$

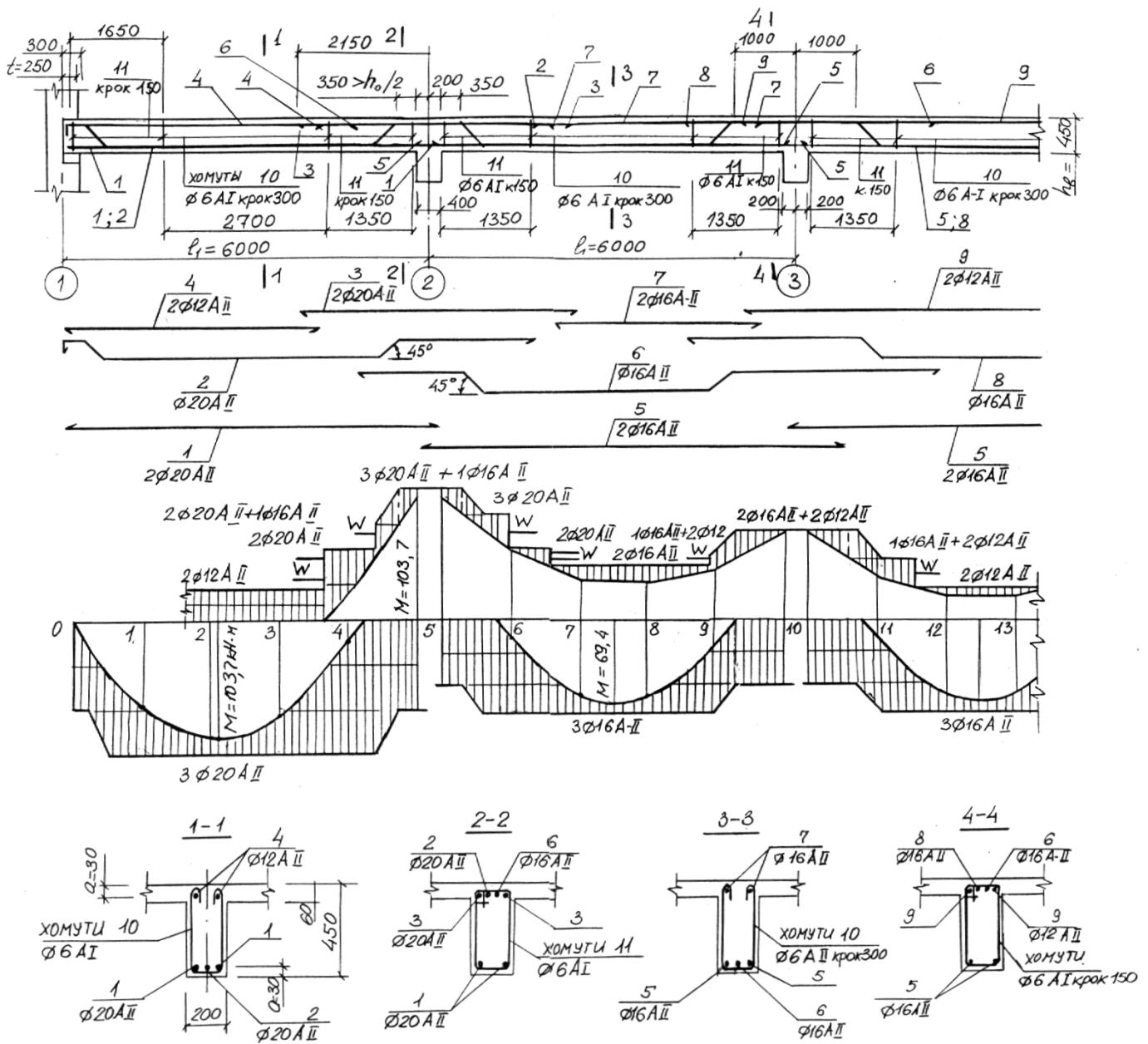


Рис. 14. Армування другорядної балки в'язаною арматурою із окремих стержнів

Другий проліт при дії від'ємного моменту  $M$

$$A_0 = \frac{3629800}{1035 \cdot 20 \cdot 40^2} = 0,11,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,11} = 0,117 < 0,35$$

$$A_s = 20 \cdot 40 \cdot 0,117 \cdot \frac{1035}{28500} = 3,4 \text{ см}^2.$$

Приймаємо  $2\phi 16A-II$

$$A_s^\phi = 4,02 \text{ см}^2 > A_s^{mp} = 3,4 \text{ см}^2 \text{ (рис. 13, переріз 3-3)}$$

**Варіант із застосуванням в'язаної арматури.** Площа повздовжньої арматури змінилась у прольотних опорних перерізах, а також в прольотах у зоні від'ємних моментів, оскільки переінілилась робоча висота перерізів  $h_0$  (рис. 14).

Робоча висота перерізів балки у всіх перерізах

$$h_0 = h_b - a = 45 - 3 = 42 \text{ см}$$

У прольотних таврових перерізів (при дії позитивного моменту) нижня межа стиснутої зони  $X$  знаходиться в межах висоти полки (рис. 12,д), оскільки

$$M_x = h_f = 150 \cdot 6 \cdot 1035 \cdot \left(42 - \frac{6}{2}\right) = 36328500 \text{ Н} \cdot \text{см} > M_{np(I)}^{\max} = 10373500 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Ці перерізи слід розглядати як прямокутні шириною  $b_f = 150 \text{ см}$ .

Перший проліт

$$A_0 = \frac{M}{R_b \cdot b_f \cdot h_0^2} = \frac{10373500}{1035 \cdot 150 \cdot 42^2} = 0,038,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot A_0} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,038} = 0,039 < \xi_y = 0,35,$$

$$A_s = b_f \cdot h_0 \cdot \xi \cdot \frac{R_b}{R_s} = 150 \cdot 42 \cdot \frac{1035}{28500} \cdot 0,039 = 8,92 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 3Ø20А-II, площа перерізу за сортаментом

$$A_s^{\emptyset} = 9,41 \text{ см}^2 > A_s^{mp} = 8,92 \text{ см}^2,$$

$$M\% = \frac{A_s^{\emptyset}}{B_b \cdot h_0} \cdot 100\% = \frac{9,41}{20 \cdot 42} \cdot 100\% = 1,12\%.$$

Другий і т.д. прольоти (рис.14, переріз 3-3)

$$A_0 = \frac{6937600}{1035 \cdot 150 \cdot 42^2} = 0,025,$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,025} = 0,025 < 0,35,$$

$$A_s = 150 \cdot 42 \cdot \frac{1035}{28500} \cdot 0,025 = 5,72 \text{ см}^2.$$

Приймаємо робочу арматуру 3Ø20А-II+1Ø16А-II (рис. 14, переріз 3-3)

$$A_s^{\emptyset} = 9,42 + 2,01 = 11,43 \text{ см}^2 > A_s^{\text{TP}} = 9,97 \text{ см}^2.$$

Другі опори С, Д і т.д.

$$A_0 = \frac{6937600}{1035 \cdot 20 \cdot 42^2}, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,19} = 0,213 < \xi_y = 0,035,$$

$$A_s = b_b \cdot h_0 \cdot \xi \cdot \frac{R_b}{R_s} = 20 \cdot 42 \cdot 0,343 \cdot \frac{1035}{28500} = 9,97 \text{ см}$$

Приймаємо робочу арматуру 2Ø16А-II+2Ø12А-II

$$A_s^{\emptyset} = 4,04 + 2,26 = 6,28 \text{ см}^2 > A_s^{\text{TP}} = 6,19 \text{ см}^2 \text{ (рис. 14, переріз 4-4).}$$

Другий проліт при дії від'ємних моментів  $M_7$

$$A_0 = \frac{3629800}{1035 \cdot 20 \cdot 42^2} = 0,1, \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,1} = 0,106 < 0,35,$$



$$A_s = 20 \cdot 42 \cdot \frac{1035}{28500} \cdot 0,106 = 3,23 \text{ см}^2$$

Приймаємо 2Ø16А-II

$$A_s^\emptyset = 4,02 \text{ см}^2 > A_s^{\text{тp}} = 3,23 \text{ см}^2 \text{ (рис.14).}$$

### 2.6.3. Розрахунок поперечної арматури

Розрахунок міцності похилих перерізів зігнутих елементів слід виконувати окремо на дію поперечних сил  $Q$  і згинальних моментів  $M$ . Однак практика проектування зігнутих елементів показує, що міцність похилих перерізів за моментом  $M$  буде забезпечена, якщо виконуються норми [3], конструктивні вказівки щодо анкерування повздовжньої арматури (розд. 2).

Розрахунок на дію поперечного зусилля  $Q$  повинен забезпечити міцність елемента: 1) за похилою тріщиною; 2) за похилою стиснутою смугою між похилими тріщинами.

При змінній ширині "b" по висоті перерізу елемента в розрахунок за поперечною силою вводять найменшу ширину елемента в межах робочої висоти.

**Перевірка на дію поперечної сили за руйнівною похилою тріщиною**  
Причина виникнення похилих тріщин — головні розтягуючі напруження, на сприйняття яких бетон погано працює.

Бетон посилюють на розтяг поперечними стержнями (хомутами), відігнутими стержнями.

Практика проектування і експлуатації зігнутих елементів показує, що всі зусилля  $Q$  сприймаються бетоном і похилі тріщини будуть відсутніми, якщо виконується умова

$$Q \leq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0, \quad (5)$$

де  $Q$  — розрахункове поперечне зусилля в перерізі;

$\varphi_{b3}$  — коефіцієнт, який приймають для важкого бетону 0,6;

$\varphi_n$  — коефіцієнт, який враховує вплив повздовжніх сил; за відсутності повздовжніх сил дорівнює нулю;

$R_{bt}$  — розрахунковий опір бетону на розтягання.

Якщо умова (5) не забезпечується, то міцність за похилими перерізами повинна бути забезпечена постановкою поперечної арматури згідно з розрахунками за залежністю

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (6)$$

де  $Q_b$ ,  $Q_{sw}$  — відповідно поперечна сила, що сприймається бетоном стиснутої зони і поперечними стержнями (хомутами). Поперечне зусилля сприймається разом поперечною арматурою і бетоном.

$$Q_{sb} = Q_{sw} + Q_b = g_{sw} \cdot c + \frac{\varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0}{c}, \quad (7)$$

де  $g_{sw}$  — зусилля в поперечних стержнях (хомутах), яке припадає на одиницю довжини елемента (балки);

$c$  — довжина проекції на горизонтальну вісь похилого перерізу, яка найбільш не вигідна для роботи бетону;

$\varphi_{b2}$  — коефіцієнт, який приймають для важкого бетону таким, що дорівнює 2;

$$\varphi_f = \frac{0,75 \cdot (b'_f - b)h_f}{bh_0} \quad \text{— коефіцієнт, який враховує вплив стиснутих полук}$$

(поперечна арматура повинна бути заанкерена в полиці, а  $b'_f \leq 3h'_f$ ).

При  $Q_{sb}=Q$  після перетворення формули (7) потрібно зусилля в поперечних стержнях (хомути) на одиницю довжини балки

$$g_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2} \quad (8)$$

Достатність мінімального складу поперечних стержнів перевіряють за умовою

$$g_{sw} \geq g_{sw,min} = 0,5\varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}b \quad (9)$$

При невиконанні нерівності (9) приймають  $g_{sw}=g_{sw,min}$ .

Необхідний крок поперечних стержнів (хомутів)

$$S = \frac{R_{sw}A_{sw}}{g_{sw}}, \quad (10)$$

де  $R_{sw}$  — розрахунковий опір розтягнутої поперечної арматури;

$A_{sw}$  — площа перерізу поперечних стержнів (хомутів). Крок поперечних стержнів не повинен бути більшим гранично допустимого

$$S_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1 + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2}{Q}, \quad (11)$$

де  $\varphi_{b4}$  — коефіцієнт, який приймають для важкого бетону таким, що дорівнює 1,5.

При встановленні кроку поперечної арматури крім розрахункових вимог повинні враховуватися також конструктивні вимоги (розд. 2.7).

**Перевірка на дію поперечного зусилля за похилою стиснутою смугою між тріщинами.** Руйнування елемента може бути від роздавлювання бетону головними стискальними напруженнями. Перевірку міцності слід виконувати за умовою

$$Q \leq 0,3\varphi_{wi}\varphi_{bi}R_bbh_0, \quad (12)$$

де  $\varphi_{wi}$  — коефіцієнт, який враховує вплив поперечних стержнів (хомутів) на збільшення міцності похилих стиснутих смуг між похилими тріщинами;

$\varphi_{wi}$  — коефіцієнт, який оцінює здатність бетону різного виду і класу до перерозподілу напружень.

$$\varphi_{wi} = 1 + 5 \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_{sw}}{b \cdot S}, \quad \text{але не більше } 1,3,$$

де  $E_s$  і  $E_b$  — відповідно модуль пружності арматури і початковий модуль пружності бетону, який визначається за табл. 2 і 3.

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b,$$

де  $\beta$  — коефіцієнт, який приймається для важкого бетону і дорівнює 0,01.

**Варіант із застосуванням зварних каркасів.** Найбільше з поперечних зусиль у другорядній балці (розд. 2.6.1)

$$Q_{\max} = Q_B^{\text{ліб}} = 120523 \text{ Н}.$$

Розрахунковий опір розтягнення бетону класу В20 при  $\gamma_{b2}=0,9$  табл. 2  $R_{bt}=0,9 \cdot 0,9 \text{ МПа}=81 \text{ Па}$ . Робоча висота перерізу  $h_0=4,25$   $b=b_b=20 \text{ см}$  (розд. 3,6,2).

Перевіряємо виконання умови (5)

$$120523 \text{ Н} > 0,6 (1 + 0) \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42,5 = 41310 \text{ Н}.$$

Умова не виконується, тому поперечні стержні каркасів необхідно встановлювати за розрахунками.

Міцність елемента за похилими перерізами перевіряють після розрахунків міцності за нормальним перерізом на дію згинального моменту  $M$ , за результатами якого визначають діаметр робочих стержнів повздожньої арматури (2.6.2).

Співвідношення діаметрів поперечних і повздожніх стержнів у зварних каркасах слід приймати за табл. 7.

Приймаємо поперечні стержні  $\text{Ø}6\text{А-I}$ , площа перерізу одного стержня  $f_3=0,283$ . Розрахунковий опір розтягу поперечних стержнів за табл. 3  $R_{sw}=175 \text{ МПа}=175000 \text{ Па}$ .

Кількість каркасів у робочих перерізах балки  $n=2$  (рис 13). Загальна площа перерізів поперечних стержнів у двох каркасів

$$A_{sw} = n \cdot f \cdot s = 2 \cdot 0,283 = 0,57 \text{ см}^2.$$

Коефіцієнт  $\varphi_f=0$ , оскільки полиця знаходиться у розтягнутій зоні від згинального моменту  $M$ .

Зусилля, яке вимагається для сприйняття поперечними стержнями і припадає на один погонний сантиметр балки, визначають за умовою (8)

$$g_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2} = \frac{120523^2}{4 \cdot 2 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42,5^2} = 566,7^{\text{Н}} / \text{п.см},$$

$$g_{sw}^{\min} = 0,5\varphi_{b3} \cdot R_{bt}b = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 81 \cdot 20 = 532,2^{\text{Н}} / \text{п.см} < 566,7^{\text{Н}} / \text{п.см}.$$

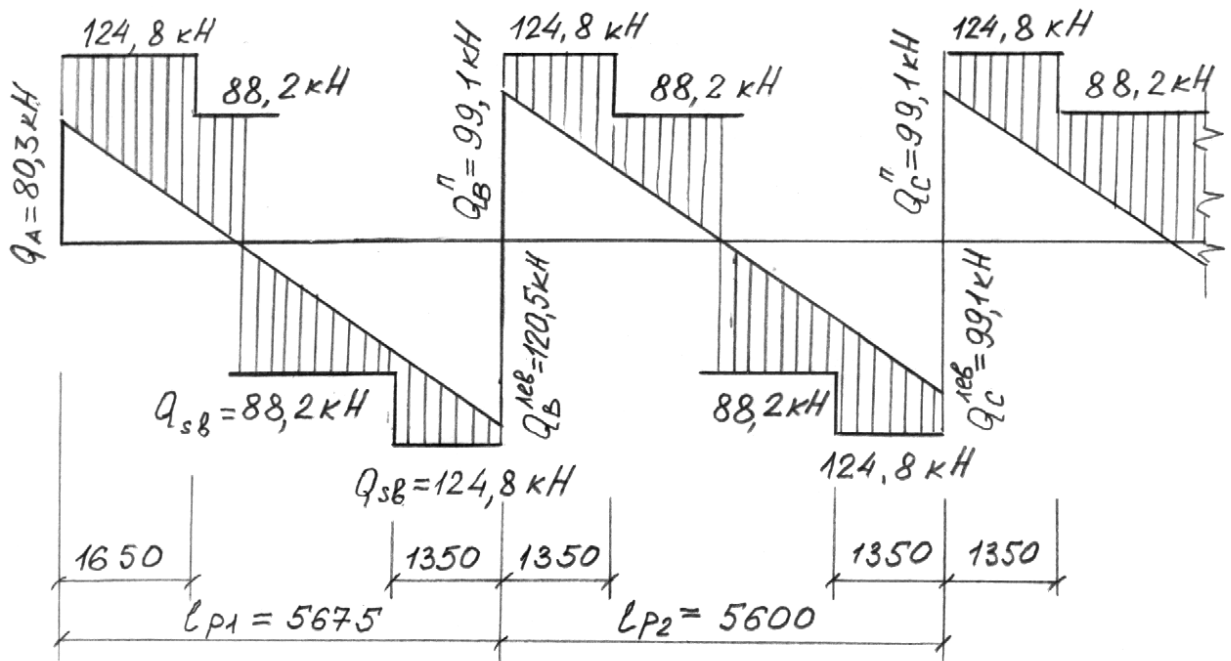
Крок поперечних стержнів, який вимагається за умовою (10)

$$S = \frac{17500 \cdot 0,57}{566,7} = 17,6 \text{ см}$$

Максимально допустимий крок поперечних стержнів визначається за залежністю

$$S_{\max} = \frac{1,5 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42,5^2}{120523} = 36,4 \text{ см}$$

За конструктивними вимогами (розд. 2.7) відстань між поперечними стержнями на приопорних ділянках приймають 150 мм, в середині прольоту — 300 мм  $< 3h/4 = 337,5$  мм.



Примітки: зони інтенсивності армування другорядної балки поперечною арматурою показані на рис. 13.

Рис. 15. Епюра матеріалу по Q

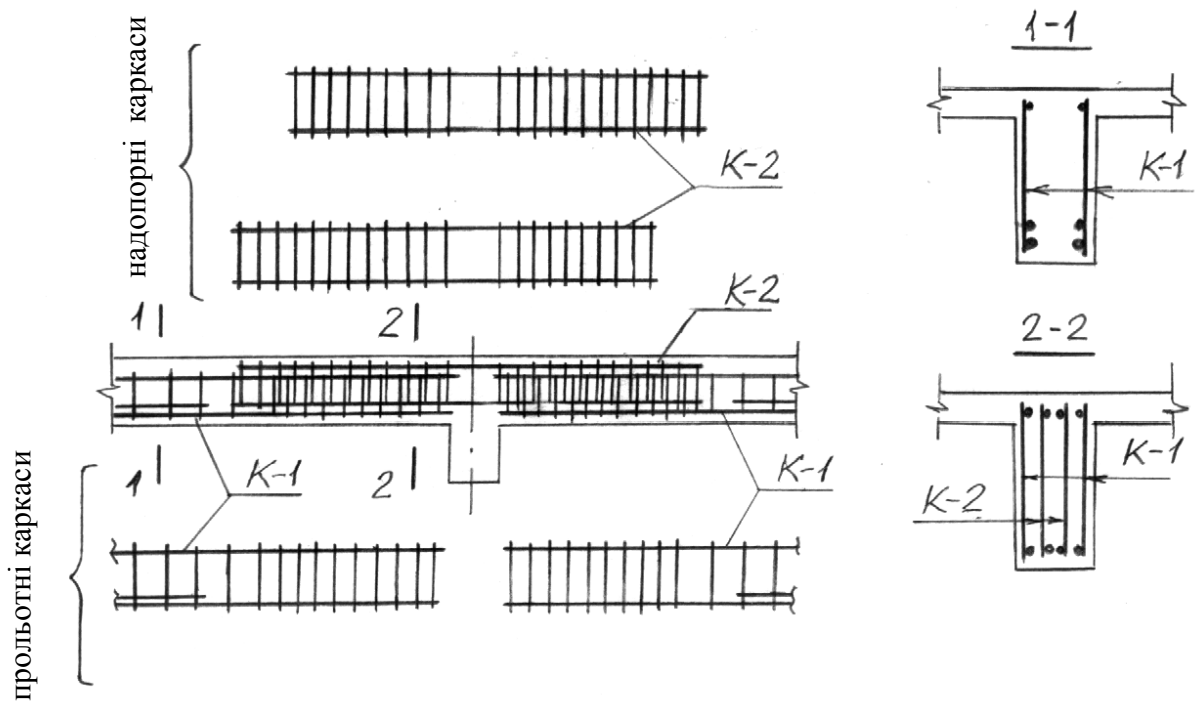


Рис. 16. Армування балки прольотними та надпорними каркасами

Достатність прийнятої інтенсивності армування повинна бути перевірена побудовою епюри матеріалу по  $Q$  (рис. 15). Для побудови епюри слід визначити дійсну несучу здатність розрахункових перерізів при прийнятому кроці поперечних стержнів. На приопорних ділянках балки діюче зусилля сприймається поперечними стержнями на одиницю довжини балки,

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{17500 \cdot 0,57}{15} = 665 \text{ Н/п.см}$$

поперечне зусилля, яке сприймається бетоном і поперечною арматурою

36

$$Q_{sb} = 2\sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)R_{bt}bh_0^2 g_{sw}} = \\ = 2\sqrt{2 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42,5^2 \cdot 665} = 12476 \text{ Н} > 120523 \text{ Н} = Q.$$

В середині балки

$$g_{sw} = \frac{17500 \cdot 0,57}{30} = 332,5 \text{ Н/п.см}$$

$$Q_{sb} = 2\sqrt{2 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42,5^2 \cdot 332,5} = 88224 \text{ Н}$$

Епюру матеріалів по  $Q$  показано на рис. 15.

Перевіряємо виконання умови (12)

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \frac{2,1 \cdot 10^5}{20 \cdot 15} = 1 + 0,087 = 1,087 < 1,3$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 10,35 = 0,8965, \text{ де } R_b = 10,35 \text{ МПа,}$$

$$Q = 120523 \text{ Н} < 0,3 \cdot 1,087 \cdot 0,087 \cdot 0,8965 \cdot 1035 \cdot 20 \cdot 45,5 = 257194 \text{ Н.}$$

Умова міцності за похилою смугою між похилими тріщинами виконується. Якщо умова (12) не виконується, то слід збільшити переріз елемента або змінити клас бетону.

### **Варіант із застосуванням в'язаної арматури**

$$Q_{\max} = Q_B^{ліг} = 120523 \text{ Н}, \quad R_{bt} = 81 \text{ Па}, \quad h_0 = 42 \text{ см}, \quad b = b_b = 20 \text{ см}$$

(розділ 2.6.2).

Умова (5) не виконується, оскільки

$$Q = 120523 \text{ Н} > 0,6 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42 = 40824 \text{ Н,}$$

і тому хомути необхідно ставити за розрахунками.

Мінімальний діаметр хомутів у балках висотою до 800 мм повинен бути не менше 6 мм (розділ 2.7).

Приймаємо двовіткові хомути з арматури класу А-І діаметром 6 мм.  $R_{sw} = 17500 \text{ Па}$ , площа перерізу однієї вітки хомута  $f_s = 0,283 \text{ см}^2$  (рис. 14). Робоча площа перерізу хомутів

$$A_{sw} = n f_s = 2 \cdot 0,283 = 0,57 \text{ см}^2.$$

Зусилля, яке вимагається за умовою (8)

$$g_{sw} = \frac{120523^2}{4 \cdot 2 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 42^2} = 580,3 \text{ Н/п.см},$$

$$g_{sw, \min} = 532,2 \text{ Н/п.см} < 580,3 \text{ Н/п.см}.$$

Необхідний крок хомутів

$$S = \frac{17500 \cdot 0,57}{580,3} = 17,2 \text{ см}$$

а максимально допустимий крок хомутів

$$S_{\max} = \frac{1,5 \cdot 81 \cdot 20 \cdot 40^2}{120523} = 35,6 \text{ см}$$

38

Враховуючи конструктивні вимоги (розд. 2.7), відстань між хомутами на приопорних ділянках приймаємо 150 мм, а на останній частині прольоту —  $300 \text{ мм} \leq 3H/4 = 337,5 \text{ мм}$  (рис. 14).

Розрахунки для побудови епюри матеріалів по Q і перевірку виконання умови (12) слід виконувати в такій же послідовності як і для варіанта зі зварними каркасами.

## 2.7. КОНСТРУЮВАННЯ БАЛОК

Багатопрольотні нерозрізні другорядні і головні балки армують роздільними плоскими прольотними і надопорними зварними каркасами (рис. 16). У другорядних балках надопорні каркаси можна замінити надопорними плоскими або рулонними сітками із поперечним розміщенням робочих стержнів. Сітки укладають по всій довжині над головними балками, при цьому робочі стержні розміщують перпендикулярно до осі головної балки (рис. 13).

Повздовжню робочу арматуру каркасів розміщують, як правило, не більше як в два ряди (рис. 13, 14, 17).

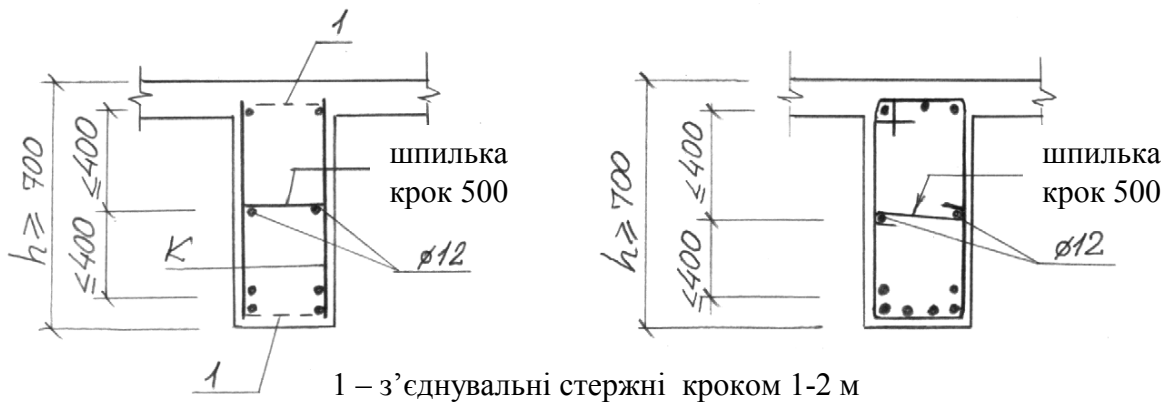


Рис. 17. Схема армування головної балки

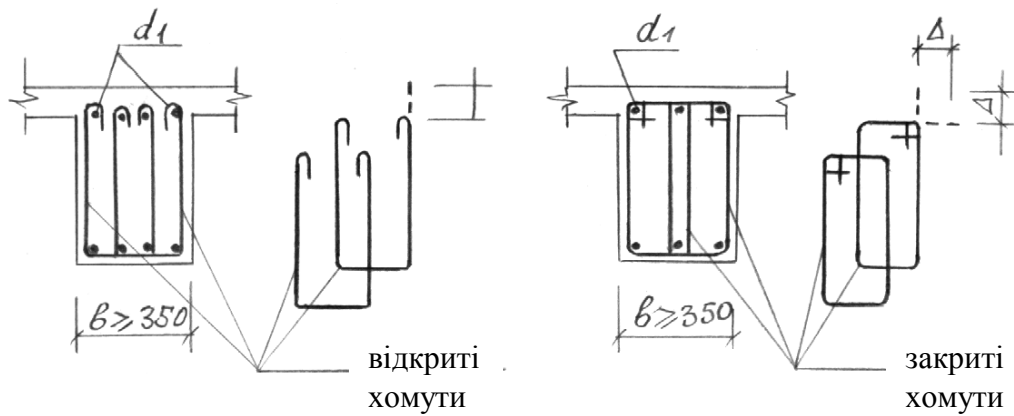


Рис. 18. Армування другорядної балки (довжина гака  $\Delta = 75$  мм при  $d = 10...25$  мм,  $\Delta = 100$  мм при  $d = 28...40$  мм)

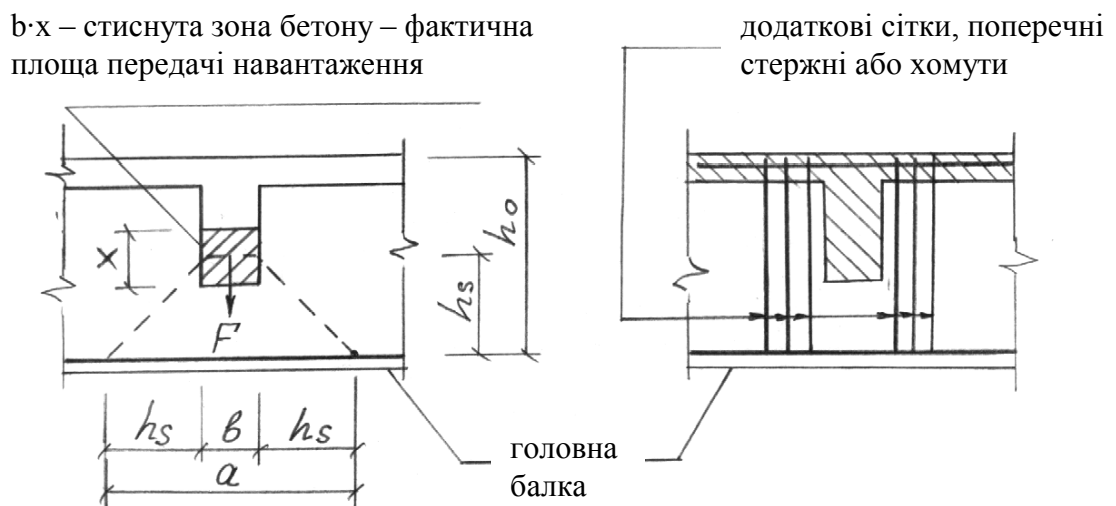


Рис. 19. Схема з знаходження зони, у межах якої враховується поперечна арматура, яка сприймає зосереджене навантаження (а)



Ребра балок шириною  $b \leq 150$  мм можуть армуватися одним каркасом, а шириною більше 150 мм повинні армуватися декількома каркасами. При цьому в балках шириною  $b > 150$  мм кількість прольотних каркасів, які доводяться до опори, повинні бути не менше двох, а площа перерізу прольотних робочих стержнів каркасів, які доводяться до опори, повинна складати не менше 50% загальної площі розтягнутої прольотної арматури у перерізі із найбільшим додатним моментом.

Довжину прольотних каркасів нерозрізних балок призначають по прольотах у просвіті, а з'єднують суміжні каркаси між собою стиковими стержнями діаметром не менше 10 мм і не менше  $1/2d_1$ , де  $d_1$  — діаметр робочих прольотних стержнів каркасів (позиція 8 на рис. 13). Стикові стержні заводять за край опори не менше ніж на  $1,5 d_1$ , а при гладких стержнях, крім цього, — не менше ніж на один крок поперечних стержнів каркаса плюс 50 мм, тобто на  $S+50$  мм.

Роль стикових стержнів можуть виконувати монтажні стержні надпорних каркасів (рис. 16).

Співвідношення діаметрів поперечних і повздовжніх стержнів каркасів установлюють із умови забезпечення якісного точкового зварювання (за табл.7).

При армуванні другорядних і головних балок в'язаними каркасами із окремих стержнів частину нижніх прольотних стержнів із перерізів, в яких вони перестають бути потрібними за розрахунком на  $M$ , відгинають у верхню частину балки для сприйняття опорних від'ємних моментів. Частину стержнів — не менше двох — пропускають від опори до опори. Ці стержні заводять за грань опори на величину не менше  $d_1$  (рис. 14). Загальна площа перерізу робочих прольотних стержнів, які доводяться до опор, повинна складати не менше 50% загальної площі арматури в перерізі балки із найбільшими прольотними моментами.

Таблиця 7

Співвідношення діаметрів, які зварюються контактним точковим зварюванням стержнів, сіток, каркасів

Діаметри стержнів одного напрямку, мм	3—12	14; 16	18;20	22	25—32	36;40
Найменші допустимі діаметри стержнів другого напрямку, мм	3	4	5	6	8	10

Кут нахилу відігнутих стержнів у балках, як правило, складає  $45^\circ$ , але не менше  $30^\circ$ . У високих балках  $h > 800$  мм, допускаються кути нахилу відігнутих стержнів  $60^\circ$ . Крім відігнутих стержнів для сприйняття від'ємного моменту на опорі кладуть додаткові прямі стержні біля бокових граней ребра балки (рис. 14).

При застосуванні відгинів прольот армують мінімум трьома стержнями. При армуванні без відгинів можна ставити два робочих прольотних стержня або один — якщо  $b \leq 150$  мм; у цих випадках всі робочі стержні доводять до опор.

У широких балках ( $b \geq 350$  мм) пропускають прямими від опори до опори три або чотири прольотних стержня, коли ставлять чотирьовіткові хомути (рис. 18).

Арматуру по поперечних перерізах розміщують, як правило, не більше як у два ряди по висоті перерізу (рис. 17). Діаметр робочої арматури вибирають між 12 і 28 мм.

Кількість монтажних стержнів у прольоті балки (у в'язаних і зварних каркасах) повинна відповідати кількості робочих стержнів, які пропущені по низу балки (стержень 3 на рис. 13 і стержень 4 на рис. 14).

Діаметр монтажних стержнів приймають 19, 12 або 14 мм залежно від прольоту балки, розмірів поперечного перерізу і діаметра робочої арматури.

Якщо у прольоті балки за розрахунками на від'ємний згинальний момент ставлять верхню арматуру, то їй задають функцію монтажних стержнів  $d_l \geq 12$  мм (рис. 13, 14). Діаметр хомутів у в'язаних каркасах повинен прийматися не менше: при висоті перерізу балки  $h < 800$  мм — 6 мм, при  $h > 800$  мм — 8 мм.

У балках (ребрах) висотою  $h \geq 150$  мм незалежно від розрахунків за конструктивними вимогами повинна ставитися вертикальна поперечна арматура.

Крок поперечних стержнів (хомутів) на ділянках, близьких до опор довжиною  $l_{on}$  повинен бути при висоті перерізу:

$h \leq 450$  мм — не більше  $h/2$  і не більше 150 мм;

$h > 450$  мм — не більше  $h/3$  і не більше 500 мм.

Довжина приопорних ділянок  $l_{on}$ , на які розповсюджується ця вимога, дорівнює:

при рівномірно розподіленому навантаженні —  $1/4$  прольоту елемента,

при зосередженому навантаженні — відстані від опори до ближнього вантажу, але не менше  $1/4$  прольоту.

Відстань між поперечними стержнями і хомутами на іншій частині прольоту при висоті балки  $h > 300$  мм повинна бути не більше  $3/4 h$  і не більше 500 мм.

Не ставлять поперечні стержні (хомути) у вузлах перерізу колон, головних і другорядних балок. На крайніх опорах балок лише один ряд поперечних стержнів (хомутів) розміщують за границею опори на кладку стін для збільшення анкерування повздовжньої робочої арматури, а повздовжні робочі стержні діаметром  $d_1$  заводять за грань опори на величину не менше  $10d_1$  (рис. 13, 14).

У балках, які армовані в'язаною арматурою, хомути в прольотах ставлять відкритими, а на приопорних ділянках — закритими (рис. 14, 18). У балках шириною  $b \geq 350$  мм хомути ставлять чотирьовіткові із двох двовіткових, які

насунуті в поперечному перерізі балки один на другого таким чином, що на ширині насуву проходить один або більше повздовжніх стержнів (рис. 18).

В перерізах балок, в яких вантаж прикладено в межах висоти перерізу або знизу у вигляді зосередженого навантаження (наприклад у місцях спирання другорядних балок монолітних перекриттів на головні), установлюють на ділянках  $h_3$  додаткові сітки, повздовжні стержні або хомути діаметром не менше 10 мм. Їх розрахунковий переріз слід визначати за залежністю

$$F \left( 1 + \frac{h_s}{h_0} \right) \leq \sum A_{sw} R_{sw}$$

де  $F$  — зосереджена відриваюча сила.

Схему для розрахунків на відрив і розміщення арматури, за якою сприймається навантаження, показано на рис. 19.

## 2.8. ЕПЮРА МАТЕРІАЛІВ ДРУГОРЯДНОЇ БАЛКИ ЗА ЗГИНАЛЬНИМИ МОМЕНТАМИ

Епюру матеріалів будують для того, щоб перевірити вірність розрахунків нормальних перерізів і підбору робочої арматури в розрахункових перерізах за згинальним моментом  $M$ , розглянути можливість обривів повздовжніх стержнів відповідно до епюри згинальних моментів (рис. 13, 14).

Арматуру обривають у прольоті і на опорі з метою економії металу, не порушуючи при цьому міцності за моментами нормальних і похилих перерізів, при цьому виконуються такі правила.

Повздовжні робочі розтягнуті стержні, які обривають у розтягнутій зоні бетону, необхідно завести за вертикальний переріз, де вони перестають бути необхідними за розрахунком (за місце теоретичного обриву), на довжину не менше  $20d$  стержня, який обривається, і не менше величини  $W$ , яка визначається для елементів постійного перерізу за формулою

$$W = \frac{Q - R_{sw} A_{s,inc} \cdot \sin \alpha}{2g_s} + 5d \quad (13)$$

За відсутності відгинів, які ставлять за розрахунками на поперечну силу  $Q$ , формула (13) буде мати вигляд

$$W = \frac{Q}{2g_s} + 5d,$$

де  $Q$  — поперечна сила в нормальному перерізі, яка проходить через точку теоретичного обриву стержня;

$g_s$  — зусилля на одиниці довжини балки на ділянці  $W$ , яке сприймається поперечними стержнями (хомутами) за умовою їх опору згинальним моментам  $M$ .

$$g_s = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}$$

Площа перерізу стержнів, які не обриваються і проходять по низу балки від опори до опори, повинна складати не менше двох і не менше 50% загальної площі розтягнутої арматури в перерізі із найбільшим додатним моментом. Місця обривів повздовжніх стержнів визначають розрахунком за епюрою матеріалів (арматури).

У другорядних багатопрольотних балках, крім того, опорну арматуру в кількості не менше 1/4 розрахункового перерізу арматури біля грані опори (і не менше двох стержнів у в'язаних каркасах) заводять у суміжні прольоти на величину не менше ніж на 1/3 прольотної балки. До перерізу, який лежить на відстані від осі опори на 1/4 прольоту, повинно бути доведено не менше 1/2 розрахункового перерізу арматури біля грані опори (рис. 13, 14).

При побудові епюри арматури необхідно врахувати, що місце перегину відігнутого стержня в'язального каркаса вважається місцем його обриву. Перегин відгину у розтягнутій зоні (зверху, знизу) повинен знаходитися на відстані не менше ніж на  $1/2h_0$  ( $h_0$  – робоча висота перерізу) від нормального перерізу, де стержень, який вигинається, використовують за розрахунком (рис. 14).

Побудову епюри матеріалу (арматури) рекомендується виконувати у такій послідовності:

1. По прийнятому фактичному перерізу арматури за залежністю (1) обчислюють фактичну висоту стиснутої зони бетону (1)  $x$  і визначають плече пари внутрішніх зусиль  $Z_b$  (рис. 8)

$$x = \frac{A_s^\phi R_s}{b \cdot R_b}, \quad Z_b = h_0 - \frac{x}{2}.$$

2. За залежністю (3) знаходять величину фактичного згинального моменту, який сприймається розтягнутою робочою арматурою в розтягнутому перерізі

$$M_s^\phi = A_s^\phi R_s \left( h_0 - \frac{x}{2} \right) = A_s^\phi R_s Z_b$$

3. Визначають одиничні згинальні моменти, які сприймаються кожним робочим стержнем перерізу

$$M_{od} = f_s R_s z_b,$$

де  $f_s$  — площа поперечного перерізу одного стержня.

При однаковому діаметрі робочих стержнів та їх розміщенні не більше чим у два ряди по висоті

$$M_{od} = \frac{M_s^\phi}{n},$$

де  $n$  — кількість стержнів у перерізі.

4. Одержані значення одиничних моментів необхідно відкласти у масштабі на епюрі моментів (рис. 13, 14). Точка перетину епюри одиничних моментів визначає місце теоретичного обриву стержнів або перегину відігнутих

стержнів. Фактичне місце обриву стержнів визначається шляхом заведення стержня за точку теоретичного обриву на величину  $W$ .

Для прикладу розглянемо побудову епюри матеріалу для одного прольоту другорядної балки у варіанті із зварними каркасами (пер. 1-1 на рис. 13)

$$M_{zp}^{\max}(I) = 103,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$A_s^{\phi} = 2\varnothing 20 AII + 2\varnothing 16 AII = 2 \cdot 3,14 + 2 \cdot 2,01 = 10,3 \text{ см}^2;$$

$$Z_b = 39,5 - \frac{1,9}{2} = 38,55 \text{ см};$$

$$M_s^{\phi} = 10,3 \cdot 28500 \cdot 38,55 = 114,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{zp(I)}^{\max} = 103,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{o\varnothing 20} = 3,14 \cdot 28500 \cdot 38,55 = 34,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{o\varnothing 16} = 2,01 \cdot 28500 \cdot 38,55 = 24,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

На епюрі згинальних моментів слід у масштабі відкласти одиничні моменти всіх стержнів. Одиничні моменти стержнів  $\varnothing 20A-II$ , які проходять від опори до опори, відкладають на епюрі першими. Площа перерізу цих стержнів  $A_{s2\varnothing 20} = 6,28 \text{ см}^2$ , що більше 50% загальної робочої площі  $A_s^{\phi} = 10,3 \text{ см}^2$ .

Каркаси К-1 симетрично розміщені в перерізі балки (рис. 13), тому стержні каркасів  $\varnothing 16A-II$  слід обривати одночасно. Місце теоретичного обриву двох стержнів  $\varnothing 16A-II$  визначають за епюрою моментів там, де сумарна епюра двох одиничних моментів  $M_{2\varnothing 16}$  перетинається із епюрою згинальних моментів  $M$  (рис. 13).

По аналогічній епюрі поперечних зусиль (зусиль 12, 15) необхідно визначати поперечні сили у місцях теоретичного обриву стержнів:

$$\text{зліва} \text{ — } Q_{mo}^{лів} = 43 \text{ кН};$$

$$\text{справа} \text{ — } Q_{mo}^н = 50 \text{ кН}.$$

Для поперечних стержнів двох каркасів діаметром 6мм А-I,  $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,57 \text{ см}^2$ ;  $R_{sw} = 22500 \text{ Па}$ .

Визначаємо довжину анкерування стержнів за місце теоретичного обриву  $W$ :

зліва

$$g_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S} = \frac{22500 \cdot 0,57}{15} = 855 \text{ Н/п.см},$$

де  $S = 150 \text{ мм}$  — крок попередніх стержнів в точці теоретичного обриву стержнів зліва (рис. 13).

Зліва (рис. 13)

$$W_{л} = \frac{43000}{2 \cdot 855} + 5d = 25 + 5 \cdot 1,6 = 33 \text{ см} > W = 2d = 1,6 = 32 \text{ см}$$

Приймаємо  $W = 33 \text{ см}$ .

Справа

$$g_{sw} = \frac{28500 \cdot 0,57}{30} = 541,5 \text{ Н/п.см}$$

де  $S = 300$  мм — крок попередніх стержнів в точці теоретичного обриву стержнів справа (рис. 13)

$$W_{II} = \frac{50000}{2 \cdot 427,5} + 5d = 58 + 5 \cdot 1,6 = 66 \text{ см} > W = 20d = 1,6 = 32 \text{ см}$$

Приймаємо  $W = 66$  см.

## 2.9. РОЗРАХУНОК КОЛОНИ

При розрахунку монолітних колон багатоповерхової будівлі (рис. 1) їх можна розглядати центрально стиснутими, оскільки згинальний момент від повертання опорних перерізів монолітно зв'язаної з колоною головної балки незначний. В дійсності завдяки порушенням геометричних форм опалубки і неточної установки арматури, неоднорідності бетону та інших причин центрального стиску у чистому вигляді не спостерігається, а спостерігається позацентровий стиск із так званим випадковим ексцентриситетом ( $e_a$ ). Випадкові ексцентриситети повинні прийматися більшими із наведених далі значень:

- 1/30 висоти перерізу  $L$ ,
- 1/600 довжини елемента,
- 1,0 см.

Умови закріплення стержня колони (для визначення розрахункової довжини та коефіцієнта повздовжнього згину  $\varphi$ ) рекомендується приймати;

- а—примикання до перекриттів розглядати як шарнірно-нерухоме спирання;
- б—замурування в фундамент розглядати як повне затиснення на рівні обрізу фундаменту.

Підбір перерізу колони слід виконувати як для стиснутого елемента з випадковим ексцентриситетом.

### 2.9.1 Визначення навантаження на колону

Навантаження на колону від балок перекриття можна визначити без урахування нерозрізності останніх.

Вантажна площадка, із якої збирається навантаження на кожен колону по осях Б і Г від перекриття, складає

$$2 \cdot \frac{l}{2} \cdot 2 \cdot \frac{l_1}{2} = l \times l_1 = 6 \times 6 = 36 \text{ см}^2$$

Вага ребер другорядних балок, які припадають на одну колону (чотири ребра, з яких одне складається із двох повздовжніх половинок довжиною  $l'_1$ )

$$0,2 (0,45—0,06) \cdot 25000 \cdot 5,6 \cdot 4 = 43680 \text{ Н.}$$

Вага ребра головної балки при  $b_z = 40$  см,  $h_z = 80$  см, прольоту в проєкті 5,6 м.

$$0,4(0,8—0,06) \cdot 25000 \cdot 5,6 = 41440 \text{ Н.}$$

Вага колони в межах одного поверху ( $H_{\text{ноб}}=4,8$  м, рис. 1) при розмірах перерізу  $h \times b = 40 \times 4$  см

$$0,4 \times 0,4 \cdot 25000 \cdot 4,8 = 19200 \text{ Н.}$$

Навантаження зручно визначити в табличній формі (табл. 8).

Повздовжня сила від дії повного навантаження на один поверх

$$N = 906176 \text{ Н.}$$

Повздовжня сила від дії постійного і довгострокового навантаження на один поверх

$$N_o = 214976 + 432000 = 646976 \text{ Н.}$$

Розрахункове навантаження на рівні обрізу фундаменту колон по осях Б і Г (рис. 1)

$$N' = 2N = 2 \cdot 906,2 = 1812,4 \text{ кН,}$$

$$N'_e = 2N_e = 2 \cdot 647 = 1294 \text{ кН.}$$

Таблиця 8

Збирання навантаження на колону (на один поверх)

Найменування навантаження	Нормативні навантаження, $H$	Коефіцієнт $\gamma_f$	Розрахункові навантаження, $H$
Постійне навантаження $G$			
асфальтобетонна підлога	$1000 \cdot 36 = 36000$	1,2	43200
власна вага плити			
Вага ребер балки:	$1440 \cdot 36 = 51842$	1,2	57024
другорядних			
головних	43680	1,1	
колони	41440	1,1	
	19200	1,1	
Всього постійні	$G_n = 192160$		$G = 214976$
Тимчасове $P$			
довгострокове $P_{\text{дс}}$	$10000 \times 36 = 36000$	1,2	432000
короткострокове $P_{\text{кр}}$	$6000 \times 36 = 216000$	1,2	259200
Всього тимчасові	$P_n = 576000$		$P = 691200$
Повна $N = G + P$	$N_n = 768160$		$N = 906176$

### 2.9.2 Підбір перерізу колони та площі повздовжньої арматури

Розрахункову схему колони другого поверху будівлі приймають у вигляді стержня з шарнірно—нерухомими опорами на рівні перекриттів (рис. 20,а); першого поверху — з шарнірно-нерухомими опорами на рівні верху перекриття і затисненням на рівні верху обрізу фундаменту (рис. 1; 20,б).

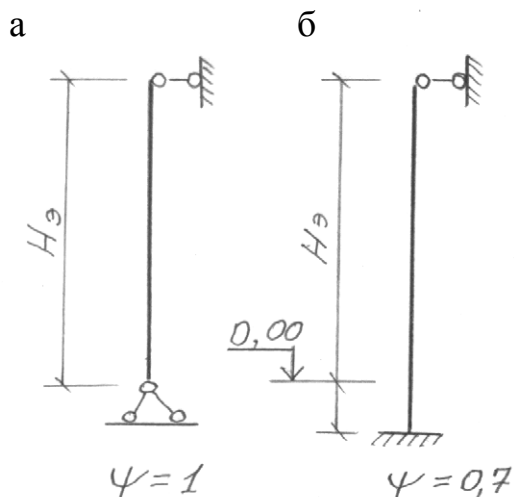


Рис. 20. Розрахункова схема колони

Площу поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури колон у межах поверху, як правило, приймають постійною, а армування перерізу колони з нульовим проектним ексцентриситетом — симетричним. Розрахункова величина колон у межах другого поверху  $l_0 = \varphi H_n = 1 \cdot 4,8 = 4,8$  м першого поверху —  $l_0 = 0,7(4,8 + 0,3) = 3,57$  м.

На несучу здатність довгих (гнучких) стиснутих елементів із випадковим ексцентриситетом (нульовим проектним

ексцентриситетом) впливає явище поздовжнього згину і довгострокове навантаження.

Перевірку несучої здатності, підбір перерізу колони та необхідної площі перерізу арматури таких елементів при  $l_0 \leq 20h$  в практиці дозволяється виконувати за залежністю

$$N \leq \eta \varphi (R_b A + R_{sc} \sum f_s), \quad (14)$$

де  $N$  — поздовжнє стискальне зусилля;

$A = h \times b$  — площа перерізу елемента;

$h$  і  $b$  — висота і ширина перерізу;

$\eta$  — коефіцієнт, який приймають таким, що дорівнює одиниці при  $h \geq 250$  мм;

$\varphi$  — коефіцієнт, який враховує довгострокову дію навантаження, гнучкість і характер армування елемента; його обчислюють за залежністю  $\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_z - \varphi_b) \cdot 2$ , але приймають не більше  $\varphi_z$ ;

$\varphi_z - \varphi_b$  — коефіцієнти, які приймають за табл. VI.1 [3];

$$\alpha = \frac{R_{sc} \cdot \sum f_s}{R_b A} = \mu \frac{R_{sc}}{R_b},$$

тут  $\sum f_s$  — площа всієї арматури в перерізі елемента;

$R_{sc}$  — розрахунковий опір арматури на стиск.

$\mu = \frac{\mu\%}{100}$  — коефіцієнт армування,  $\mu\%$  — процентне армування.

Оптимальний процент армування  $\mu\%$  — 1...2 % і, як правило, не більше 3%.

При  $\alpha > 0,5$  можна приймати  $\varphi = \varphi_z$ .



Приймаємо для армування колони арматуру класу А-II,  $R_{sc}=28500$  Па (табл. 3) бетон класу В20 при  $\gamma_{b2}=0,9$ ,  $R_b=1035$  Па.

Розглянемо розрахунковий переріз колони першого поверху на рівні обрізу фундаменту —  $N' = 1812,4$  кН,  $N'_e = 1294$  кН.

Розрахунок слід виконувати методом послідовних наближень.

У першому наближенні слід задаватися значеннями:

$\varphi = \eta = 1$ ,  $\mu = 1\%$ , ( $\mu = 0,01$ ), тобто із умови (14)

$$A = \frac{N'}{\eta \cdot \varphi (R_b + \mu + R_{sb})} = \frac{1812400}{1 \cdot 1 (1035 + 0,01 \cdot 28500)} = 1373 \text{ см}^2, \quad h = b = \sqrt{A} = 37 \text{ см}$$

Приймаємо переріз колони  $h \times b = 40 \times 40$  см,  $l_0/n = 357$   $\varphi_0 = 8,93 \leq 20$ , тому для подальших розрахунків справедлива залежність (14).

За табл. VI.1 [1] при  $N'_e/N_e = 1294:1812,4 = 0,714$ ,  $l_0/n = 8,93$  і припускаючи відсутність проміжних стержнів, знаходимо  $\varphi_z = 0,909$  і  $\varphi_b = 0,902$ .

Приймаємо у другому наближенні  $\varphi_z = \varphi_b = 0,909$ , і тоді

$$R_{sb} \cdot \sum f_s = \frac{N'}{\eta \varphi} - R_b A = \frac{1812400}{1 \cdot 0,909} - 1035 \cdot 1600 = 337840 \text{ Н}$$

$$\alpha = \frac{R_{sb} \sum f_s}{R_b A} = \frac{337840}{1356000} = 0,204$$

Звідки

Оскільки  $\alpha < 0,5$ , уточняємо значення  $\varphi$   
 $\varphi = 0,902 + 2(0,909 - 0,902) \cdot 0,204 = 0,905$ .

Визначаємо

$$R_{sb} \sum f_s = \frac{1812400}{1 \cdot 0,905} - 1035 \cdot 1600 = 346650 \text{ Н}$$

Одержане значення  $R_{sb} \sum f_s$  дуже близьке до прийнятого у першому наближенні, тому сумарну площу перерізу арматури приймаємо такою, що дорівнює

$$\sum f_s = \frac{346650}{28500} = 12,16 \text{ см}^2$$

За сортаментом арматури приймаємо

$$\sum f_s^\phi = 12,56 \text{ см}^2 \quad (4\phi 20 \text{ А-II}),$$

$$\mu\% = \frac{\sum f_s^\phi}{A} = \frac{12,56}{1600} \cdot 100 = 0,79\%$$

$$0,1\% \leq 0,79\% \leq 3\%.$$

За рекомендацією розд. 2.10 для варіанта зварених каркасів діаметр поперечних стержнів за табл. 7 слід прийняти 5 мм, крок  $300 \text{ мм} < 20d \cdot 20 = 400 \text{ мм}$ . Діаметр хомутів в'язаних каркасів —  $5 \text{ мм} \geq 25d = 0,25 \cdot 20 = 5 \text{ мм}$  і дорівнює мінімально допустимому, крок хомутів —  $300 \text{ мм} \geq 15d = 15 \cdot 20 = 300 \text{ мм}$ .

Армування колони показано на рис. 21 і 22.

## 2.10. КОНСТРУЮВАННЯ КОЛОН

У стиснутих залізобетонних стояках переріз повздовжньої арматури повинен бути не менше 0,1% і, як правило, не більше 3% площі перерізу бетону. В стояках з меншою стороною перерізу  $b \geq 250$  мм діаметр повздовжніх стержнів рекомендується приймати не менше 16 мм, максимальний — 40 мм.

У кожній грані стиснутих стояків при ширині грані до 400 мм допускається ставити по два робочих стержня. При великій ширині граней у кожній з них робочі стержні повинні ставитися на відстані, яка не перевищує 400 мм (рис. 2).

В монолітних колонах для забезпечення якісного укладання бетону відстань у просвіті між повздовжніми робочими стержнями має бути не менше 50 мм. Для робочих стержнів повинен бути забезпечений необхідний захисний шар бетону (не менше діаметра робочих стержнів і не менше 20 мм).

Поперечні стержні (хомути) фіксують положення повздовжньої арматури і при роботі елемента під навантаженням перешкоджають випучуванню повздовжніх стиснутих стержнів у зовнішній бік і відколу захисного шару бетону. Поперечні стержні (хомути) ставлять без розрахунку, але із виконанням конструктивних вимог.

Поперечні стержні (хомути) повинні охоплювати по контуру всі повздовжні стержні у перерізі. В перерізах колон з великою шириною граней (більше 400 мм) крім контурних поперечних стержнів (хомутів) має встановлюватися додаткова поперечна арматура — шпильки або хомути (рис. 21).

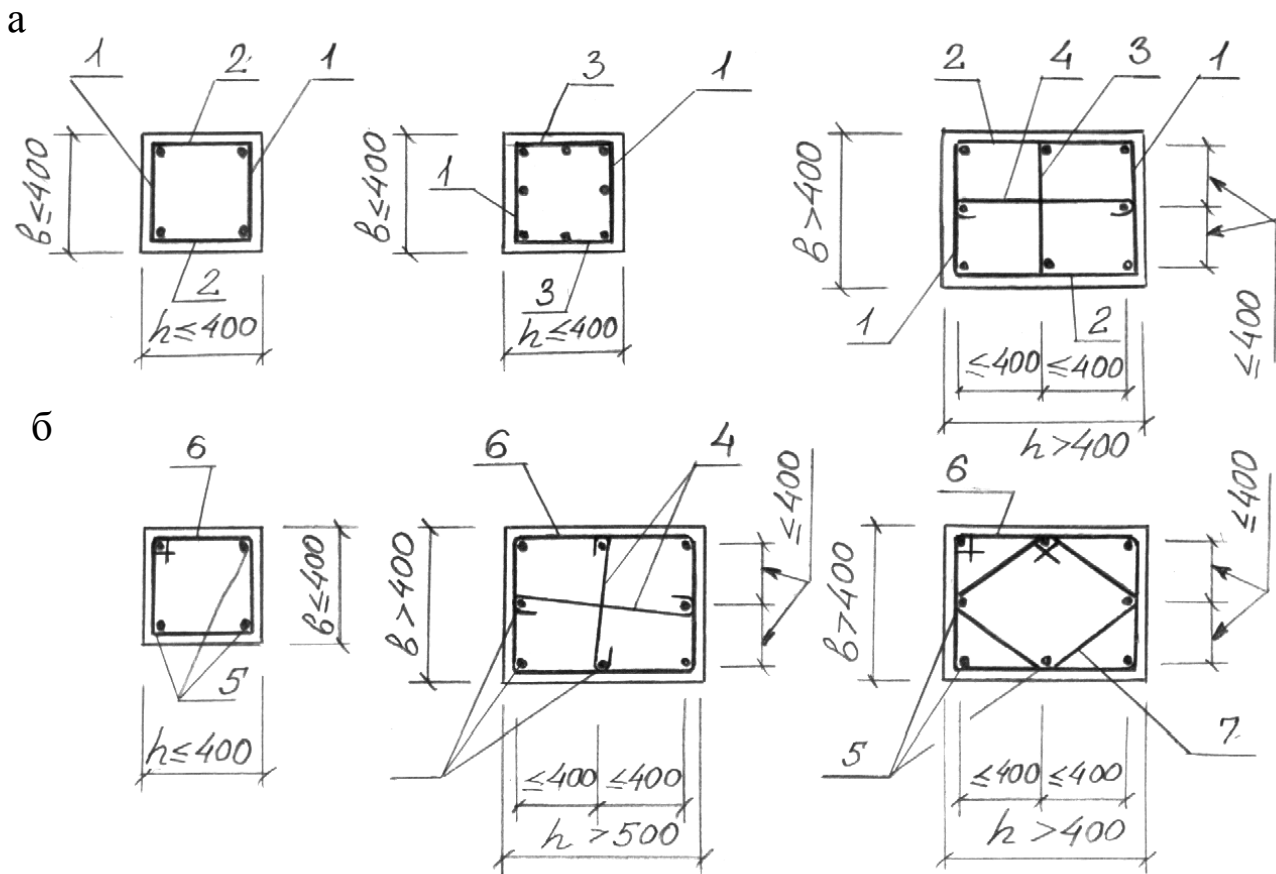


Рис. 21. Конструкція зварних і в'язаних просторових каркасів колон (а – зварні; б – в'язані; 1 – основні плоскі каркаси; 2 – з'єднуючі стержні; 3 – додаткові плоскі каркаси; 4 – шпильки; 5 – окремі повздовжні стержні; 6,7 – хомути)

Відстань між поперечними стержнями зварних каркасів повинна бути не більше  $20d$ , між хомутами в'язаних каркасів —  $15d$ , і в загальних випадках не більше 500 мм (де  $d$  — найменший діаметр повздовжніх робочих стиснутих стержнів).

Необхідно, щоб діаметр поперечних стержнів у зварних каркасах задовольняв умови зварювання за табл. 7. Діаметр хомутів в'язаних каркасів повинен бути не менше 5 мм і не менше  $25d$ . Товщина захисного шару поперечних стержнів (хомутів) — не менше 15 мм.

Окремі монолітні фундаменти під колони можуть мати східчасту і пірамідальну форму. Пірамідальні фундаменти вимагають меншої витрати бетону, але опалубка їх складніша, ніж східчастих, а тому в будівництві застосовують монолітні східчасті фундаменти (рис. 23).

В східчастих фундаментах кількість сходів призначають залежно від його загальної висоти  $H_\phi$ . Рекомендується приймати при  $H_\phi \leq 500$  мм — одну сходину; при  $600 \leq H_\phi \leq 900$  мм — дві сходини; при  $H_\phi > 900$  мм — три. Висоти сходів призначають у межах  $h_i = 300 \dots 600$  мм. Розміри призначають кратними 50 мм.

Розміри сходин призначають такими, щоб весь контур фундаменту знаходився зовні бокових граней зрізаної піраміди, грані якої похилі до горизонту під кутом  $45^\circ$ , а верхньою основою є опорний переріз колони рис. 22.

При центральному проектному навантаженні фундаменти в плані рекомендується приймати квадратної форми, при позацентровому навантаженні — прямокутної форми.

Фундаменти монолітних каркасів армують зварними або в'язаними сітками із перехрещених стержнів, які укладають тільки по підшві. Робочі стержні слід приймати діаметром не менше 10 мм. Відстань між осями арматурних стержнів повинна бути не менше 100 мм і не більше 200 мм. Захисний шар бетону за відсутності бетонної підготовки має прийматися не менше 70 мм, за наявності бетонної підготовки — 35 мм.

Зв'язок фундаменту із монолітною залізобетонною колоною виконують за допомогою випусків стержнів арматури, діаметри і розміщення яких повинні відповідати арматурі колон (рис. 22). Необхідно, щоб випуски були з'єднаними поперечними стержнями (хомутами), причому перший ряд ставлять біля нижніх кінців випусків, а другий — на відстані 100 мм нижче обрізу фундаменту. Випуски арматури повинні бути замуrowані в бетон фундаменту не менше ніж на величину  $l_a$ , яку приймають для стержнів періодичного профілю не менше  $30 d$ , а гладких стержнів —  $40 d$  (де  $d$  — діаметр робочих

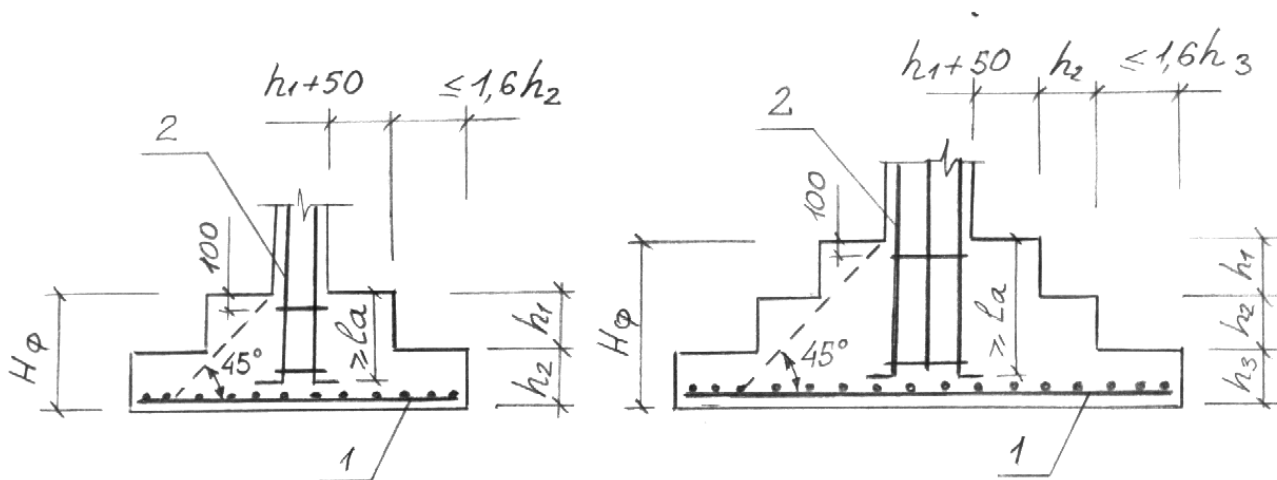


Рис. 22. Окремі монолітні фундаменти під колони  
(а – двохсідчастий; б – трьохсідчастий; 1 – зварні або в'язані сітки;  
2 – випуски з фундаменту – зварні каркаси або окремі стержні)

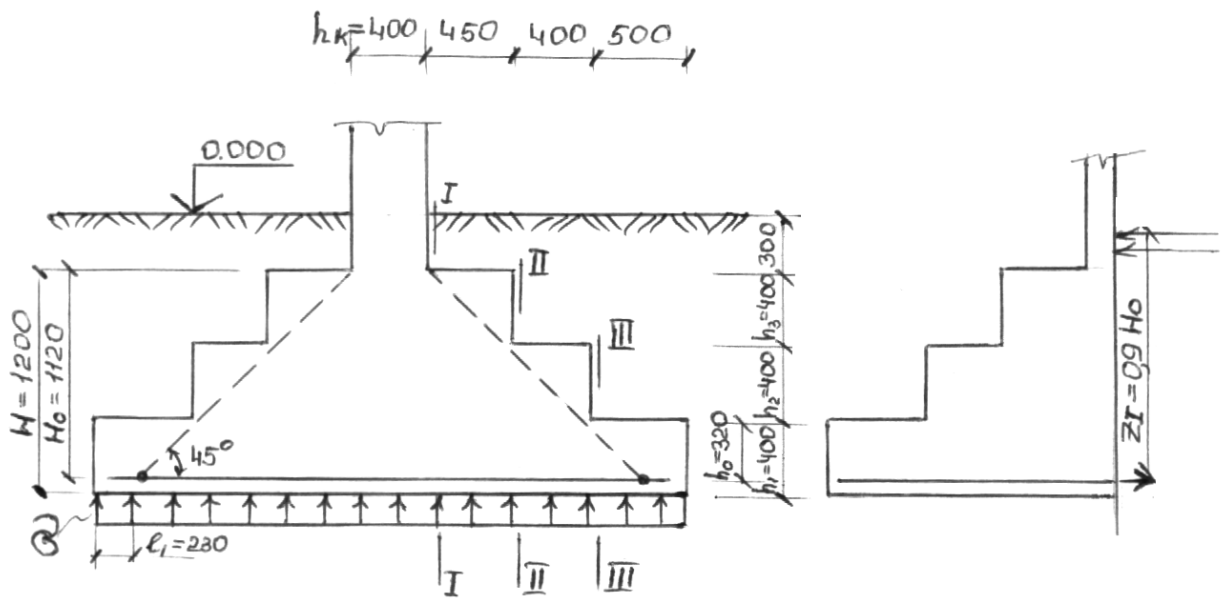
повздовжніх стержнів колон).

Стик виступів з арматурою колони рекомендується влаштовувати на рівні підлоги. При армуванні колон окремими стержнями стики з випусками із фундаментів частіше за все виконують один на другий без зварювання. Довжина перепуску стержнів  $l_k$  повинна прийматися не менше величин, які рекомендуються для  $l_a$ .

При армуванні колон зварними каркасами стик з випусками із фундаменту рекомендується виконувати за допомогою дугового ванного зварювання в інвентарній мідній формі.

### 3. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ

Розрахунок ступінчастого залізобетонного фундаменту під колони складається із визначення розмірів підшви —  $a_\phi$  та  $b_\phi$ , загальної висоти фундаменту —  $H$ , висоти сходинок —  $h_i$  і площі перерізу арматури, яка розміщується по підшві фундаменту (рис. 23).



площа реактивних  
напружень

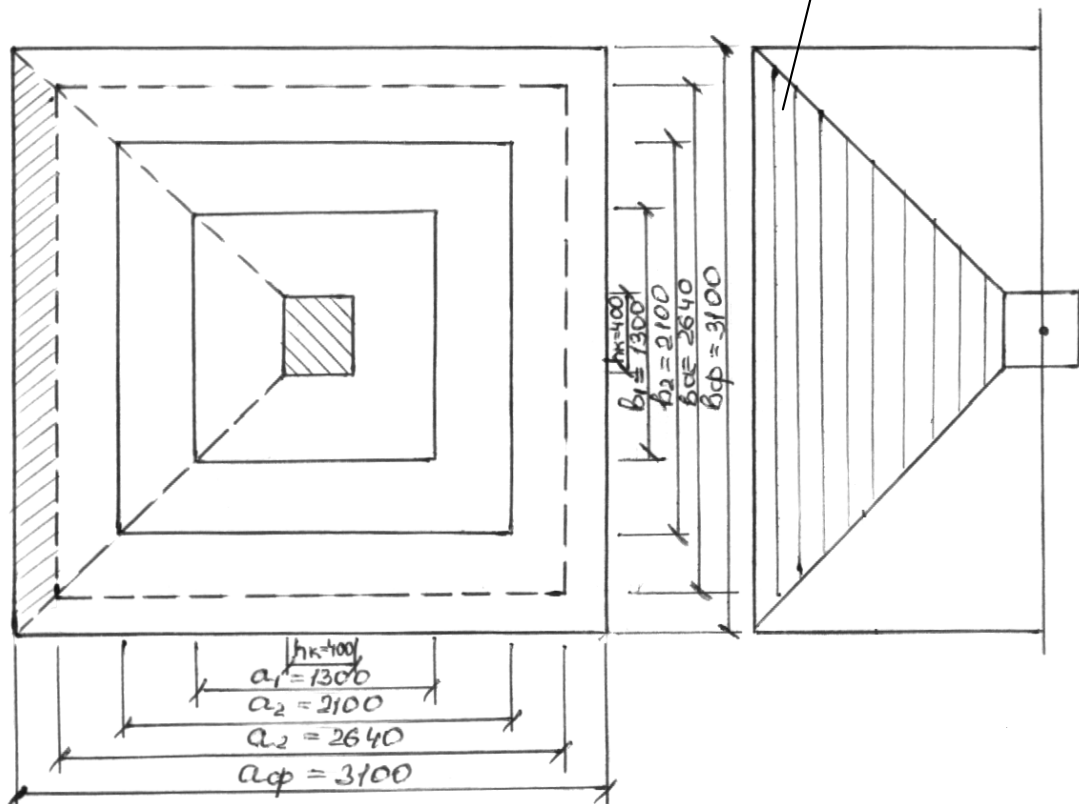


Рис.23. Розрахункова схема центрально навантаженого фундаменту

Розміри підосви фундаменту визначають за розрахунковими навантаженнями другої групи граничного стану згідно з вимогами норм проектування, основ будов і споруд.

Розміри фундаменту та його армування визначають за розрахунками міцності на зусилля, які обчислені при навантаженні на епюрі матеріалів за першою групою граничного стану.

Площу підосви фундаменту розраховують з урахуванням глибини закладення підосви  $d$  і ваги ґрунту на його уступах за залежністю

$$A_{\phi} = a_{\phi} b_{\phi} = \frac{N'_{II}}{R_0 - \gamma_m d},$$

де  $R_0$  — умовний розрахунковий опір ґрунту;

$\gamma_m$  — середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на його уступах (дозволяється приймати такою, що дорівнює 19,8 кН/м);

$N'_{II}$  — розрахункове зусилля від колони.

Повну мінімальну робочу висоту фундаменту необхідно визначити з умови міцності бетону на продавлюваній поверхні зрізаної піраміди, грані якої нахилені під кутом  $45^{\circ}$ . Верхня підвалина — переріз колони, нижня  $A_p = |a_k + 2H_0| \cdot |b_k + 2H_0|$  на рівні робочої арматури у підосві (рис. 23).

При квадратній та близькій до квадратної підосві

$$F \geq R_{bt} U_m H_0,$$

де  $F_{\phi}$  — розрахункова продавлююча сила, яка дорівнює нормальній силі  $N'$  у перерізі колони на рівні обрізу фундаменту з урахування реактивного тиску ґрунту на нижню підвалину піраміди продавлювання

$$F_{\phi} = N' - \tau A_p,$$

$$\tau = \frac{N}{A_{ap}}$$

— реактивне напруження у ґрунті від розрахункового навантаження

$$U_m = 0,5 \sqrt{\frac{N'}{0,75 R_{bt} + \tau} - \frac{a_k b_k}{4}}.$$

Робочу висоту нижньої приступки  $h_0$  знаходять з умови повного сприйняття поперечної сили бетоном (щоб не ставити розрахункову поперечну арматуру):

$$\frac{\sigma \cdot b_{\phi} (a_{\phi} - a_2 - 2h_0)}{2} \leq \varphi_{b4} R_{bt} b_{\phi} h_0.$$

Армування фундаменту по підосві визначають розрахунком на згин за нормативним перерізом I-I, II-II та III-III (рис. 23). Значення розрахункових згинальних моментів у цих перерізах

$$M_I = \frac{1}{24} \tau' (a_\phi - a_2)^2 (2b_\phi + b_2);$$

$$M_{II} = \frac{1}{24} \tau' (a_\phi - a_1)^2 (2b_\phi + b_1);$$

$$M_{III} = \frac{1}{24} \tau' (a_\phi - a_k)^2 (2b_\phi + b_k).$$

Переріз робочої арматури на всю ширину можна обчислити, якщо прийняти плече внутрішньої пари сил  $Z_i = 0,9h_{0i}$ :

$$A_{si} = \frac{M_i}{0,9h_{0i}R_s}.$$

Наприклад, зусилля, що діє в перерізі колони на рівні фундаменту

$$N_I = 2 \cdot 906,2 \text{ кН} = 1812,4 \text{ кН},$$

$$N_{II} = 2 \cdot 768,16 \text{ кН} = 1536,32 \text{ кН}.$$

Розмір перерізу колони– 40×40 см.

Глибина закладення фундаменту– 1,5 м.

Ґрунти — суглинки з умовним розрахунковим опором  $R_0=0,2$  МПа, клас бетону В20 при  $\gamma_{b2}=1,0$ .

Площа підосви в епюрному наближенні

$$A_\phi = \frac{1536320}{20 - 0,0198 \cdot 150} = 90212,6 \text{ см}^2.$$

Ширина та довжина підосви квадратного фундаменту

$$a_\phi = b_\phi = \sqrt{90213} = 300,4 \text{ см}, \text{ приймаємо } 300 \text{ см}.$$

Рекомендується приймати розміри приступок (сходин) від 300 до 600 мм із кратністю 50 мм.

Форма і прийняті розміри фундаменту показані на рис. 23.

Розрахунковий опір ґрунту по [8] для  $d \leq 2,0$  м

$$R = 20[1 + 0,5(3,0 - 1)/1] \cdot (1,5 + 2)/2 \cdot 2 = 19,3 \text{ Па},$$

де  $b_0=1$  м,  $\kappa_I=0,125$  — для пісків;

$d_0=2,0$  м,  $\kappa_I=0,05$  — для суглинків і глин.

Розрахункове напруження

$$\sigma = \frac{1812400}{90000} = 20,13 > 19,3$$

Тоді збільшуємо площу фундаменту і приймаємо 310 см.

$$\sigma = \frac{1812400}{96100} = 18,86 < 19,3$$

Мінімальна робоча висота фундаменту

$$H_0 = 0,5 \sqrt{\frac{1812400}{0,75 \cdot 6,75 + 18,86}} - \frac{40 \times 40}{4} = 60,74 \text{ см}$$



Захисний шар бетону — 70 мм, тоді  $a=80$  мм.

$$H=H_0+a=60,7+8=69 \text{ см} > H=120 \text{ см.}$$

Перевірка достатності висоти нижньої сходини:

$$h_I=40 \text{ см}; \quad h_{0I}=40-8=32 \text{ см.}$$

$$18,86 \cdot 310 (310-2100-2 \cdot 32)/2 \leq 1,5 \cdot 67,5 \cdot 310 \cdot 32 = 105239 < 100440.$$

Напруження у ґрунті від розрахункового навантаження по підшві фундаменту

$$\sigma' = 0,0198 \cdot 150 + \frac{1812400}{96100} = 21,83 \text{ Па}$$

Висота нижньої сходини достатня.

$$M_I = \frac{21,83}{24} (310 - 40)^2 (2 \cdot 310 + 40) = 43763692 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M_{II} = \frac{21,83}{24} (310 - 130)^2 (2 \cdot 310 + 130) = 22102875 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$M_{III} = \frac{21,83}{24} (310 - 210)^2 (2 \cdot 310 + 210) = 75495442 \text{ Н} \cdot \text{см};$$

$$Z_1 = 0,9H_0 = 0,9 \cdot 112 = 100,8 \text{ см};$$

$$Z_2 = 0,9(80-8) = 64,8 \text{ см};$$

$$Z_3 = 0,9h_{0I} = 0,9 \cdot 32 = 28,8 \text{ см}.$$

Переріз робочої арматури на всю ширину фундаменту

$$A_{SI} = \frac{43763692}{100,8 \cdot 22500} = 19,3 \text{ см}^2;$$

$$A_{SII} = \frac{22102875}{164,8 \cdot 22500} = 15,6 \text{ см}^2;$$

$$A_{SIII} = \frac{75495442}{288 \cdot 22500} = 11,7 \text{ см}^2.$$

Приймаємо в кожному напрямку підшви фундаменту 21  $\varnothing 12$  А-I із кроком 15 см  $A_s^{\phi} = 23,75 > 19,3 \text{ см}^2$ .

#### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Организация учебного процесса. Виды учебных занятий. Квалификационные работы специалистов. Дипломный проект и дипломная работа. – Харьков: ХДАДТУ, 1998.

2. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. — М.: Стройиздат, 1981.
3. СНИП 2.03.01—84. Бетонные и железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1985.
4. СНИП 2.01.07—85. Нагрузки и воздействия. — М.: Стройиздат, 1986.
5. Лопатко А.Э. Проектирование элементов железобетонных конструкций. — Киев: Вища шк. Головное изд—во, 1987.
6. Мандриков В.П. Примеры расчета железобетонных конструкций зданий. — М.: Стройиздат, 1989.
7. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. — М.: Стройиздат, 1985.
8. СНИП 2.02.01—83. Основания зданий и сооружений. — М.: Стройиздат, 1983.