

Міністерство освіти і науки України
Відокремлений структурний підрозділ
«Любешівський технічний фаховий коледж
Луцького національного технічного університету»



ОСНОВИ РОЗРАХУНКУ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ

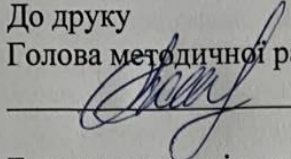
методичні вказівки до виконання курсового проекту
для здобувачів освітньо-професійного ступеня **фаховий молодший бакалавр**
освітньо-професійної програми Будівництво та експлуатація будівель і споруд
спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
галузь знань **19 «Архітектура та будівництво»**
денної форми навчання

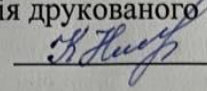
УДК 624.01(07)

П 32

До друку

Голова методичної ради ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

 Герасимук-Чернова Т.П.

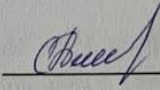
Електронна копія друкованого видання передана для внесення в репозитарій коледжу Бібліотекар  Корець Н.М.

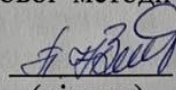
Затверджено методичною радою ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

протокол № 5 від «28» 12 2023 р.

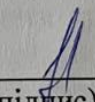
Рекомендовано до видання на засіданні випускної циклової (методичної) комісії педпрацівників будівельного профілю, будівництва та цивільної інженерії ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ»

протокол № 4 від 28.12 2023 року

Голова циклової методичної комісії  С.М. Данилік

Укладач:  Н.З. Пігулко
(підпис)

Рецензент: _____
(підпис)

Відповідальний за випуск:  Т.П. Кузьмич, методист коледжу
(підпис)

Основи розрахунку будівельних конструкцій [Текст]: методичні вказівки до виконання курсового проекту для здобувачів освітньо-професійного ступеня фаховий молодший бакалавр освітньо-професійної програми «Будівництво та експлуатація будівель і споруд», спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 «Архітектура та будівництво» денної форми навчання/уклад. Н.З.Пігулко – Любешів: ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ», 2023. – 55с.

Видання містить розрахунок та конструювання з/б плит перекриття, збірної колони першого поверху та фундаменту під колону, рекомендації до графічного оформлення курсового проекту. Призначене для здобувачів освіти спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія» Н.З.Пігулко, 2023

Н.З.Пігулко 2023

РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ

У міжповерхових збірних перекриттях застосовують плити порожнисті, ребристі та суцільні. Усі перелічені плити, крім суцільних, складаються з площі та поздовжніх і поперечних ребер.

Критеріями для оцінки економічності плит є зведена товщина бетону і витрата сталі. Серед порожнистих плит за зведеною товщиною бетону та витратою сталі найекономічнішими є плити з овальними порожнинами, але виготовлення їх трудомістке, і тому частіше застосовують плити з круглими порожнинами. Застосування ребристих плит з ребрами вгору обмежене у зв'язку з необхідністю робити настил для підлоги, що підвищує вартість перекриття.

Плити, оперті на ригелі або стіни з двох сторін, розраховують як однопролітні балки, які вільно лежать і завантажені рівномірно розподіленим навантаженням.

Розрахунковий проліт плит залежить від форми поперечного перерізу ригелю і характеру обпирання. Від дорівнює відстані між осями опорних площадок плит.

Рівномірно розподілене навантаження на 1 м. п. плити, що складається з ваги підлоги та плити, а також тимчасового навантаження, визначають множенням навантаження в кН/м^2 або Н/м^2 на розмір ширини плити.

Міцність нормальних перерізів порожнистих та ребристих плит з ребрами вниз розраховують як для перерізів таврової форми, оскільки полиці, які розміщені в розтягнутій зоні, не впливають на несучу здатність. Розрахункову ширину перерізу ребристої плити з ребрами вгору приймають рівною сумарній ширині поздовжніх ребер і розрахунок ведуть як для прямокутного перерізу.

Нижче наведено приклад розрахунку плити з круглими порожнинами та особливості розрахунку плит з овальними порожнинами та ребристих з ребрами вниз та вгору.

1. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ ПЕРЕКРИТТЯ З КРУГЛИМИ ПОРОЖНИНАМИ

1.1. Дані для проектування

Плита перекриття з круглими порожнинами (рис. 1.1) з номінальними розмірами 1,2х6,0 м опирається на ригелі прямокутного поперечного перерізу (рис. 1.2) і виготовляється з важкого бетону класу В20 та експлуатується при $\gamma_{b2} = 0,9$ і $\gamma_n = 0,95$. Плита армується робочою поздовжньою арматурою класу А-III та поперечною арматурою класу А-I. Конструкція відноситься до III-ї категорії тріщиностійкості (дод. 21). Тимчасове навантаження на перекриття становить 3 кН/м², в т. ч. довготривале 2 кН/м², короткотривале 1 кН/м².

З додатків 2, 3 та 5 визначаємо розрахункові характеристики матеріалів:
 $R_{bn} = R_{b,ser} = 13,5$ МПа; $R_{btn} = R_{bt,ser} = 1,25$ МПа; $R_b = 10,35$ МПа;
 $R_{bt} = 0,8$ МПа; $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа; $R_s = R_{sc} = 365$ МПа при діаметрі 10...40мм; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $R_{sw} = 175$ МПа.

1.2. Визначення розрахункових внутрішніх зусиль в плиті

Плиту розраховуємо як балку на двох опорах з розрахунковим прольотом рівним віддалі між центрами площадок обпирання плити на ригель (рис. 1.2):

$$l_0 = l - 2 \cdot \frac{c}{2} = 6000 - 2 \cdot \frac{90}{2} = 5910 \text{ мм.}$$

Збір навантаження на перекриття наведено в таблиці 1.1.

Повне нормативне навантаження на 1 м плити:

$$q_n = 9,3 \cdot 1,2 = 11,16 \text{ кН/м,}$$

де 1,2 м – номінальна ширина плити,

в тому числі довгочасне:

$$q_{nl} = 8,3 \cdot 1,2 = 9,96 \text{ кН/м;}$$

Повне розрахункове навантаження на 1 м плити:

$$q = 10,37 \cdot 1,2 = 12,44 \text{ кН/м.}$$

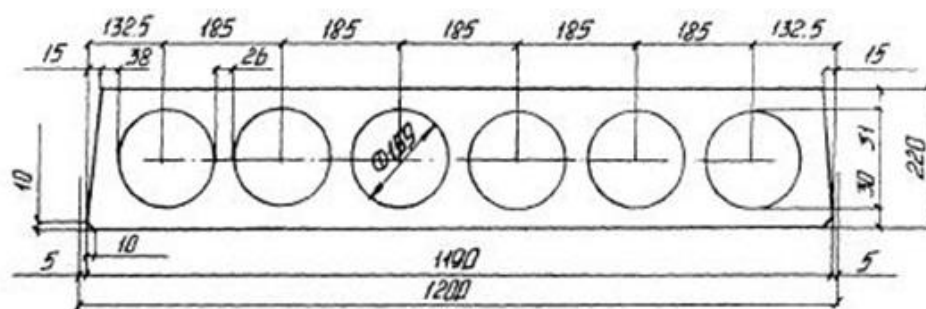


Рис.1.1

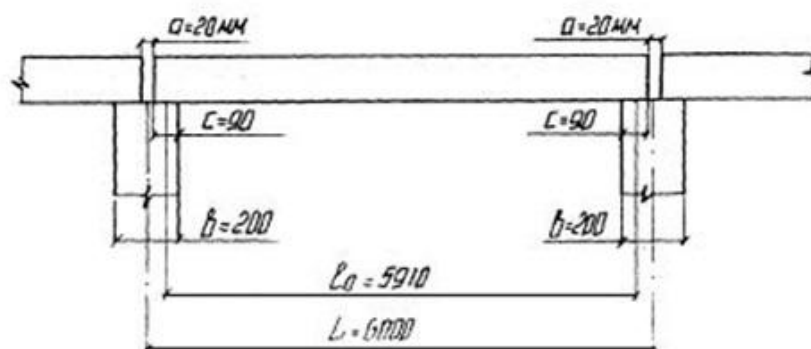


Рис.1.2

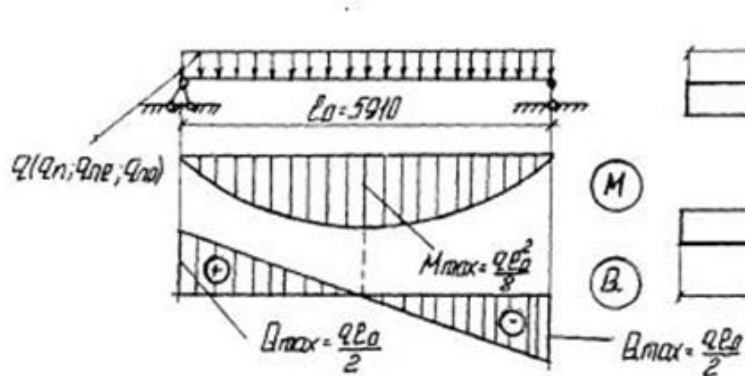


Рис.1.3

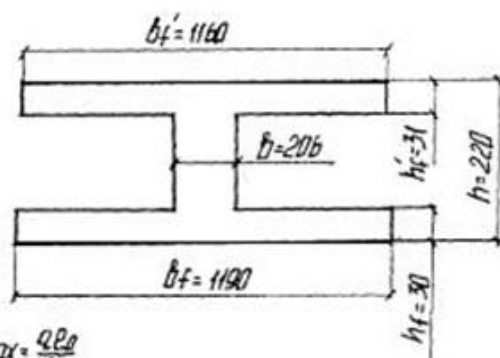


Рис.1.4

Таблиця 1.1.

Вид навантаження	Нормативне кН/м ²	γ_f	γ_n	Розрахункове кН/м ²
Стале				
Плиткова підлога	0,30	1,1	0,95	0,31
Цементна стяжка 15 мм	0,29	1,2	0,95	0,33
Гідроізоляція	0,01	1,1	0,95	0,01
Шлакобетон 40 мм	0,60	1,2	0,95	0,68
Вага плити	2,60	1,1	0,95	2,72
Вага перегородок	2,50	1,1	0,95	2,61
Всього	$q_n = 6,30$			$g = 6,66$
Тимчасове в т. ч. довготривале	$V_n = 3,00$ $V_{nl} = 2,00$	1,3 1,3	0,95 0,95	$V = 3,71$ $V_l = 2,47$
Повне в т. ч. довгочасне	$q_n = 9,30$ $q_{nl} = 8,30$			$q = 10,37$ $q_l = 9,13$

Розрахункова схема плити, епюри моментів та поперечних сил показані на рис. 1.3.

Максимальний згинальний момент:

а) від повного розрахункового навантаження:

$$M = \frac{12,44 \cdot 5,91^2}{8} = 54,3 \text{ кНм};$$

б) від повного нормативного навантаження:

$$M_n = \frac{11,16 \cdot 5,91^2}{8} = 48,7 \text{ кНм};$$

в) від довгочасного нормативного навантаження:

$$M_{nl} = \frac{9,96 \cdot 5,91^2}{8} = 43,5 \text{ кНм}.$$

Максимальна поперечна сила від повного розрахункового навантаження:

$$Q = \frac{12,44 \cdot 5,91}{2} = 36,8 \text{ кН}.$$

1.3. Розрахунковий переріз плити

Дійсний переріз плити (рис. 1.1) зводимо до розрахункового двотаврового (рис. 1.4) з розмірами: $b_f = 1190 \text{ мм}$; $b'_f = 1190 - 15 \cdot 2 = 1160 \text{ мм}$; $b = b'_f - 6d = 1160 - 6 \cdot 159 = 206 \text{ мм}$; $h_f = 30 \text{ мм}$; $h'_f = 31 \text{ мм}$.

1.4. Розрахунок на міцність нормальних перерізів

Розрахунок ведемо як для елементів таврового профілю за схемами алгоритмів №5 і №2:

1. $h_0 = 220 - 15 = 205 \text{ мм};$

2. $M'_f = 10,35 * 1160 * 31(201 - 0,5 * 31) * 10^{-6} = 70,5 \text{ кНм};$

3. $M = 54,3 \text{ кНм} < M'_f = 70,5 \text{ кНм}$ – переріз розраховуємо як прямокутний з шириною $b = b'_f$ за схемою алгоритму №2:

2. $\alpha_m = \frac{54,3 * 10^6}{10,35 * 1160 * 205^2} = 0,108;$

3. $\alpha_m = 0,108 < \alpha_R = 0,430$ (додаток 7);

4. По таблиці додатка 8 визначаємо $\zeta = 0,943;$

5. $A_{s1} = \frac{54,3 * 10^6}{0,943 * 205 * 365} = 770 \text{ мм}^2;$

6. $A'_s = 0,0005 * 206 * 205 = 21 \text{ мм}^2;$

7. $\mu = \frac{770}{206 * 205} = 0,018 > \mu_{min} = 0,0005$ (додаток 21);

8. $A_s = A_{s1} = 770 \text{ мм}^2;$

Приймаємо для армування 4Ø16А – III з $A_s = 804 \text{ мм}^2$ і 4Ø6А – I з $A'_s = 113 \text{ мм}^2$ (див. дод. 6 і рис. 1.5).

1.5. Розрахунок на міцність нахилених перерізів

Розрахунок ведем за схемою алгоритму №7.

Вихідні дані: $Q = 36,8 \text{ кН}$ (див. п. 1.2); $q_1 = g + \frac{V}{2} = 6,66 + \frac{3,71}{2} = 8,52 \text{ кН/м}$ – рівномірно розподілене навантаження, яке береться до уваги в розрахунках; з умов технології зварювання діаметр поперечних стержнів можна було б назначити 5 мм (дод. 10), але за сортаментом мінімальний діаметр арматури класу А-I становить 6 мм (дод. 6), тому діаметр хомутів приймаємо $d_w = 6 \text{ мм}$, $A_{sw1} = 28,3 \text{ мм}$ (дод. 6); $n = 4$ (рис. 1.5); уточнюємо значення $a = a_l + \frac{d}{2} = 16 + \frac{16}{2} = 25 \text{ мм}$ (дод. 27); $\varphi_{b2} = 2$; $\varphi_{b3} = 0,6$; $\varphi_{b4} = 1,5$ (дод. 9); $\varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75(1160 - 206)31}{206(220 - 25)} = 0,55$, але не більш 0,5, прийнято $\varphi_f = 0,5$; $\varphi_n = 0$ (елемент без попередньо напруженої арматури);

$C_{max} = \frac{\varphi_{b2} * h_0}{\varphi_{b3}} = \frac{2 * 195}{0,6} = 650 \text{ мм}$ – максимальна проекція нахилоного перерізу;
максимально допустимий крок хомутів становить

$S_{max} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n)R_{bt}*b*h_0}{Q} = \frac{1,5(1+0)0,8*26*195}{36,8} = 165 \text{ мм};$ за додатком II встановлюємо крок хомутів на при опорній ділянці $\frac{1}{4}l = \frac{1}{4} * 6 \text{ м} = 1,5 \text{ м}$ $S \leq 0,5h \leq 0,5 * 220 = 110 \text{ мм}$ і $S \leq 150 \text{ мм};$ прийнято $S = 100 \text{ мм};$ на решті прольоту крок хомутів $S \leq \frac{3}{4} * h = \frac{3}{4} * 220 = 165 \text{ мм}$ – прийнято $S = 150 \text{ мм};$ геометричні розміри перерізу див. рис. 1.4.

1. $h_0 = 220 - 25 = 195 \text{ мм};$

2. $Q_{u1} = 0,6(1 + 0)0,8 * 206 * 195 = 19280 \text{ Н} = 19,3 \text{ кН};$

3. $Q = 36,8 \text{ кН} > Q_{u1} = 19,3 \text{ кН};$

4. $K = 1 + 0 + 0,5 = 1,5;$

5. $K = 1,5;$

6. $Q_{min} = 0,6 * 1,5 * 0,8 * 206 * 195 = 28920 \text{ Н} = 28,9 \text{ кН};$

7. $q_{sw} = \frac{175*4*28,3}{100} = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$

8. $q_1 = 8,52 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} < 0,56 * 198 = 110,9 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$

9. $C = \sqrt{\frac{2*1,5*0,8*206*195}{8,52}} = 1485 \text{ мм};$

10. $C = 1485 \text{ мм} > C_{max} = 650 \text{ мм};$

11. $C = C_{max} = 650 \text{ мм};$

11. $Q_{b1} = \frac{2*1,5*0,8*206*195^2}{650} = 28922 \text{ Н} = 28,9 \text{ кН};$

12. $Q_{b1} = 28,9 \text{ кН} = Q_{bmin} = 28,9 \text{ кН};$

13. $Q_b = Q_{b1} = Q_{bmin} = 28,9 \text{ кН};$

14. $q_{sw,min} = \frac{28,9*10^3}{2*195} = 74 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$

15. $q_{sw} = 198 \frac{\text{Н}}{\text{мм}} > q_{sw,min} = 74 \frac{\text{Н}}{\text{мм}};$

16. $C_0 = \sqrt{\frac{2*1,5*0,8*206*195^2}{198}} = 308 \text{ мм};$

$$17. C = 650 \text{ мм} > 2 * 195 = 390 \text{ мм};$$

$$18. C_0 = 308 \text{ мм} < 2 * 195 = 390 \text{ мм};$$

$$19. C_0 = 308 \text{ мм} > 195 \text{ мм};$$

$$22. Q_{u2} = 28900 + 198 * 308 = 89884 \text{ Н} = 89,9 \text{ кН};$$

$$23. 36800 - 8,52 * 1485 = 242148 = 24,1 \text{ кН} < 89,9 \text{ кН} \quad - \quad \text{міцність перерізу достатня.}$$

Армування панелі хомутами див. рис. 1.5.

1.6. Розрахунок плити на тріщиностійкість

Перевірку на утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, проводимо за схемою алгоритму №8.

Вихідні дані: $M_{sc2} = M_2 = M_n = 48,7 \text{ кН/м}$ (див. п. 1.2); геометричні розміри перерізу див. рис. 1.3.; $A_s = 804 \text{ мм}^2$; $A'_s = 113 \text{ мм}^2$ (див. п. 1.4):

$$1. \gamma_1 = \frac{(1190-206)30}{206*220} = 0,651;$$

$$2. \gamma'_1 = \frac{2(1160-206)31}{206*220} = 1,305;$$

$$3. \mu_1 = \frac{804}{206*220} = 0,0177;$$

$$4. \mu'_1 = \frac{113}{206*220} = 0,0025;$$

$$5. \alpha = \frac{2*10^5}{2,7*10^4} = 7,4;$$

$$6. W_{pl} = \left[\begin{array}{c} 0,292 + 0,75(0,651 + 2 * 0,0177 * 7,4) + \\ + 0,075(1,305 + 2 * 0,0025)7,4 \end{array} \right] 206 * 220 = 10,7 * 10^6 \text{ мм}^3;$$

$$7. M_{crc} = 1,25 * 10,7 * 10^6 = 13,38 * 10^6 \text{ Нмм} = 13,4 \text{ кНм};$$

8. $M_2 = 48,7 \text{ кНм} > M_{crc} = 13,4 \text{ кНм}$ – отже нормальні тріщини утворюються.

Повна ширина розкриття тріщин, що визначається за формулою $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3}$, повинна бути меншою за $[a_{crc}] = 0,3 \text{ мм}$ (дод. 21), де a_{crc1} – короткочасне розкриття тріщин від короткочасної дії повного навантаження при $\gamma_f = 1$; $M_n = 48,7 \text{ кНм}$ (див. п. 1.2); a_{crc2} – короткочасне розкриття тріщин від довгочасного навантаження при $\gamma_f = 1$; $M_{nl} = 43,5 \text{ кНм}$ (див. п. 1.2); a_{crc3} – довгочасне розкриття тріщин від довгочасного

навантаження при $\gamma_f = 1$; $M_{nl} = 43,5$ кНм. Ширина розкриття тріщин a_{crc3} повинна бути меншою за $[a_{crc}] = 0,4$ мм (дод. 21).

Ширину розкриття тріщин a_{crc1} , a_{crc2} та a_{crc3} визначаємо за схемою алгоритму №9 при відповідних значеннях моментів і коефіцієнтів, що враховують тривалість дії навантаження.

Визначаємо a_{crc1}

Вихідні дані: $M_s = M_n = 48,7$ кНм; $b = 206$ мм; $h_0 = 195$ мм; $\beta = 1,8$ (дод. 12); $\alpha = E_s/E_b = 2 * 10^5 / 2,7 * 10^4 = 7,4$; $A_s = 804$ мм²; $A'_s = 113$ мм²;

$a = 25$ мм; $a' = 15 + 6/2 = 20$ мм (дод. 27); $\nu = 0,45$ (дод. 13); $d = 16$ мм (діаметр арматури A_s); $\eta = 1$ (дод. 14).

$$1. \delta = \frac{48,7 * 10^6}{13,5 * 206 * 195} = 0,455;$$

$$2. \varphi_f = \frac{(1160 - 206) / 31 + 7,4(113 / (2 * 0,45))}{206 * 195} = 0,76;$$

$$4. \lambda = 0,76[1 - 31 / (2 * 195)] = 0,70;$$

$$5. \mu = 804 / (206 * 195) = 0,02;$$

$$6. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 * (0,455 + 0,70)}{10 * 0,02 * 7,4}} = 0,433;$$

$$7. Z = 195 \left[1 - \frac{\left(\frac{31}{195} \right) * 0,76 + 0,443^2}{2(0,76 + 0,443)} \right] = 169 \text{ мм};$$

$$8. W_{s,pl} = 804 * 169 = 135876 \text{ мм}^3;$$

$$9. \sigma_s = \frac{48,7 * 10^6}{135876} = 358 \frac{\text{Н}}{\text{мм}^2} = 358 \text{ Па};$$

$$10. \bar{\mu} = \frac{804}{206 * 195 + (1190 - 206)(30 - 25)} = 0,023;$$

$$11. \bar{\mu} = 0,023 > 0,02;$$

$$11'. \bar{\mu} = 0,02;$$

$$13. \varphi_l = 1,0;$$

$$14. a_{crc1} = 1 * 1 \frac{358}{2 * 10^5} 20(3,5 - 100 * 0,02) \sqrt[3]{16} = 0,14 \text{ мм}.$$

Визначаємо a_{crc2} . $M_s = M_{nl} = 43,5$ кНм; інші вихідні дані див. попередній розрахунок.

$$1. \delta = \frac{43,5 * 10^6}{13,5 * 206 * 195} = 0,41;$$

$$2. \varphi_f = 0,76;$$

$$4. \lambda = 0,70;$$

$$5. \mu = 0,02;$$

$$6. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5*(0,41+0,70)}{10*0,02*7,4}} = 0,446;$$

$$7. Z = 195 \left[1 - \frac{\left(\frac{31}{195}\right)0,76+0,446^2}{2*0,76+0,446} \right] = 168 \text{ мм};$$

$$8. W_{s,pl} = 804 * 168 = 135072 \text{ мм}^3;$$

$$9. \sigma_s = \frac{43,5*10^5}{135072} = 322 \text{ МПа};$$

$$10. \bar{\mu} = 0,023;$$

$$11. \bar{\mu} = 0,02;$$

$$13. \varphi_l = 1,0;$$

$$14. a_{crc2} = 1 * 1 \frac{322}{2*10^5} 20(3,5 - 100 * 0,02) \sqrt[3]{16} = 0,12 \text{ мм}.$$

Визначаємо a_{crc3} . $M_s = M_{nl} = 43,5 \text{ кНм}$; $\nu = 0,10$; інші вихідні дані див. попередній розрахунок.

$$1. \delta = 0,41;$$

$$2. \varphi_f = \frac{(1160-206)/31+7,4(113/(2*0,10))}{206*195} = 0,84;$$

$$4. \lambda = 0,84[1 - 31/(2 * 195)] = 0,77;$$

$$5. \mu = 0,02;$$

$$6. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5*(0,41+0,77)}{10*0,02*7,4}} = 0,441;$$

$$7. Z = 195 \left[1 - \frac{\left(\frac{31}{195}\right)0,84+0,441^2}{2*0,84+0,441} \right] = 170 \text{ мм};$$

$$8. W_{s,pl} = 804 * 170 = 136680 \text{ мм}^3;$$

$$9. \sigma_s = \frac{43,5*10^5}{136680} = 318 \text{ МПа};$$

$$10. \bar{\mu} = 0,023;$$

$$11. \bar{\mu} = 0,02;$$

$$13. \varphi_l = 1,6 - 15 * 0,02 = 1,3;$$

$$14. a_{crc3} = 1,3 * 1 \frac{318}{2*10^5} 20(3,5 - 100 * 0,02) \sqrt[3]{16} = 0,16 \text{ мм};$$

$$a_{crc3} = 0,16 \text{ мм} < [a_{crc2}] = 0,3 \text{ мм}.$$

1.7. Визначення прогину плити

Повний прогин плити, що визначається за формулою $f = f_1 - f_2 + f_3$ повинен бути меншим від допустимого $[f] = 3 \text{ см}$ (дод. 23), де f_1 – прогин від короткочасної дії повного навантаження при $\gamma_f = 1$; $M_n = 48,7 \text{ кНм}$ (див. п.

1.2); f_2 – прогин від довгочасного навантаження при $\gamma_f = 1$; $M_{nl} = 43,5 \text{ кНм}$ при його нетривалій дії; f_3 – прогин від довгочасного навантаження при його тривалій дії.

Прогини f_1 , f_2 і f_3 визначаємо за схемою алгоритму №10 при відповідних значеннях згинальних моментів і коефіцієнтів, що враховують тривалість дії навантаження.

Визначаємо прогин f_1 .

Вихідні дані: $M_s = M_n = 48,7 \text{ кНм}$; $\rho_m = 5/48$ (дод. 22); $\varphi_{ls} = 1,1$ (дод. 15); $W_{pl} = 10,7 * 10^6 \text{ мм}^3$ (див. п. 6 алг. №8); $\psi_b = 0,9$ (дод. 16); $\gamma_f = 0,76$ (див. п. 1.6); $\xi = 0,433$ (див. п. 1.6); $\nu = 0,45$ (дод. 13); $Z = 169 \text{ мм}$ (див. п. 1.6).

$$1. \varphi_m = \frac{1,25 * 10,7 * 10^6}{48,7 * 10^6} = 0,275;$$

$$2. \varphi_m < 1;$$

$$3. \psi_s = 1,25 - 1,1 * 0,275 = 0,95;$$

$$4. \psi_s < 1;$$

$$5. \left(\frac{1}{2}\right)_1 = \frac{48,7 * 10^6}{195 * 169} \left[\frac{0,95}{2 * 10^5 * 804} + \frac{0,9}{(0,76 + 0,443) 0,45 * 2,7 * 10^4 * 206 * 195} \right] =$$

$$= 1478(5,9 * 10^{-9} + 1,53 * 10^{-9}) = 10,98 * 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$6. f_1 = 10,98 * 10^{-6} (5/48) 6000^2 = 41 \text{ мм};$$

Визначаємо прогин f_2 . $M_s = M_{nl} = 43,5 \text{ кНм}$; $\xi = 0,446$; $Z = 168 \text{ мм}$; інші вихідні дані див. попередній розрахунок.

$$1. \varphi_m = \frac{1,25 * 10,7 * 10^6}{43,5 * 10^6} = 0,307;$$

$$2. \varphi_m < 1;$$

$$3. \psi_s = 1,25 - 1,1 * 0,307 = 0,91;$$

$$4. \psi_s < 1;$$

$$5. \left(\frac{1}{2}\right)_2 = \frac{43,5 \cdot 10^6}{195 \cdot 168} \left[\frac{0,91}{2 \cdot 10^5 \cdot 804} + \frac{0,9}{(0,76 + 0,446) 0,45 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 206 \cdot 195} \right] =$$

$$= 1328(5,7 \cdot 10^{-9} + 1,53 \cdot 10^{-9}) = 9,6 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$6. f_2 = 9,6 \cdot 10^{-6} (5/48) 6000^2 = 36 \text{ мм.}$$

Визначаємо прогин f_3 . $M_s = M_{nl} = 43,5 \text{ кНм}$; $\varphi_{ls} = 0,8$; $\varphi_f = 0,84$; $\xi = 0,441$; $\nu = 0,10$; $Z = 170 \text{ мм}$; інші вихідні дані див. попередній розрахунок.

$$1. \varphi_m = 0,307;$$

$$3. \psi_s = 1;$$

$$5. \left(\frac{1}{2}\right)_3 = \frac{43,5 \cdot 10^6}{195 \cdot 170} \left[\frac{0,91}{2 \cdot 10^5 \cdot 804} + \frac{0,9}{(0,84 + 0,441) 0,1 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 206 \cdot 195} \right] =$$

$$= 1312(6,2 \cdot 10^{-9} + 6,4 \cdot 10^{-9}) = 16,5 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$6. f_3 = 16,5 \cdot 10^{-6} (5/48) 6000^2 = 62 \text{ мм.}$$

Повний прогин плити $f = 41 - 36 \cdot 62 = 67 \text{ мм} > [f] = 30 \text{ мм}$, отже прогин плити перевищує допустимий. Необхідно збільшити площу арматури A_s . Приймаємо $4\emptyset 28A - III$ з $A_s = 2463 \text{ мм}^2$. Тоді:

$$\cdot \left(\frac{1}{2}\right)_1 = 1478 \left[\frac{0,95}{2 \cdot 10^5 \cdot 2463} + 1,53 \cdot 10^{-9} \right] = 3,45 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$\cdot f_1 = 3,45 \cdot 10^{-6} (5/48) 6000^2 = 13 \text{ мм};$$

$$\cdot \left(\frac{1}{2}\right)_2 = 1328 \left[\frac{0,91}{2 \cdot 10^5 \cdot 2463} + 1,53 \cdot 10^{-9} \right] = 3,4 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$\cdot f_2 = 3,4 \cdot 10^{-6} (5/48) 6000^2 = 12,7 \text{ мм};$$

$$\cdot \left(\frac{1}{2}\right)_3 = 1312 \left[\frac{1}{2 \cdot 10^5 \cdot 2463} + 6,4 \cdot 10^{-9} \right] = 7,4 \cdot 10^{-6} \text{ 1/мм};$$

$$\cdot f_3 = 7,4 \cdot 10^{-6} \left(\frac{5}{48}\right) 6000^2 = 28 \text{ мм};$$

$f = 13 - 12,7 \cdot 28 = 28,3 \text{ мм} > [f] = 30 \text{ мм}$. Жорсткість плити забезпечена.

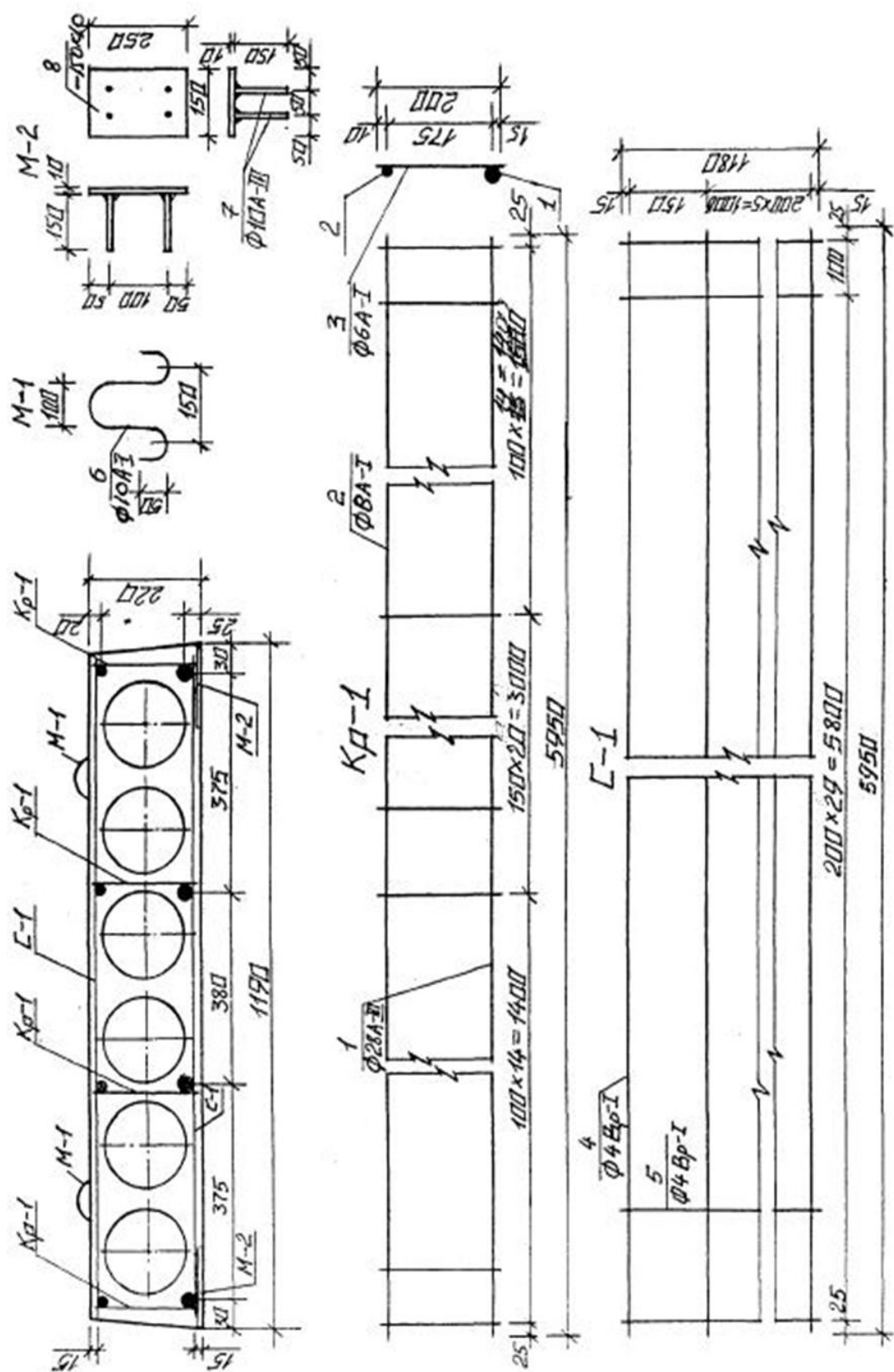


Рис. 1.5. Армування плити з круглими порожнинами

1.8. Конструювання плити

В плиті в двох крайніх і в двох середніх ребрах(через одне) встановлюємо зварні каркаси Кр-I (рис. 1.5) з робочою повздовжньою арматурою Ø 28 А-III та поперечною Ø 6 А-I з кроком на при опорних ділянках 100мм, а на решті прольоту 150мм. В каркасі Кр-I встановлена вверху монтажна арматура Ø6А-I. Для забезпечення тріщиностійкості плити від розтягуючи зусиль, викликаних усадкою бетону та зміною температури, в верхній та нижній полиці встановлюємо по одній конструктивній сітці С-I. В плиті передбачені закладні деталі Зд-I для приварювання її до ригеля та монтажні петлі М-I.

2. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ З ОВАЛЬНИМИ ПОРОЖНИНАМИ

Особливість розрахунку таких плит полягає в виборі розрахункового перерізу. На рис. 2.1 показаний дійсний та розрахунковий перерізу. Ширину ребра двотаврового перерізу визначаємо за формулою:

$$b = b'_f - 3t = 1190 - 3 \cdot 344 = 158 \text{ мм.}$$

Крім цього в плитах з овальними порожнинами необхідно порахувати на місцевий згин площину над порожниною (заштрихована частина плити на рис.2.1). Розрахункова схема для цього розрахунку (рис. 2.2) являє собою статично невизначену балку прямокутного поперечного перерізу ($b = 1 \text{ м.}, h = b'_f = 31 \text{ мм.}$), защемлену з обох сторін. Навантаження q приймають по табл.1.1, враховуючи тільки вагу площини над порожниною. Тоді погонне навантаження на 1 м. буде:

$$q = (10,37 - 2,72 + t \cdot h'_f \cdot \gamma \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n) \cdot 1 \text{ м} = (10,37 - 2,72 + 0,344 \cdot 0,031 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95) \cdot 1 = 7,93 \text{ кН / м.}$$

При рівномоментній схемі моменти в прольоті і на опорах будуть рівні і становлять:

$$M = \frac{q \cdot t^2}{11} = \frac{7,93 \cdot 0,344^2}{11} = 0,086 \text{ кНм.}$$

Далі за цим моментом необхідно підібрати сітку з поперечною робочою арматурою, площу якої визначають за схемою алгоритму №2 прийнявши $a = 15 \text{ мм}$, як для елементів прямокутного профілю з одиничною арматурою.

Армують плиту з овальними порожнинами так само, як з круглими, тільки в верхній полиці (на рис. 2.3 сітка С-2) встановлюється не конструктивно, а виходячи з розрахунку площини над порожниною на місцевий згин. Армвання плити див. рис.2.3.

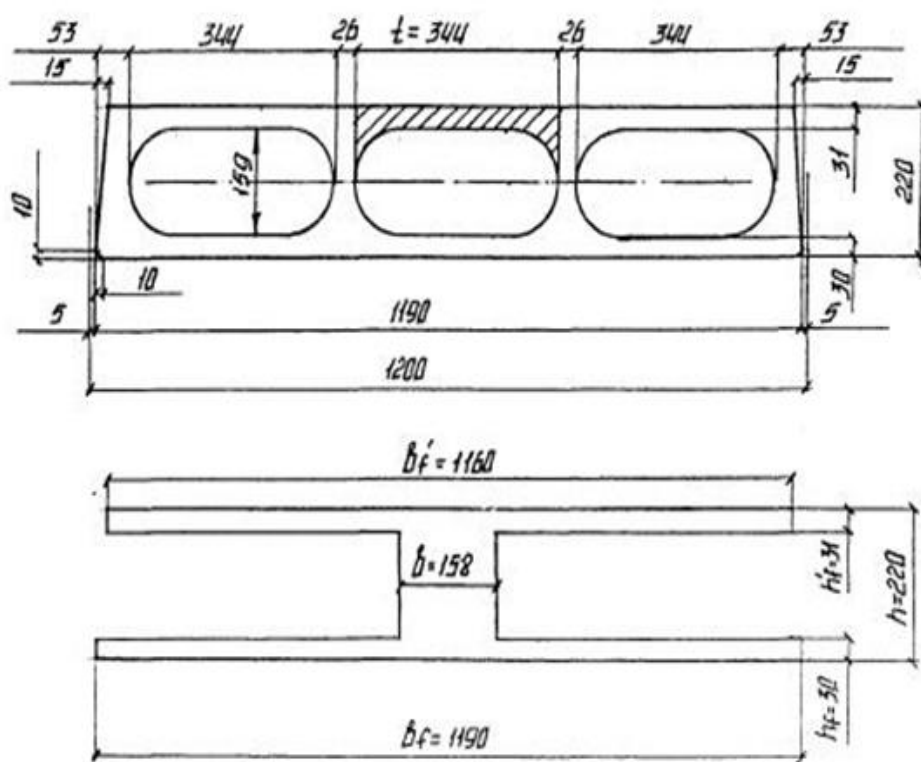


Рис. 2.1

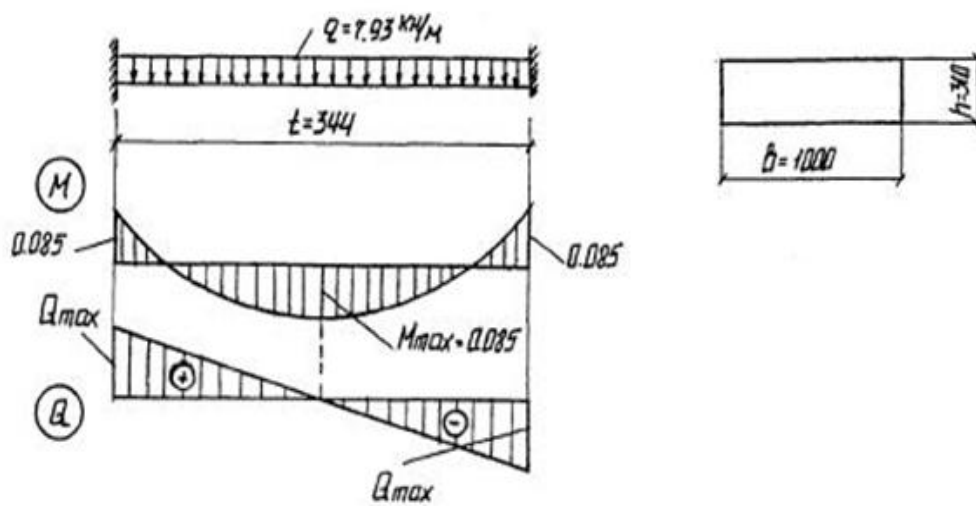


Рис. 2.2

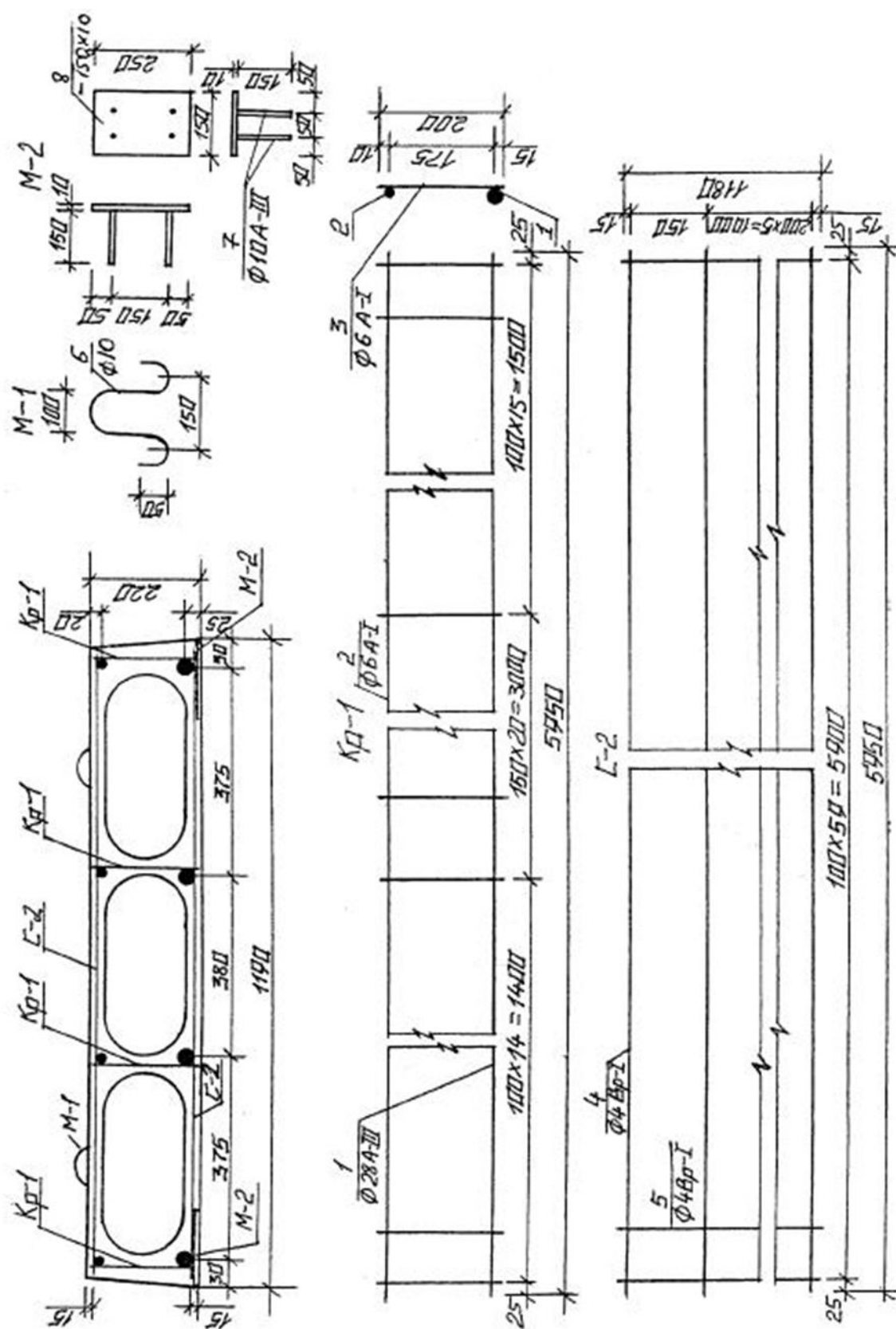


Рис. 2.3. Армування плити з овальними порожнинами

3. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ З РЕБРАМИ В НИЗ

Розрахунковий переріз такої плити є тавровий з розмірами, показаними на рис. 3.1.г. Для цього перерізу проводять розрахунки на міцність; тріщиностійкість та жорсткість як і для плити з круглими порожнинами. За результатами цих розрахунків конструюють два каркаси Кр-I (див. рис. 3.2), які встановлюють в поздовжніх ребрах.

Крім цього в ребристих плитах з ребрами вниз необхідно розраховувати на міцність площину плити та поперечне ребро.

Площину плити розглядають як багато пролітну нерозрізну балку, опорами для якої служать поперечні ребра, і розраховують як і у випадку розрахунку плити монолітного ребристого перекриття з балковими плитами. Розраховують тільки один переріз (по середині першого прольоту або на першій проміжній опорі), де діє максимальний згинальний момент. За результатами розрахунку підбирають сітку з повздовжньою робочою арматурою, яку розкатують вздовж плити, відгинаючи вверху над поперечними ребрами(сітка С-I на рис, 3.2).

Поперечне ребро розглядають як балку, защемлену з обох сторін в повздовжніх ребрах. Розрахункова схема і епюра моментів аналогічна розрахунку площини над порожниною плити з овальними порожнинами (див. рис. 2.2). Розрахунковий переріз – тавровий (заштрихований на рис. 3.1.в). висота перерізу $h = h_p$; ширина ребра $b = (a_3 + a_4)/2$; ширина полиці $b_f' = b$. Навантаження на поперечне ребро збирають з площі, заштрихованої на рис. 3.1.б (див. пояснення для розрахунку площини над порожниною плити з овальними порожнинами). За результатами розрахунку (схема алгоритму №5) підбирають по одному стержню для каркасу Кр-II (рис. 3.2), які встановлюють вверху і внизу каркасу у відповідності з епюрою згинальних моментів. Хомути ØЗВр-I в цьому каркасі не розраховують, а встановлюють конструктивно з кроком 100 мм. Такі ж каркаси встановлюють і в крайніх поперечних ребрах (каркаси Кр-III). Армування ребристої плити з ребрами вниз показано на рис. 3.2.

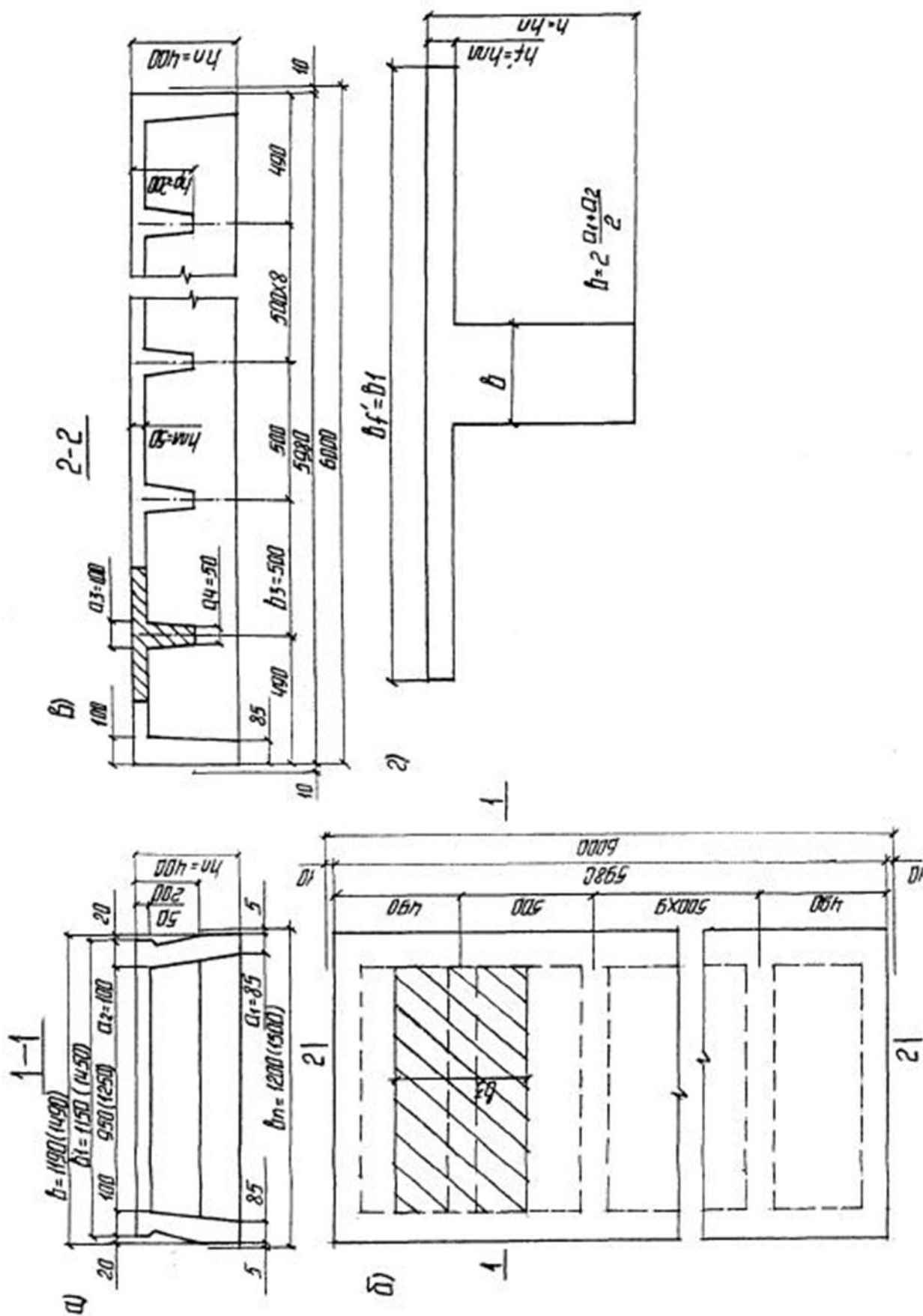
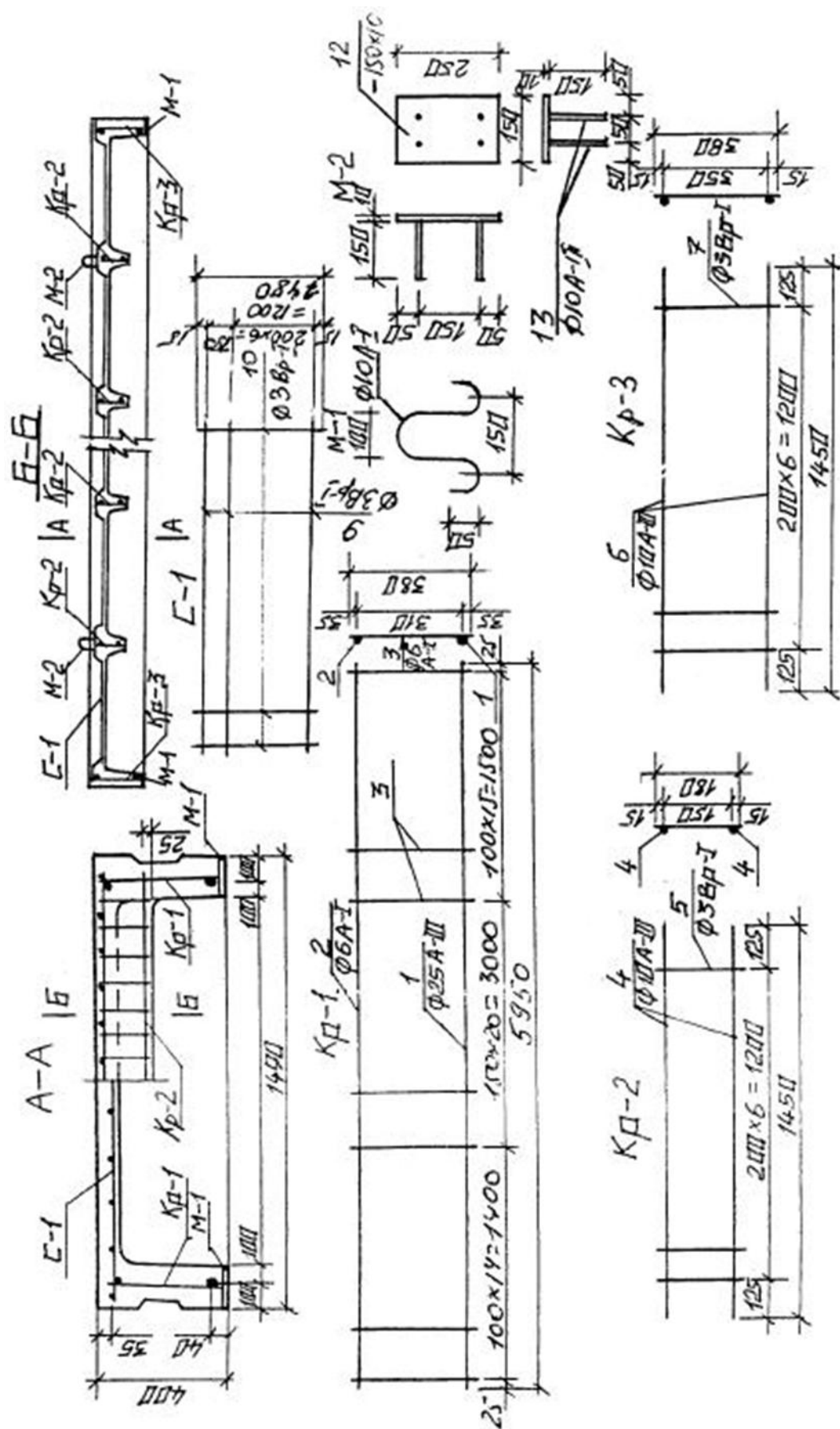


Рис. 3.1. До розрахунку плити ребристої з ребрами вниз



4. ОСОБЛИВОСТІ РОЗРАХУНКУ І КОНСТРУЮВАННЯ ПЛИТИ З РЕБРАМИ ВГОРУ

На відміну від плит з ребрами вниз площа та поперечні ребра такої плити не сприймають навантаження від ваги підлоги і тимчасове. Тому їх армують конструктивно сіткою (площину) і каркасами (поперечні ребра). Поперечні ребра можуть взагалі бути відсутніми.

Розрахунковий переріз повздовжніх ребер є тавровим з полицею внизу (в розтягнутій зоні). При розрахунках на міцність такий переріз розраховують як прямокутний, а при розрахунках на тріщиностійкість та жорсткість враховують наявність полиці тавра в розтягнутій зоні. Всі розрахунки ведуть аналогічно розрахункам плити з круглими порожнинами. Розрахунковий переріз плити з ребрами вгору, а також армування такої плити показане на рис. 4.1.

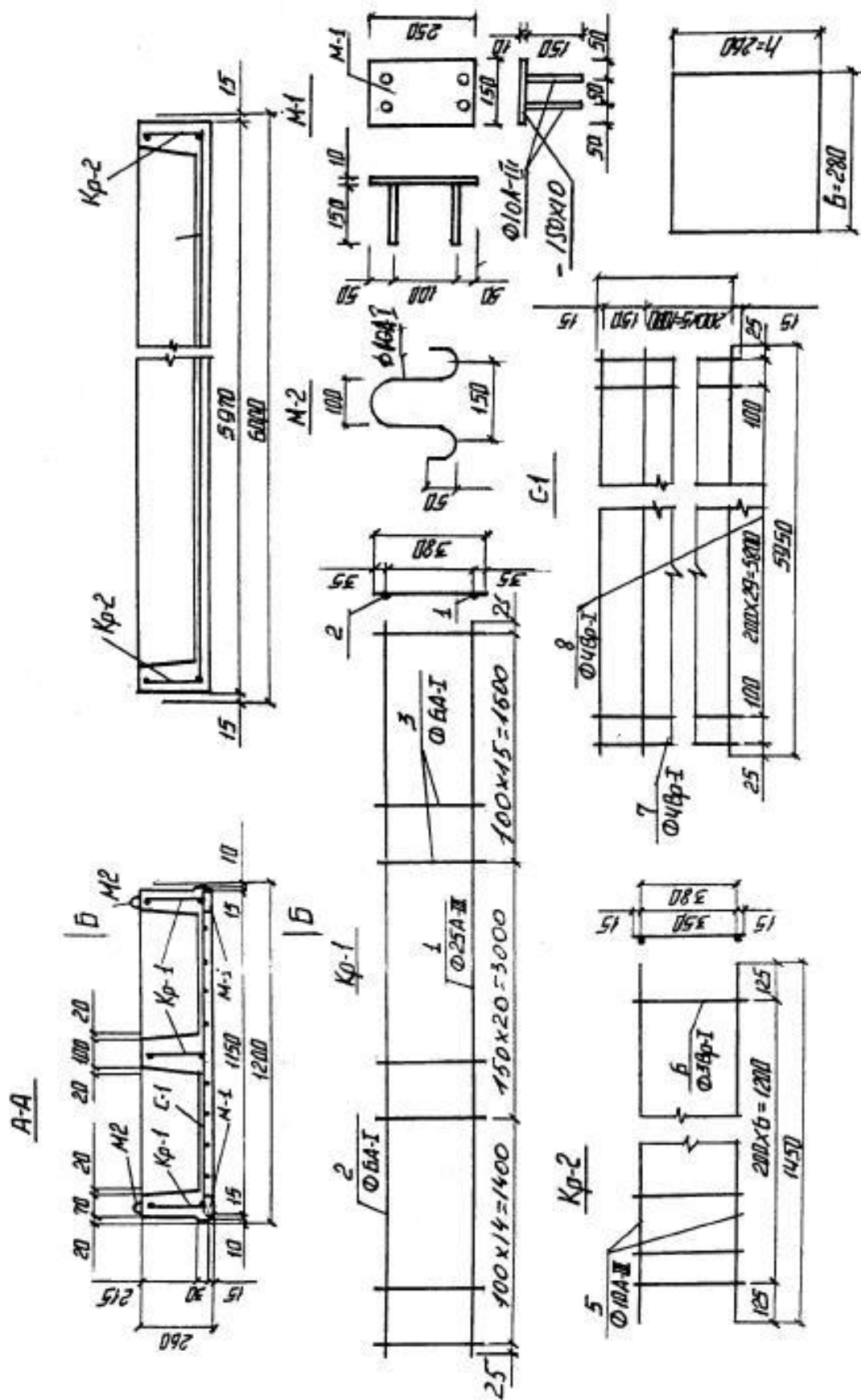


Рис. 4.1. Армування ребристої плити з ребрами вгору

5. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ЗБІРНОЇ КОЛОНИ ПЕРШОГО ПОВЕРХУ

Багатоповерхові будівлі з неповним каркасом мають жорстку конструктивну схему.

Вітрове навантаження в таких будівлях приймають стіни, тому згинальні моменти для середніх колон від тимчасового навантаження невеликі. Отже середню колону першого поверху можна розраховувати як стиснутий елемент, що працює з випадковим ексцентриситетами.

5.1. Дані для проектування

Колона в трьохповерховій будівлі з висотою поверху 3,3м (будівельна висота перекриття 600мм) виготовляється з важкого бетону класу В15 та експлуатується при $\gamma_{\text{А2}} = 0,9^3 \gamma_n = 0,95$. Колона армується робочою поздовжньою арматурою класу А-ІІ. Навантаження на перекриття прийняти з розрахунку плити з круглими порожнинами (див. п. 1.2).

З додатків 2,3 та 5 визначаємо розрахункові характеристики матеріалів $R_b = 7,7 \text{ МПа}$; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,67 \text{ МПа}$.

5.2. Визначення розрахункових внутрішніх зусиль в колоні

Колону розраховують як стояк з шарнірними опорами по кінцях, завантажений зосередженою силою N . Розрахункова довжина колони визначається відстанню між низом перекриття першого поверху і верхом обрізу фундаменту (рис. 5.1): $l_o = (3,3 - 0,6) + 0,15 = 2,85 \text{ м}$.

Розрахункове навантаження на колону збирають з вантажної площі $A = l_1 \cdot l_2 = 6 \cdot 6 = 36 \text{ м}^2$ (рис.5.2).

Навантаження від перекриття.

Стале:

від ваги підлоги, плит, перегородок $G_1 = gA = 6,6636 = 239,8 \text{ кН}$;

від ваги ригеля (див. п.5.2) $G_2 = 3,98 \text{ кН} \approx 4 \text{ кН}$.

Тимчасове:

$G_o = 3,71 \cdot 36 = 133,6 \text{ кН}$ в т. ч.

довготривале $G_l = 2,47 \cdot 36 = 88,9 \text{ кН}$;

короткотривале $G_{sh1} = 3,71 - 2,47 \cdot 36 = 44,7 \text{ кН}$.

Навантаження від покриття.

Стале:

від ваги даху і плит покриття (вираховується аналогічно як від перекриття в табличній формі; в учбових цілях можна прийняти рівним навантаженню від перекриття) $G_3 = 6,66 \cdot 36 = 239,8 \text{ кН}$;

від ваги ригеля покриття: $G_4 = 4 \text{ кН}$.

Тимчасове – короткотривале (сніг для II-го кліматичного району)
 $G_{sh2} = 1 \cdot 1,4 \cdot 36 = 50,4 \text{ кН}$.

В першому наближенні вагу колони кожного поверху приймаємо

$$G = (b \cdot h) \rho \cdot H \cdot \gamma^1 \cdot \gamma_n + G_{con} = 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25 \cdot 3,3 \cdot 1,1 \cdot 0,95 + 0,05 G' = 7,8 + 0,05 \cdot 7,8 = 8,2 \text{ кН}$$

де $b \cdot h$ - розміри поперечного перерізу колони (треба задатися), м; $\rho = 25 \text{ кН / м}^3$ - об'ємна вага залізобетону; $H = 3,3 \text{ м}$ - висота поверху, м; G' - вага консолі, кН.

Поздовжня сила в колоні:

від сталого навантаження: $N_g = (n-1)(G_2 + G_1) + G_3 + G_4 + nG = (3-1)(239,8 + 4) + 3 \cdot 8,2 = 756 \text{ кН}$;

від тимчасового навантаження: $N_v = (n-1)G_v + G_{sh2} = (3-1)133,6 + 50,4 = 317,6 \text{ кН}$, в т.

ч. довготривалого: $N_l = (n-1)G_l = (3-1)88,9 = 177,8 \text{ кН}$;

від повного навантаження: $N = N_g + N_v = 756 + 317,6 = 1073,6 \text{ кН}$, в т. ч.

довгочасного: $N_l = N_g + N_l = 756 + 177,8 = 933,8 \text{ кН}$.

5.3. Розрахунок колони на міцність

Розрахунок ведемо за схемою алгоритму №11.

Вихідні дані: $N = 1073,6 \text{ кН}$; $N_l = 933,8 \text{ кН}$; $b = h = 300 \text{ мм}$; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 7,7 \text{ МПа}$; $R_s = 280 \text{ МПа}$; $l_0 = 2,85 \text{ м}$.

$$1. l_0 / h = 2,85 / 0,3 = 9,5 < 20;$$

$$2. N_l / N = 933,8 / 1073,6 \approx 0,9;$$

$$3. \text{ За табл. дод. 17 визначаємо } \varphi_a = 0,915 (\text{по інтерполяції});$$

$$4. \text{ Задаємося } \mu = 1,5\% = 0,015^3 A_{sm} = 0;$$

$$5. \text{ За табл. дод. 17 визначаємо } \varphi_{sb} = 0,916;$$

$$6. \alpha_s = (280 / 7,7) * 0,015 = 0,545;$$

$$7. \varphi_1 = 0,915 + 2 * (0,916 + 0,915) * 0,545 = 0,91609;$$

$$8. \varphi_1 = 0,91609 > \varphi_{sb} = 0,916;$$

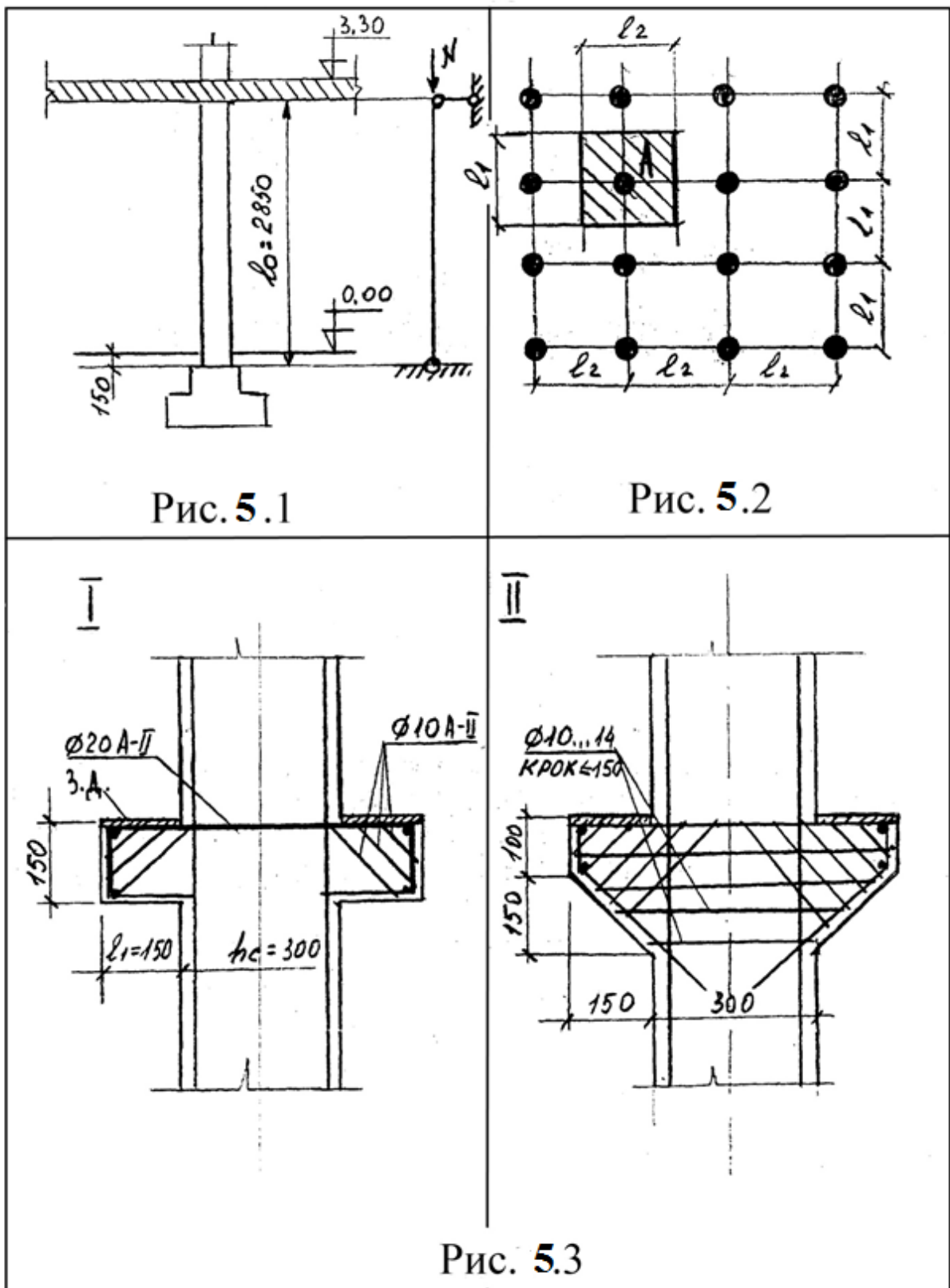
$$9. \varphi = \varphi_{sb} = 0,916;$$

$$10. A_{s,td} = \frac{1073,6 \cdot 10^3}{0,916 \cdot 280} - \frac{7,7 \cdot 300 \cdot 300}{280} = 4186 - 2475 = 1711 \text{ мм}^2;$$

$$11. \mu = \frac{1711}{(300 \cdot 300)} = 0,019;$$

$$|\mu - \mu_1| = |0,019 - 0,015| = 0,004 < 0,005;$$

12. Приймаємо для армування колони 4Ø25А-II з $A_{s, \text{tot}} = 1963 \text{ мм}^2$



5.4. Розрахунок консолі колони

Консолі колон найчастіше проектують двох типів (рис. 5.3). Скриті (використовуються в цивільних будівлях) - I-го типу і відкриті (використовуються в промислових будівлях) - II-го типу.

Консоль колони сприймає поперечну силу ригеля від одного міжповерхового перекриття $Q = 157,6$ кН.

Необхідний виліт консолі l_1 з умови мінімальної площадки обпирання ригеля

$l_1 = Q / b \cdot R_b = 157,6 \cdot 10^3 / (200 \cdot 7,7) = 102$ мм, де $b = 200$ мм - ширина ребра ригеля. Приймаємо виліт консолі $l_1 = 150$ мм, враховуючи можливість нерівномірного тиску ригеля на опорну площадку і відстань від торця ригеля до грані колони $a = 30$ мм.

Необхідна робоча висота консолі:

$$h_0 \geq \frac{Q}{\alpha \cdot R_{bt} \cdot b} = \frac{157,6 \cdot 10^3}{0,67 \cdot 300} = 120 \text{ мм},$$

де $\alpha = 6,5$ для консолей I-го типу; $\alpha = 2,5$ для консолей II-го типу; $b = 300$ мм - розмір грані колони. Приймаємо висоту консолі 150 мм.

Для консолей II-го типу висоту h консолі приймають в межах (0,7...0,8) висоти ригеля, а висоту консолі на вільному кінці не меншою 1/3 висоти ригеля.

Ригель опирається на консоль на довжині $a_1 = l_1 - a = 150 - 30 = 120$ мм.

Розрахунковий згинальний момент сили Q відносно грані колони

$M = Q \cdot a_2 = Q \cdot \left(\frac{a_1}{2} + a \right) = 157,6 \cdot \left(\frac{0,12}{2} + 0,03 \right) = 14,2$ кНм. Необхідна площа перерізу, арматури:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{14,2 \cdot 10^6}{7,7 \cdot 300 \cdot 120} = 0,426 < \alpha_R = 0,449$$

по табл. дод. 8. $\zeta = 0,693$

$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{14,2 \cdot 10^6}{0,693 \cdot 280 \cdot 120} = 610$ мм². Приймаємо 2Ø20А-II, $A_s = 628$ мм². Ці стержні приварюються до закладної деталі консолі.

Задаємося площею поперечного перерізу відігнутої арматури

$A_{s,inc} = 0,010 \cdot b \cdot h_0$ для консолей I-го типу і $A_{s,inc} = 0,002 \cdot b \cdot h_0$ - для консолей II-го типу.

Приймаємо $A_{s,inc} = 0,010 \cdot b \cdot h_0 = 0,01 \cdot 300 \cdot 120 = 360$ мм². Назначаємо по 3 відгини з кожної сторони консолі Ø10А-II, $A_{s,inc} = 471$ мм².

Крім поздовжньої арматури в консолях II-го типу встановлюють ще і горизонтальні хомути з кроком не більшим за 150 мм і не більшим від $\frac{1}{4}$

висоти консолі, діаметром 10...14 мм.

Міцність консолі на зріз перевіряють за умовою

$$Q \leq k \cdot \varphi_{\omega 2} \cdot R_b \cdot b \cdot l_b \cdot \sin \theta$$

Де $\varphi_{\omega 2} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{\omega}$; - для консолей II-го типу і $\varphi_{\omega 2} = 1$ - для консолей I-го типу. Тут $\alpha = E_s / E_b$; $\mu_{\omega} = A_{sw} / (b \cdot s_w)$; (A_{sw} площа перерізу одного горизонтального хомути); $l_b = l_{sup} \sin \theta$; тут l_{sup} - довжина площинки передачі навантаження від ригеля на консоль $\theta = 45^\circ$; $k = 1$ - для консолей I-го типу; $k = 0,8$ для консолей II-го типу.

Для нашої консолі

$$Q = 15600 \text{ Н} < 7,7 \cdot 300 \cdot 120 \cdot 0,707 = 195980 \text{ Н}.$$

Міцність консолі на зріз забезпечена.

5.5. Розрахунок стику колон першого і другого поверхів

Конструктивне рішення стику колон показане на рис. 7.4. По торцях колон передбачені сталі листи, а між ними центруючі прокладки.

В колоні другого поверху виникає поздовжня сила:

$$N = 239,8 + 4 + 133,6 + 239,8 + 4 + 50,4 + 8,2 \cdot (3 - 1) = 788 \text{ кН}.$$

Розрахункову поздовжню силу в стику колон приймаємо з коефіцієнтом 1,5, чим враховуємо роботу стику без бетону замоноличування на період монтажних робіт: $N_{st} = 1,5 \cdot 788 = 1182 \text{ кН}$.

Приймаємо розміри торцевих листів $h_1 = 300 - 20 = 280 \text{ мм}$,
 $h_1 = 300 - 60 = 240 \text{ мм}$ і $\delta = 8 \text{ мм}$.

При товщині $\delta = 3 \text{ мм}$ розміри центруючої прокладки $c = d = 1/3 \cdot 300 = 100 \text{ мм}$, де c і d - сторони центруючої прокладки.

Загальна площа контакту в стику

$$A_{tot} = A_1 + A_{loc} = 19200 + 11880 = 31080 \text{ мм}^2,$$

де A_1 - площа контакту по периметру зварного шва торцевих листів:

$$A_1 = 5 \cdot \delta \cdot (h_1 + b_1 - 5 \cdot \delta) = 5 \cdot 8 \cdot (280 + 240 - 5 \cdot 8) = 19200 \text{ мм}^2;$$

A_{loc} – площа контакту під центруючою прокладкою:

$$A_{loc} = (d + 3 \cdot \delta) \cdot (c + 3 \cdot \delta) = (100 + 3 \cdot 3) \cdot (100 + 3 \cdot 3) = 11880 \text{ мм}^2$$

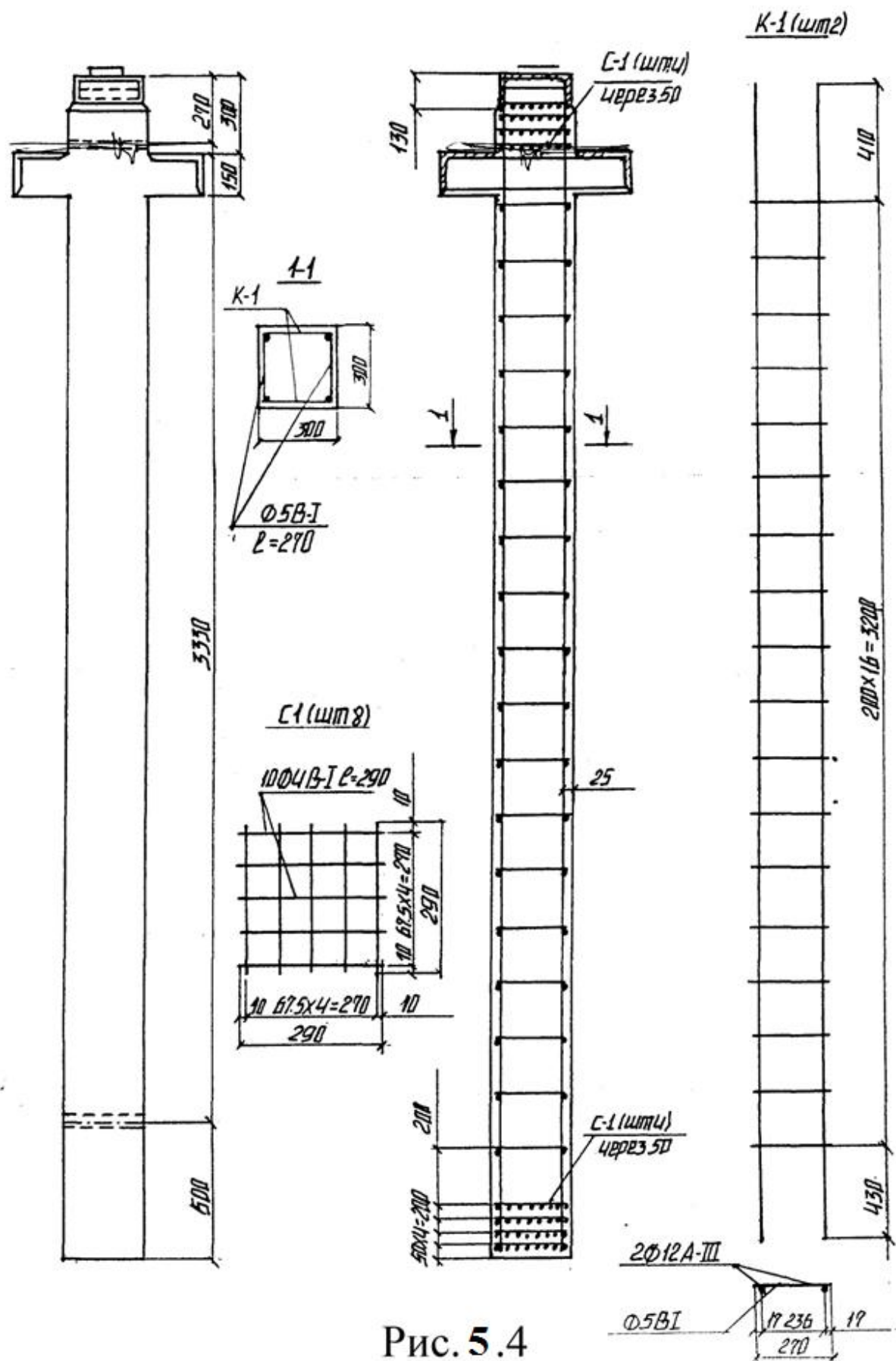


Рис. 5.4

Визначаємо коефіцієнт ζ , що враховує вплив бетонної обойми і перевіряємо умову $\zeta > 2$:

$$\zeta = 4 - 3 \sqrt{\frac{31080}{300 \cdot 300}} = 2,24 > 2.$$

Визначаємо зусилля, що передаються через зварні шви і центруючу прокладку:

$$N_f = N_{st} \cdot \frac{A_f}{A_{tot}} = 1182 \cdot \frac{19200}{31080} = 730,2 \text{ кН};$$

$$N_{loc} = N_{st} \cdot \frac{A_{loc}}{A_{tot}} = 1182 \cdot \frac{11880}{31080} = 451,8 \text{ кН}.$$

Висота зварного шва:

$$h_f = \frac{N_f}{0,7 \cdot R_{sy} \cdot l_f} = \frac{730,2 \cdot 10^3}{0,7 \cdot 200 \cdot 1020} = 5,1 \text{ мм},$$

де l_f - довжина шва по периметру торцевих листів з урахуванням непровару:

$$l_f = 2 \cdot (280 - 10) + 2 \cdot (240 - 10); \quad \text{Приймаємо } h_f = 7 \text{ мм}.$$

Задаємося непрямым армуванням - зварними сітками з арматури Ø5Вр-I ($R_s = 365$ МПа) з чарунками 45мм і кроком $S = 60$ мм. Тоді кількість стержнів в сітці в кожному напрямку $n_x = n_y = 7$; $A_{sx} = A_{sy} = 19,6 \text{ мм}^2$; $l_x = l_y = 270$ мм(див. рис. 5.4).

Коефіцієнт непрямого армування сітками:

$$\mu_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{l_x \cdot l_y \cdot S} = \frac{7 \cdot 19,6 \cdot 270 + 7 \cdot 19,6 \cdot 270}{270 \cdot 270 \cdot 60} = 0,0169$$

Коефіцієнт ефективності непрямого армування:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} = \frac{1}{0,23 + 0,349} = 1,73;$$

$$\text{де } \psi = \frac{\mu_{xy} \cdot R_s}{R_b + 10} = \frac{0,0169 \cdot 365}{7,7 + 10} = 0,349.$$

Зведена міцність бетону $R_{b,red} = R_b + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot R_s \cdot \varphi_s = 7,7 + 1,73 \cdot 0,0169 \cdot 365 \cdot 3,93 = 41,9$ МПа, де $\varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{A_{loc}}{l_x \cdot l_y} = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{11880}{270 \cdot 270} = 3,93$.

Умова міцності $N_{loc} = 451,8 \text{ кН} < R_{b,red} \cdot A_{loc} = 41,9 \cdot 11,8 = 498 \text{ кН}$. Міцність стику забезпечена.

Приймаємо біля торців колони непряме армування зварними сітками в кількості $n = 6$, розташованими через 60 мм. Тоді довжина ділянки непрямого армування $S(n - 1) = 60(6 - 1) = 300 \text{ мм} > 10d = 10 \cdot 25 = 250 \text{ мм}$ (тут d - діаметр стержнів поздовжньої арматури в колоні).

6. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТУ ПІДКОЛОНУ

Збірні центрально навантажені фундаменти під колони конструюють в вигляді суцільного блоку, що складається з плити і підколонника (рис. 6.1 і 6.2) і проектують як правило квадратними в плані. При цьому верх фундаменту (верх підколонника) рекомендується приймати на відм. -0,15. Відмітку підшови фундаменту призначають в залежності від глибини промерзання ґрунту, тримкої здатності основи і інших міркувань. В курсовому проекті вона задається в вихідних даних. При глибокому закладанні (більше 1,5 м) фундаменти такого типу проектують як правило з високими підколонниками, а при неглибокому закладанні (менше 1,5 м) їх проектують з низькими підколонниками.

Відстань між підшовою і верхом обрізу фундаменту складає його висоту H .

Попередньо висоту фундаменту призначають з таких міркувань:

1) з умов замурування колони в фундаменті: $H \geq h_c \cdot 1,5 + 250\text{мм}$;

2) виходячи з вимог анкерування стиснутої арматури в стакані фундаменту: $H \geq n \cdot d + 250\text{мм}$, де d - діаметр поздовжньої арматури колони; $n = 15$ при бетоні класу ВІ5 і арматурі колони класу А-II,

$n = 10$ при В20 і вище і А-II, $n = 18$ при ВІ5 і А-III, $n = 15$ при В20 і вище і арматурі класу А-III

3) за заданою відміткою підшови фундаменту: $H = H_1 + 150\text{мм}$;

В процесі розрахунків висота фундаменту уточнюється і приймається кратною 300 мм.

Глибину стакана фундаменту призначають з умови $h_{st} = 1,5 \cdot h_c + 50\text{мм}$, де h_c - більший розмір поперечного перерізу колони. Стінки стакана повинні мати товщину не менш як 150 мм. Зазор між колоною і стінкою стакана вверху приймають 75 мм, внизу 50 мм.

6.1. Розрахунок центрально навантаженого фундаменту з високим підколонником

Розрахункове навантаження на фундамент N приймають з розрахунку колони першого поверху: $N = 1073,6 \text{ кН}$ (див. п.5.2).

Необхідна площа підшови фундаменту при $\gamma_1 = 1$:

$$A = \frac{N_{ser}}{R_0 - \rho_m \cdot H_1} = \frac{933,6 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - (20 \cdot 2) \cdot 10^3} = 4,44 \text{ м}^2, \quad (6.1)$$

$$\text{де } N_{ser} = N/\gamma_1^m = 1073,6/1,15 =$$

933,6 кН - нормативне навантаження на фундамент ($\gamma_1^m = 1,15$ - усереднений коефіцієнт надійності щодо навантаження); $R_0 = 0,25$ МПа - умовний розрахунковий опір ґрунту основи;

$\rho = 20$ кН/м³ - усереднена об'ємна вага залізобетону і ґрунту;

$H_1 = H + 0,15 = 1,85 + 0,15 = 2,0$ м - глибина закладання фундаменту. При квадратному в плані фундаменті його розміри будуть:

$$a = b = \sqrt{A} = \sqrt{4,44} = 2,09 \text{ м}$$

Отримане значення приймається кратним 0,3м. Приймаємо $a = b = 2,1$ м.

Визначаємо розрахунковий тиск на ґрунт:

$$P_g = \frac{N}{a \cdot b} = \frac{1073,6}{2,1 \cdot 2,1} = 244 \text{ кН/м}^2. \quad (6.2)$$

Робоча висота плитної частини фундаменту:

$$h_0 = -\frac{h_{c1}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = -\frac{800}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1073,6 \cdot 10^3}{0,67 + 0,244}} = 142 \text{ мм},$$

де h_{c1} - розмір сторони підколонника, мм (приймається конструктивно, див. рис. 8.1).

Повна висота плитної частини фундаменту з урахуванням захисного шару 70 мм $h = h_0 + 70 = 142 + 70 = 212$ мм приймається кратною 150 мм і не менш за 600 мм. Приймаємо для нашого випадку висоту плитної частини фундаменту 600 мм і конструємо фундамент (див. табл.6.1 і рис. 6.1).

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу без поперечного армування в нахиленому перерізі:

$$Q \leq 0,6 \cdot R_{bt} \cdot h_{01} \cdot b. \quad (6.3)$$

де $Q = 0,5 \cdot (a - h_c - 2h_0) \cdot P_g = 0,5 \cdot (2,1 - 0,3 - 2 \cdot 0,53) \cdot 244 = 90,3$ кН;

a - розмір підосви фундаменту; h_c - розмір поперечного перерізу колони; h_0 - робоча висота плитної частини фундаменту $h_0 = 600 - 70 = 530$ мм; $h_{01} = 300 - 70 = 230$ мм - робоча висота нижнього уступу фундаменту; $b = 1000$ мм - ширина розрахункового прямокутного перерізу.

Тоді $Q = 90,3 \cdot 10^3 \text{ Н} < 0,6 \cdot 0,67 \cdot 230 \cdot 1000 = 92,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$ - умова міцності виконується.

Визначаємо розрахункові згинальні моменти в перерізах I-I і II-II, рахуючи, що фундаментна плита працює на згин як консоль, защемлена біля грані підколонника, від реактивного тиску ґрунту:

$$M_I = 0,125 \cdot P_g (a - h_{c1})^2 \cdot a = 0,125 \cdot 244 (2,1 - 0,8)^2 \cdot 2,1 = 108,2 \text{ кНм}$$

$$M_{II} = 0,125 \cdot P_g (a - a_1)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 244 (2,1 - 1,45)^2 \cdot 2,1 = 27,1 \text{ кНм}$$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури на всю ширину підосви фундаменту:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{108,2 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 280} = 810 \text{ мм}^2$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{27,1 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 230 \cdot 280} = 468 \text{ мм}^2$$

По більшій площі ($A_{sl}=810\text{мм}$) підбираємо сітку з робочими стержнями в двох напрямках. Крок стержнів цієї сітки повинен бути більшим за 200 мм а діаметр стержнів не меншим за 10мм (при ширині підшви $a \leq 3 \text{ м}$) і 12мм (при ширині підшви $a > 3 \text{ м}$).

На 1м.п. необхідна площа перерізу арматури $a_s = A_s/a = \frac{810}{2,1} = 386 \text{ мм}^2$. Приймаємо для армування сітку з стержнів Ø10А-II з кроком 200 мм (див. табл. 6.1). Її укладають внизу підшви фундаменту з захисним шаром не менше 70 мм. Підколонник армують конструктивно. Сітки підколонника виготовляють з арматури діаметром 8..10 мм і встановлюють з кроком не більшим за 200 мм і не більшим за 0,25d на всій висоті стакана. Каркаси підколонника виготовляють з арматури діаметром 16...18 мм (поздовжньої) і діаметром 6...8 мм (поперечної) Крок поздовжніх стержнів в каркасі повинен бути не більш за 20d (d- діаметр поздовжньої арматури колони) і не більшим за 300 мм.

Армування фундаменту під колону з високим підколонником подано на рис.6.1.

6.2. Розрахунок центрально навантаженого фундаменту з низьким підколонником

Вихідні дані: глибина закладання фундаменту 0,9м; $R_0 = 0,25 \text{ МПа}$; бетон класу В15 ($R_b = 7,7 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,67 \text{ МПа}$ при $\gamma_{b2} = 0,9$); арматура класу А-II ($R_s = 280 \text{ МПа}$).

Розрахункове навантаження на фундамент див. п.п. 5.2 і 6.1.

Визначаємо висоту фундаменту:

- а) за глибиною закладання $H = 0,9 - 0,15 = 0,75 \text{ м}$;
- б) з умови замурування колони в фундамент $H = 0,3 + 0,25 = 0,55 \text{ м}$;
- в) з умови анкерування арматури колони (Ø 25А-II при В15) $H = 15d + 250 = 15 \cdot 25 + 250 = 625 \text{ мм} = 0,625 \text{ м}$.

Приймаємо висоту фундаменту $H = 0,9\text{м}$ кратно 300 мм.

Площа підшви фундаменту за формулою (6.1):

$$A = \frac{933,6 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^6 - (20 \cdot 0,9) \cdot 10^3} = 4,02 \text{ м}^2. \text{ Приймаємо } a \cdot b = 2,1 \cdot 2,1 \text{ м, кратно } 0,3$$

Реактивний тиск ґрунту на підшву фундаменту $P_g = 244 \text{ кН/м}^2$ – див. формулу (6.2).

Робоча висота фундаменту з умови протискування:

$$H_0 = \frac{-(a_c + h_c)}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + P_g}} = \frac{-300 - 300}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1073,6 \cdot 10}{0,67 + 0,244}} = 370 \text{ мм}$$

знаходиться в межах прийнятої (0,9м).

Приймаємо кінцеві розміри фундаменту $a \cdot b = 2,1 \times 2,1 \text{ м}$ висотою $H = 0,9 \text{ м}$ і конструємо його (рис. 6.2).

Перевіряємо висоту нижнього уступу за умовою міцності на поперечну силу за формулою (6.3). В цій формулі $Q = 0,5(a - h_c - 2H_0) = 0,5(2,1 -$

виконується. Якщо ця умова не виконується треба збільшити висотунижнього уступу.



Рис. 6.1. Центральньо навантажений фундамент з високим підколонником

Визначаємо розрахункові згинальні моменти в перерізах I-I, II-II і III-III:
 $M_I = 0,125 \cdot P_g (a - h_c)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 244(2,1 - 0,3)^2 \cdot 2,1 = 207,5 \text{ кНм};$
 $M_{II} = 0,125 \cdot P_g (a - a_2)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 244(2,1 - 0,8)^2 \cdot 2,1 = 108,2 \text{ кНм};$
 $M_{III} = 0,125 \cdot P_g (a - a_1)^2 \cdot a = 0,125 \cdot 244(2,1 - 1,45)^2 \cdot 2,1 = 27,1 \text{ кНм}.$

Відповідно необхідна площа перерізу арматури A_s на всю ширину фундаменту:

$$A_{sI} = \frac{M_I}{0,9 \cdot H_0 \cdot R_s} = \frac{207,5 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 830 \cdot 280} = 992 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sII} = \frac{M_{II}}{0,9 \cdot h_{02} \cdot R_s} = \frac{108,2 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 530 \cdot 280} = 810 \text{ мм}^2;$$

$$A_{sIII} = \frac{M_{III}}{0,9 \cdot h_{01} \cdot R_s} = \frac{27,1 \cdot 10^6}{0,9 \cdot 230 \cdot 280} = 468 \text{ мм}^2.$$

По більшій площі ($A_{sI} = 992 \text{ мм}^2$) підбираємо сітку. На 1м.п. $a_s = A_s/a = 992/2,1 = 473 \text{ мм}^2$. Приймаємо для армування сітку із стержнів Ø10А-II з кроком 150 мм (табл.6.1). Армування фундаменту див. рис. 6.2.

Таблиця 6.1

Загальна висота плитної частини фундаменту	Висота уступів фундаменту		
	h_1 , мм	h_2 , мм	h_3 , мм
600	300	300	-
750	300	450	-
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
1500	450	450	600

Таблиця 6.2. Для підбору зварних сіток фундаменту

Крок стержнів, мм	Площа поперечного перерізу арматури на 1м ширини плити, мм ² , при діаметрі стержнів, мм							
	10	12	14	16	18	20	22	25
100	785	1131	1539	2011	2545	3142	3801	4909
125	628	905	1231	1608	2036	2513	3041	3927
150	532	754	1026	1184	1696	2094	2593	3272
200	393	565	769	1005	1272	1571	2019	2454

Додаток 1

Нормативні та розрахункові характеристики міцності важкого бетону, МПа

Клас бетону В	Характеристика міцності			
	Стиск осьовий (призмova міцність) $R_{bn}, R_{b,ser}$	Стиск осьовий (призмova міцність) R_b	Розтяг осьовий $R_{bt,n}, R_{bt,ser}$	Розтяг осьовий R_{bt}
B5	3,5	2,8	0,55	0,37
B7,5	5,5	4,5	0,70	0,48
B10	7,5	6,0	0,85	0,57
B12,5	9,5	7,5	1,00	0,66
B15	11,0	8,5	1,15	0,75
B20	15,0	11,5	1,40	0,90
B25	18,5	14,5	1,60	1,05
B30	22,0	17,0	1,80	1,20
B35	25,5	19,5	1,95	1,30
B40	29,0	22,0	2,10	1,40
B45	32,0	25,0	2,20	1,45
B50	36,0	27,5	2,30	1,55
B55	39,5	30,0	2,40	1,60
B60	43,0	33,0	2,50	1,65

Додаток 2Розрахункові характеристики міцності важкого бетону з врахуванням коефіцієнта γ_{b2} , МПа

Клас бетону В	R_b		R_{bt}	
	γ_{b2}		γ_{b2}	
	0,9	1,1	0,9	1,1
B5	2,5	3,1	0,33	0,41
B7,5	4,0	4,9	0,43	0,53
B10	5,4	6,6	0,51	0,63
B12,5	6,7	8,2	0,59	0,73
B15	7,7	9,4	0,67	0,82
B20	10,5	12,5	0,80	1,00
B25	13,0	16,0	0,95	1,15
B30	15,5	19,0	1,10	1,30
B35	17,5	21,5	1,15	1,45
B40	20,0	24,0	1,25	1,55
B45	22,5	27,5	1,30	1,60
B50	25,0	30,5	1,40	1,70
B55	27,0	33,0	1,45	1,75
B60	29,5	36,5	1,50	1,80

Зауваження: при $\gamma_{b2} = 1$ значення R_b та R_{bt} див. в додатку 1.

Додаток 3Початкові модулі пружності важкого бетону $E_b \cdot 10^3 \text{ МПа}$

Клас бетону за міцністю на стискання						
В 5	В 7,5	В 10	В 12,5	В 15	В 20	В 25
13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0
Клас бетону за міцністю на стискання						
В 30	В 35	В 40	В 45	В 50	В 55	В 60
32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0

Додаток 4

Нормативні характеристики міцності стержньової арматури, МПа

Характеристика міцності	Клас стержньової арматури					
	A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI
$R_{sn}, R_{s,ser}$	235	295	390	590	785	980

Нормативні характеристики міцності дротової арматури, МПа

Клас арматури	Діаметр арматури, мм	Характеристика міцності, $R_{sn}, R_{s,ser}$
Bp-I	3	410
	4	405
	5	395
B-II	3	1490
	4	1410
	5	1335
	6	1255
	7	1175
	8	1100
Bp-II	3	1460
	4	1370
	5	1255
	6	1175
	7	1100
	8	1020
K-7	6	1450
	9	1370
	12	1335
	15	1295
K-19	14	1410

Додаток 5

Розрахункові опори і модуль пружності стержньової арматури, МПа

Клас арматури	Характеристика міцності			
	R_s	R_{sw}	R_{cs}	E_s
A-I	225	175	225	210 000

<i>A-II</i>	280	225	280	210 000
<i>A-III</i>				
діам. 6...8 мм	355	285	355	200 000
діам. 10...40 мм	365	290	365	200 000
<i>A-IV</i>	510	405	450	190 000
<i>A-V</i>	680	545	500	190 000
<i>A-VI</i>	815	650	500	190 000
<i>A-VII</i>	980	785	500	190 000

Розрахункові опори і модуль пружності дрової арматури, *МПа*

Клас арматури	Діаметр арматури	R_s	R_{sw}	R_{cs}	E_s
<i>Bp-I</i>	3	375	270/300	375	170 000
	4	365	265/295	365	170 000
	5	360	260/200	360	170 000
<i>B-II</i>	3	1240	990	400	200 000
	4	1180	940	400	200 000
	5	1110	890	400	200 000
	6	1050	835	400	200 000
	7	980	785	400	200 000
	8	915	730	400	200 000
<i>Bp-II</i>	3	1215	970	400	200 000
	4	1145	915	400	200 000
	5	1110	835	400	200 000
	6	1050	785	400	200 000
	7	915	730	400	200 000
	8	850	680	400	200 000
<i>K-7</i>	6	1210	965	400	180 000
	9	1145	915	400	180 000
	12	1110	890	400	180 000
	15	1080	865	400	180 000
<i>K-19</i>	14	1175	940	400	180 000

Зауваження:

1. У зварних каркасах для хомути з арматури *A-III*, діаметр яких менший за 1/3 діаметра поздовжніх стержнів значення R_{sw} приймають рівним **255 МПа**.
2. У дужках наведено значення R_{sw} для випадку застосування сталюого дроту класу *Bp-I* у в'язаних каркасах.

Номіналь ний діаметр, мм	Розрахункова площа поперечного перерізу, см ² , при числі стержнів										Маса, кг 1 м.п.
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,52	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853

Додаток 6

СПИСОК АРМАТУРИ

28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,834
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	80,42	6,313
36	10,180	20,36	30,54	40,72	50,90	61,08	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,560	25,12	37,68	50,24	62,80	75,36	87,92	100,48	113,04	125,60	9,870

Зауваження: Промисловістю постачається арматура класу А-I діаметром 6...40 мм; класу А-II діаметром 10...80 мм; класу А-III діаметром 6...40 мм; класів А-IV, А-V, А-VI, А-VII діаметром 10...25 мм; класу Вр-I діаметром 3...5 мм; класу В-II і Вр-II діаметром 3...8 мм; класу К-7 діаметром 6, 9, 12 і 15 мм; класу К-19 діаметром 14 мм.

Теоретична маса 1м.п. арматури Вр-I, В-II, Вр-II приймається рівною: при діаметрі 3 мм – 0,055 кг, при діаметрі 4 мм – 0,099 кг, при діаметрі 5 мм – 0,154 кг.

Площа поперечного перерізу одного канату К-7: діаметром 6 мм – 22,7 мм², діаметром 9 мм – 51 мм², діаметром 12 мм – 90,6 мм², діаметром 15 мм – 141,6 мм².

Теоретична маса 1м.п. канатів К-7: діаметром 6 мм – 1,73 кг, діаметром 9 мм – 4,08 кг, діаметром 12 мм – 7,14 кг, діаметром 15 мм – 11,16 кг.

Теоретична маса 1м.п. канату К-19 діаметром 14 мм становить _____, а площа поперечного перерізу одного канату К-19 діаметром 14 мм становить _____.

Додаток 7

Коеф. умов роботи γ_{b2}	Клас арматури	Позначення	Значення ω , ξ_R і α_R для елементів з важкого бетону класів					
			В 12,5	В 15	В 20	В 25	В 30	В 35
0,9	будь-який	ω	0,796	0,788	0,766	0,746	0,726	0,710
	А-III і Вр-I	ξ_R	0,662	0,652	0,627	0,604	0,582	0,564
		α_R	0,443	0,440	0,430	0,422	0,413	0,405
	А-II	ξ_R	0,689	0,680	0,650	0,632	0,610	0,592
		α_R	0,452	0,449	0,439	0,432	0,424	0,417
	А-I	ξ_R	0,708	0,698	0,674	0,652	0,630	0,612
		α_R	0,457	0,455	0,447	0,439	0,432	0,425
1,0	будь-який	ω	0,790	0,782	0,758	0,734	0,714	0,694

	А-III і Вр-I	ξ_R	0,628	0,619	0,591	0,563	0,541	0,519
		α_R	0,431	0,427	0,416	0,405	0,395	0,384
	А-II	ξ_R	0,660	0,650	0,623	0,593	0,573	0,551
		α_R	0,442	0,439	0,429	0,417	0,409	0,399
	А-I	ξ_R	0,682	0,673	0,645	0,618	0,596	0,575
		α_R	0,449	0,447	0,437	0,427	0,419	0,410
1,1	будь-який	ω	0,784	0,775	0,750	0,722	0,698	0,678
	А-III і Вр-I	ξ_R	0,621	0,610	0,581	0,550	0,532	0,502
		α_R	0,428	0,424	0,412	0,399	0,386	0,376
	А-II	ξ_R	0,650	0,642	0,613	0,582	0,556	0,534
		α_R	0,439	0,436	0,425	0,413	0,401	0,391
	А-I	ξ_R	0,675	0,665	0,636	0,605	0,579	0,558
		α_R	0,447	0,444	0,434	0,422	0,411	0,402

$$\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{b2}R_b;$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}}(1 - \frac{\omega}{1,1})};$$

$$\alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R).$$

Додаток 9Значення коефіцієнтів $\gamma_{b2}, \gamma_{b3}, \gamma_{b4}$

Бетон	Коефіцієнти		
	γ_{b2}	γ_{b3}	γ_{b4}
Важкий	2,0	0,6	1,5
Дрібнозернистий	1,7	0,5	1,2

Додаток 10

Діаметр поперечних стержнів каркасів визначають розрахунком, але приймають не меншим від мінімального діаметра, встановленого залежно від діаметра поздовжньої арматури з умови технології контактного зварювання:

Діаметр стержнів одного напрямку, мм	3...12	14	16 18	20 22	25-32	36, 40
Найменші допустимі діаметри стержнів іншого напрямку	3	4	5	6	8	10

Додаток 11

На при опорних ділянках, що дорівнюють 25% прольоту, при рівномірно розподіленому навантаженні і відстані від опори до найближчої сили Q_1 у разі зосереджених навантажень (але не менш як 25% прольоту) відстань між хомутами має задовільняти конструктивні вимоги, встановлені залежно від висоти перерізу елемента, що працює на згинання (при висоті балок $h < 450$ мм крок хомутів приймають не більш як $0,5h$ і не більш як 150 мм, а при $h \geq 450$ мм – не більш як $1/3h$ і не більш 500 мм).

На решті прольоту при $h > 300$ мм крок поперечної арматури має не перевищувати $3/4h$ або 500 мм.

Додаток 12Значення коефіцієнта β

Бетон	Значення коефіцієнта
Важкий	1,8
Дрібнозернистий	1,6
Ніздрюватий і поризований	1,4

**ЗНАЧЕННЯ КОЕФІЦІЄНТА φ_{ls} , ЯКИЙ ВРАХОВУЄ ВПЛИВ
ТРИВАЛОСТІ ДІЇ НАВАНТАЖЕННЯ**

Тривалість дії навантаження	Коефіцієнт φ_{ls} при класі бетону	
	вище В 7,5	В 7,5 та нижче
1. Нетривалість при арматурі:		
а) стержньовій:		
гладкій	1,0	0,7
періодичного профілю	1,1	0,8
б) дрововій	1,0	0,7
2. Тривалість (незалежно від виду арматури)	0,8	0,6

Додаток 14

Згідно з СНИП для важкого і дрібнозернистого та легкого бетонів класів, вищих за В7,5 $\psi_b = 0,9$; для легкого бетону класів В7,5 і нижче, а також ніздрюватого $\psi_b = 0,7$; при багаторазових повторюваних навантаженнях незалежно від виду і класу бетону $\psi_b = 1$.

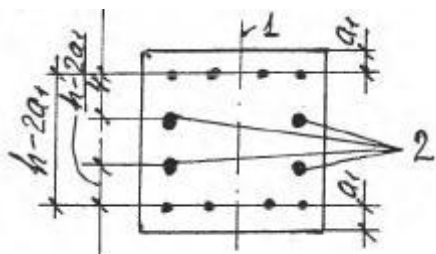
Додаток 15

Коефіцієнти φ_b та φ_{sb} для важкого бетону

N_l/N	Коефіцієнт φ_b при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,78	0,72
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,76	0,69	0,61
N_l/N	Коефіцієнт φ_{sb} при l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
А. При $a = a' < 0,15h$ і при відсутності проміжних стержнів (див. ескіз) або при площі перерізу цих стержнів меншій чим $A_{s,tot}/3$								
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,86	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,79	0,74
Б. При $0,25h > a = a' > 0,15h$ або при площі перерізу проміжних стержнів (див. ескіз) рівній або більшій за $A_{s,tot}/3$ незалежно від величини a .								
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,88	0,85	0,82	0,79
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,76	0,71
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,82	0,77	0,70	0,63

N_l – поздовжня сила від постійного та довготривалого навантаження;

N – поздовжня сила від дії всього навантаження.



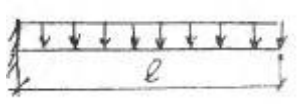
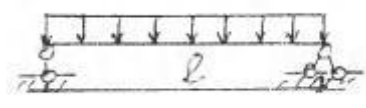
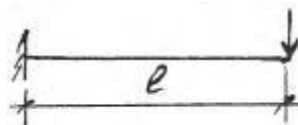
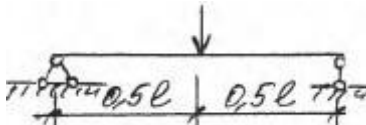
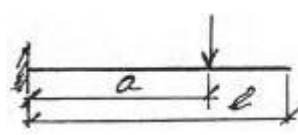
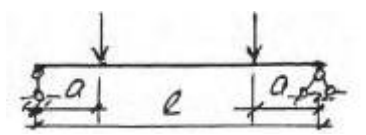
1 – розглядувана площина;

2 – проміжні стержні.

Додаток 16

η коефіцієнт, що приймається рівним: при $h > 20$ см – 1, а при $h \leq 20$ см – 0,9.
 h - висота поперечного перерізу.

Додаток 17Значення коефіцієнту ρ_m

Схема завантаження консольної балки	Коефіцієнт ρ_m	Схема завантаження балки на двох опорах	Коефіцієнт ρ_m
	1/4		5/48
	1/3		1/12
	$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Додаток 18

Таблиця 4. СНиП

ГРАНИЧНО ДОПУСТИМІ ПРОГИНИ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

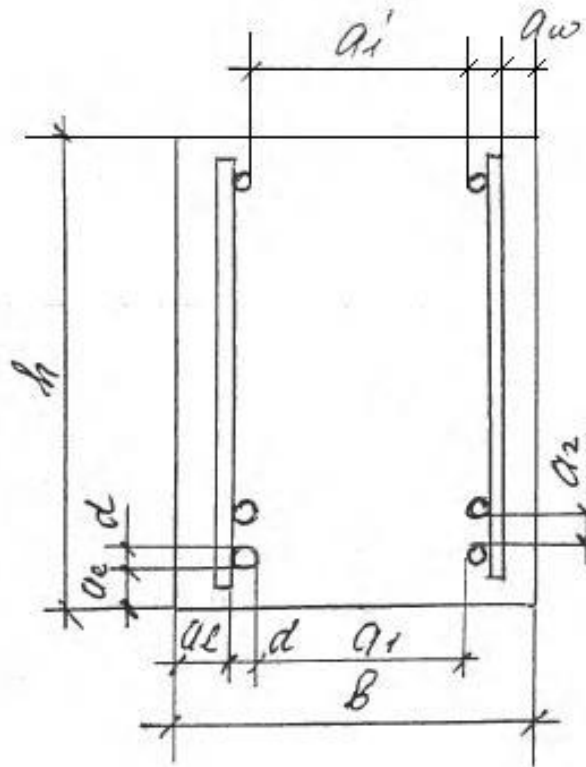
Елементи конструкцій	Гранично допустимі прогини
1. Підкранові балки при кранах:	
ручних	$l/500$
електричних	$l/600$
2. Переkritтя з плоскою стелею і елементи покриття (крім вказаних в поз.4) при прогонах, м:	
$l < 6$	$l/200$
$6 \leq l \leq 7,5$	3 см
$l > 7,5$	$l/250$
3. Переkritтя з ребристою стелею та елементи сходів при прогонах, м:	
$l < 5$	$l/200$
$5 \leq l \leq 10$	2,5 см
$l > 10$	$l/400$
4. Елементи покриття с/г будівель виробничого призначення при прогонах,	

м:	
$l < 6$	$l/150$
$6 \leq l \leq 10$	4 см
$l > 10$	$l/250$
5. Навісні стінові панелі (при розрахунку із площини) при прогонах, м:	
$l < 6$	$l/200$
$6 \leq l \leq 7,5$	3 см
$l > 7,5$	$l/250$

Позначення l – прогин балок або плит; для консолей приймається значення l , що рівне подвоєному вильоту консолі.

Примітка: Гранично допустимі прогини по поз. 1,5 зумовлені технологічними і конструктивними, а по поз. 2-4 – естетичними вимогами.

Додаток 19



$$a_l \begin{cases} \geq 20 \text{ мм при } h \geq 250 \text{ мм} \\ \geq 15 \text{ мм при } h < 250 \text{ мм} \\ \geq d \end{cases}$$

$$a_1 \text{ і } a_1' \begin{cases} \geq d \\ \geq 30 \text{ мм} \end{cases}$$

$$a_2 \begin{cases} \geq d \\ \geq 30 \text{ мм} \end{cases}$$

$$a_w \begin{cases} \geq 15 \text{ мм при } h \geq 250 \text{ мм} \\ \geq 10 \text{ мм при } h < 250 \text{ мм} \end{cases}$$

СХЕМА АЛГОРИТМУ № 1

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з одиничною ненапруженою арматурою, що працюють на згинання

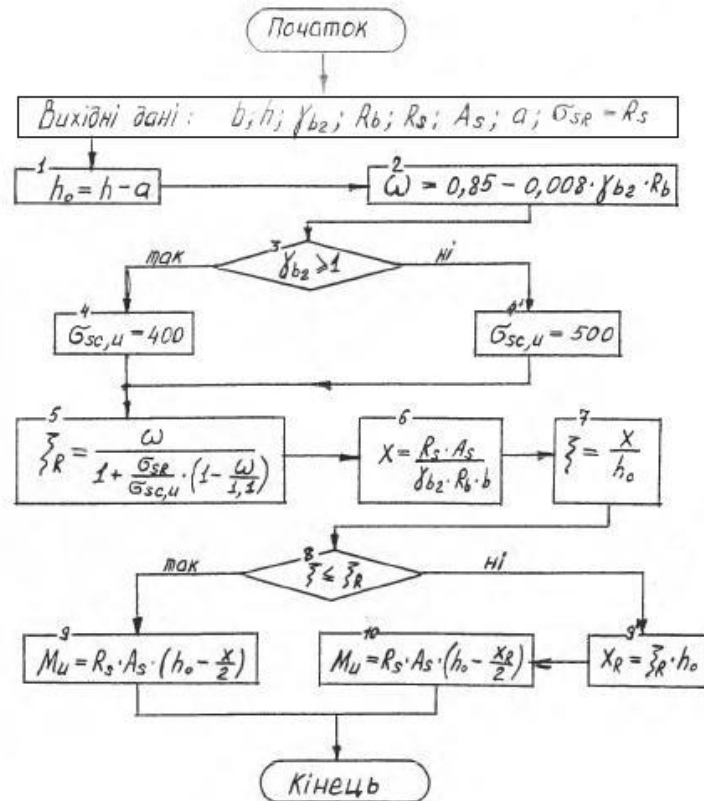


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 2

Визначення площі перерізу поздовжньої ненапруженої арматури в елементах прямокутного профілю, що працюють на згинання, за умовою міцності нормальних перерізів

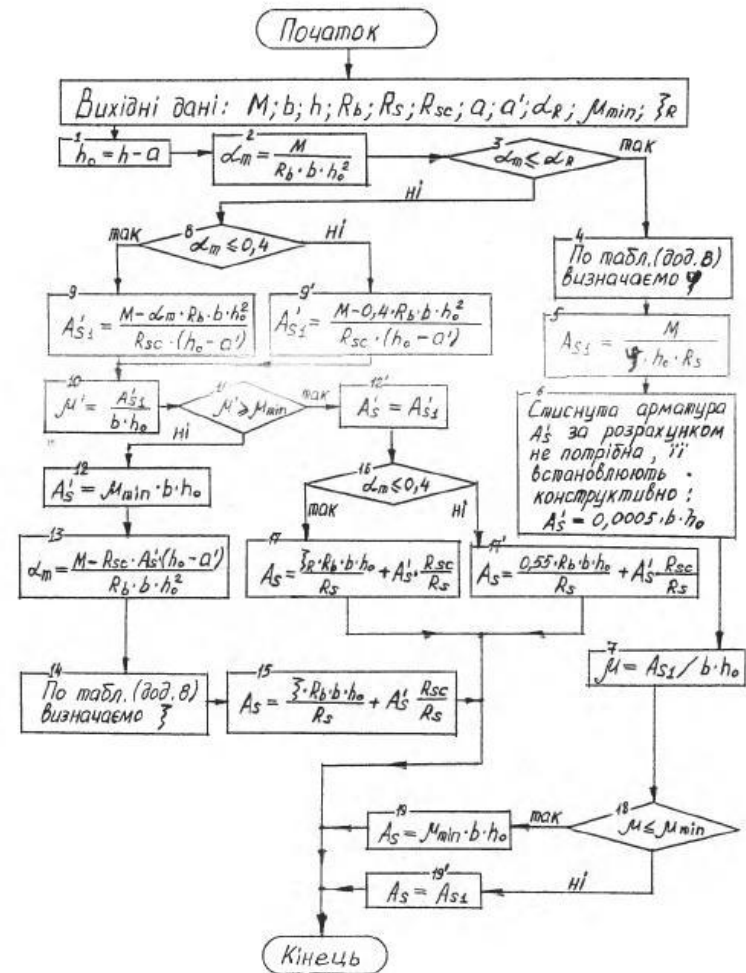


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 3

Визначення площі перерізу розтягнутої ненапруженої арматури в елементах прямокутного профілю, що працюють на згинання, при заданій площі стиснутої арматури

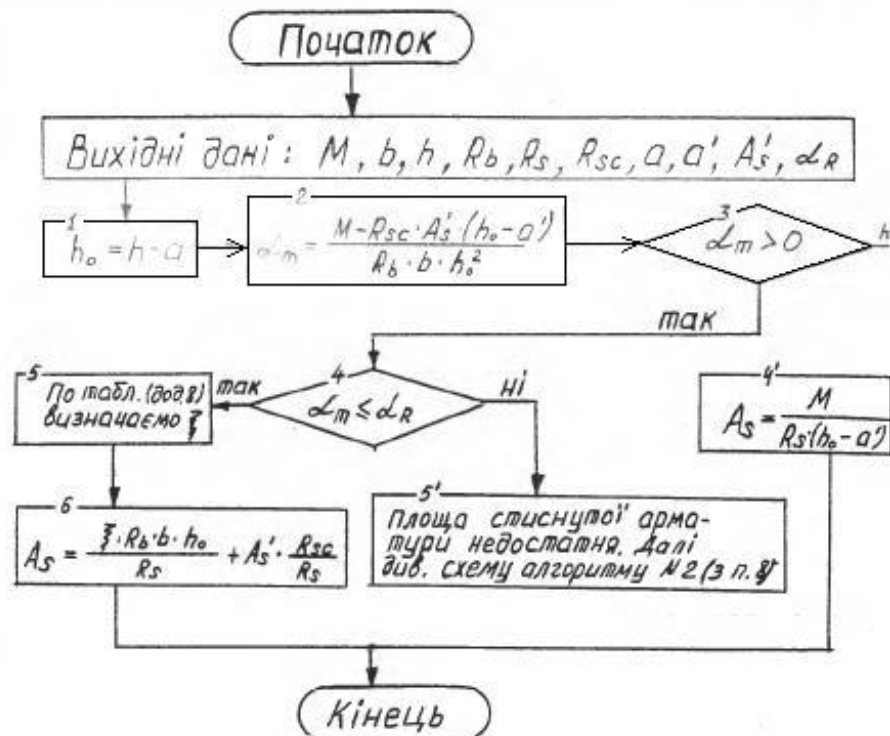


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 4

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів прямокутного профілю з подвійною арматурою, що працюють на згинання

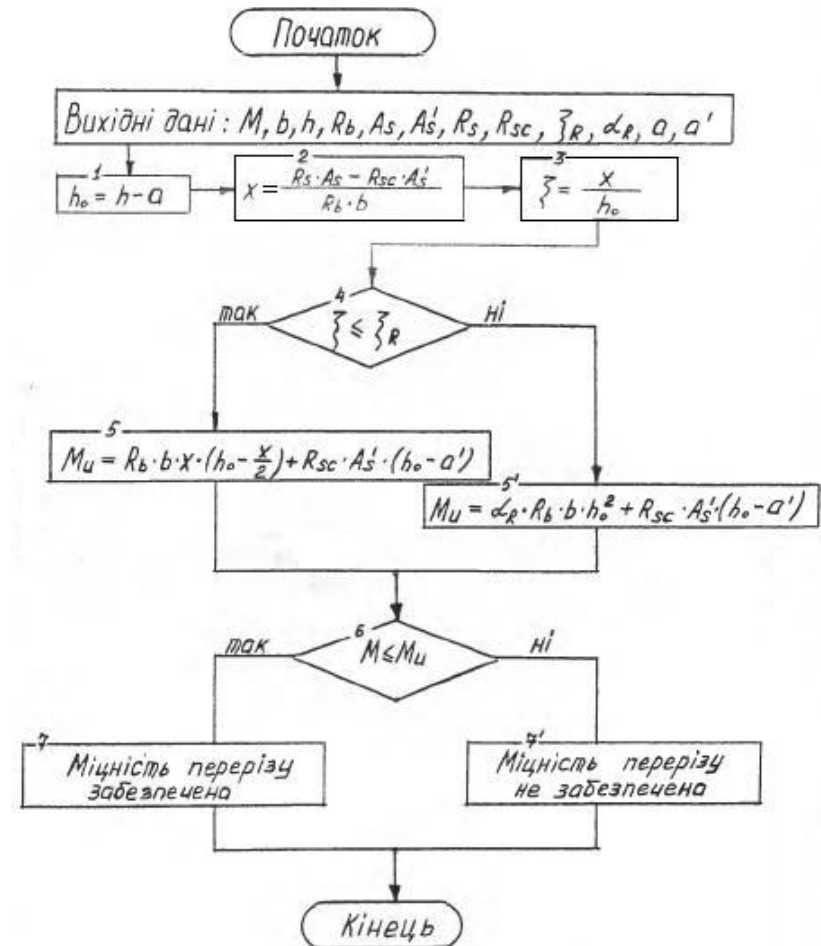


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 5

Визначення площі перерізу поздовжньої ненапруженої арматури в елементах таврового профілю, що працюють на згинання, за умовою міцності нормальних перерізів

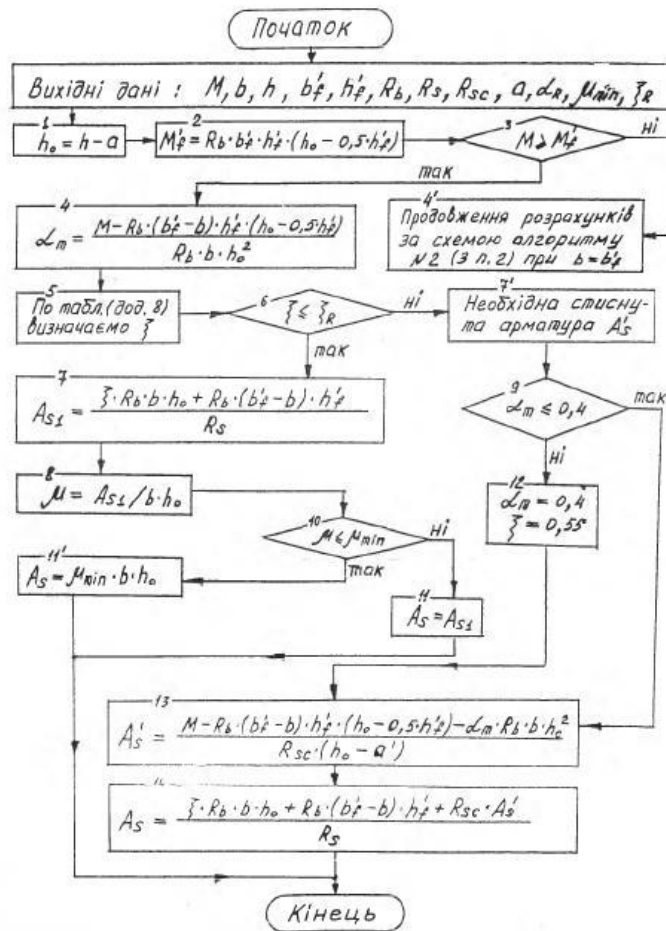


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 6

Перевірка міцності нормальних перерізів елементів таврового профілю з подвійною ненапруженою арматурою, що працюють на згинання

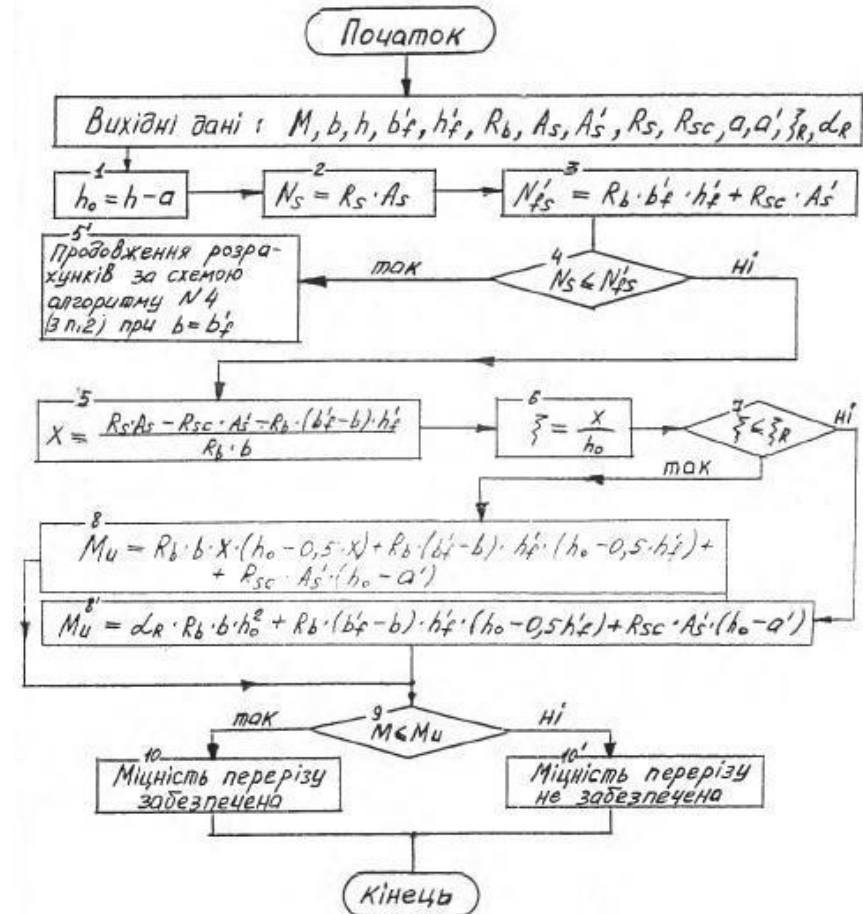


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 7

Перевірка міцності нахилених перерізів елементів, що працюють на згинання

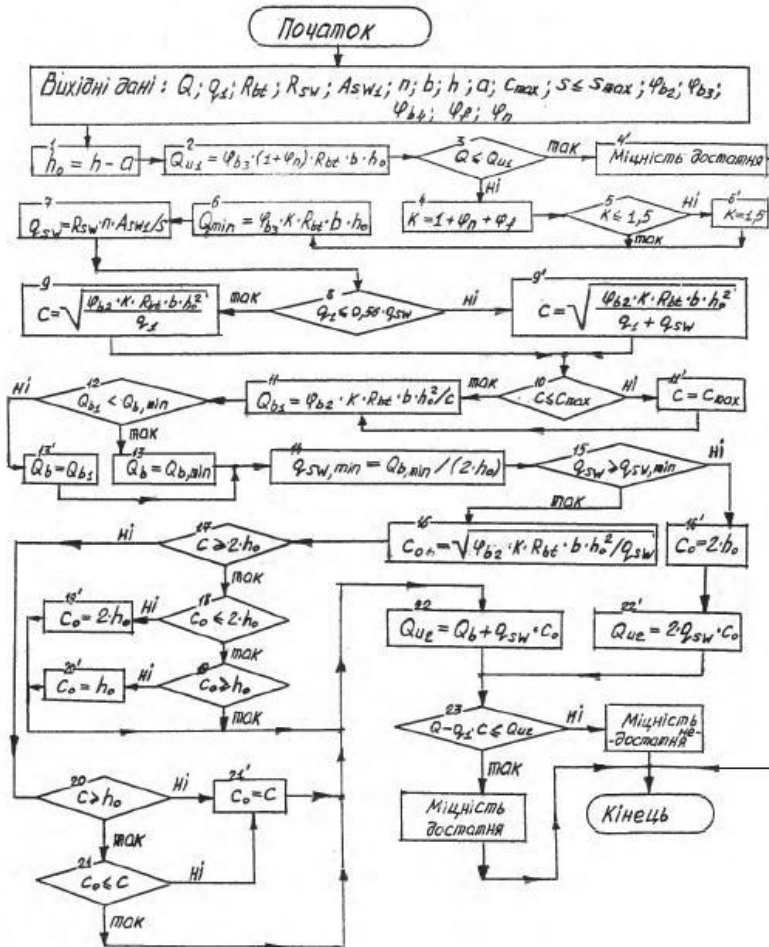


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 8

Визначення моменту утворення тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання (без попередньо напруженої арматури)

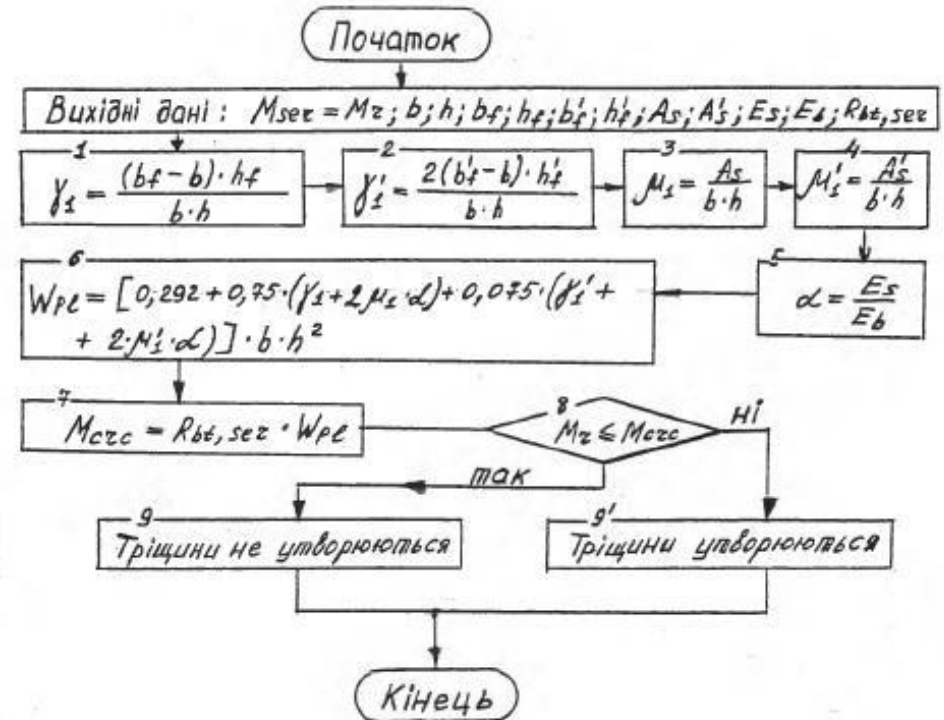


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 9

Визначення ширини розкриття тріщин, нормальних до поздовжньої осі елемента, що працює на згинання (без попередньо напруженої арматури)

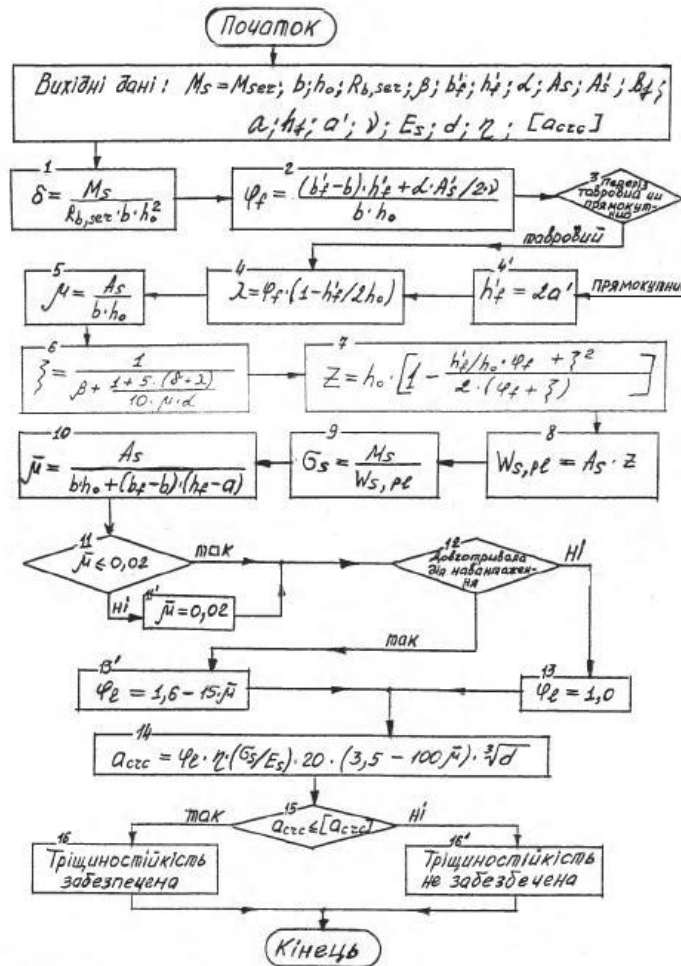
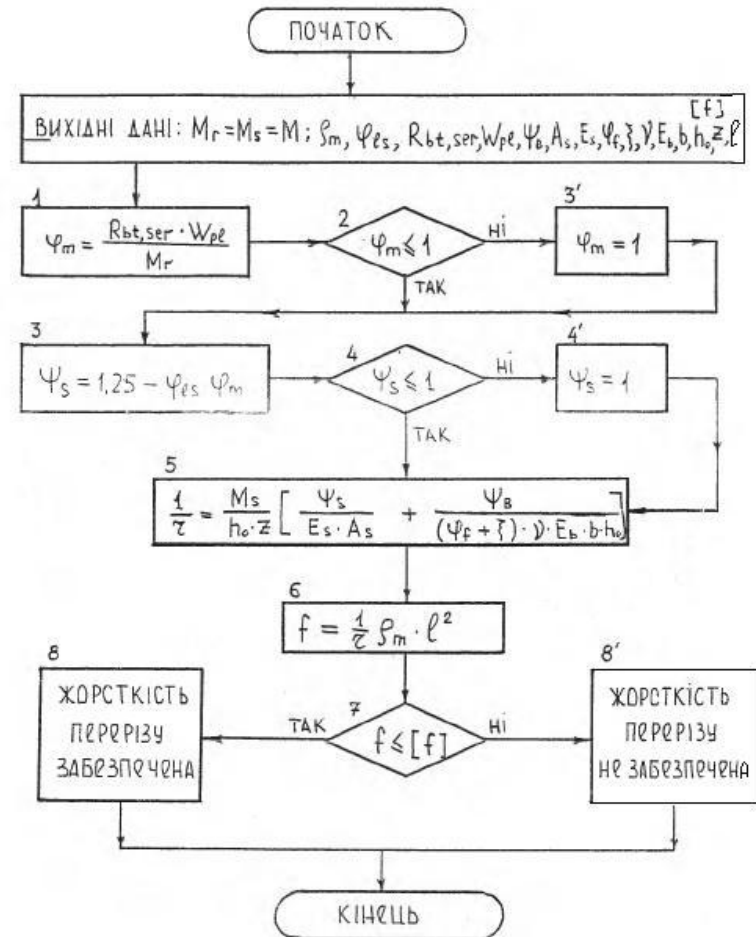


СХЕМА АЛГОРИТМУ № 10

Визначення прогинів в елементах, що працюють на згинання (без попередньо напруженої арматури)



Література

1. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. -К.: Мінбуд України, 2006. - 72 с.
2. ДБН В.2.6-2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 74 с.
3. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 123 с.
4. ДСТУ 3760-2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. .-К: Мінбуд України, 2006. – 20 с.
5. ДСТУ EN 10080-2009. Сталь для армування бетону. Зварювана арматурна сталь.-К: Держспоживстандарт України, 2012. – 68 с.
6. Залізобетонні конструкції: Підручник / А.Я.Барашиков, Л.М.Буднікова, Л.В.Кузнецов та ін.; За ред А.Я.Барашикова. - К.: Вища шк., 1995.- 591 с, іл.
7. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції. – К.: Вища школа, 1995. – 592 с.
8. Лопатто А.Э., Майборода В.Ф. Проектування елементів залізобетонних конструкцій. - К.: Вища шк. Головне вид-во, 1987. - 238 с.
9. Залізобетонні конструкції. Курсове і дипломне проектування / Під ред. А.Я.Барашикова - К.: Вища шк. Головне ви-во, 1987.- 238 с.
10. Проектування залізобетонних конструкцій: Довідковий посібник / Під ред. А.Б.Голишова.- К. : Будівельник, 1990.- 544 с.
11. Розрахунок і конструювання частин житлових і громадських будівель: Довідник проектувальника / Під ред. П.Ф.Вахненко. - К.: Будівельник, 1987.- 424 с.
12. С.В.Ротко, О.А.Ужегова, І.В.Задорожнікова. Розрахунок кам'яних і армокам'яних конструкцій: Навчальний посібник / За редакцією д.т.н., проф. Барашикова А.Я. - Луцьк: РВВ ЛНТУ, 2010. - 355 с.
13. Войцехівський О.В., Журавський О.Д., Байда Д.М. В65 Розрахунок залізобетонних конструкцій з використанням спрощених діаграм деформування матеріалів (за ДСТУ Б.В.2.6- 156:2010). Частина 1. Розрахунок за I групою граничних станів. - К.: КНУБА, 2017, -168 с.

ЗМІСТ

Розрахунок і конструювання плит перекриття	3
1. Розрахунок і конструювання плити перекриття з круглими порожнинами	4
2. Особливості розрахунку і конструювання плити з овальними порожнинами.....	15
3. Особливості розрахунку і конструювання плити з ребрами вниз.....	18
4. Особливості розрахунку і конструювання плити з ребрами вгору.....	21
5. Розрахунок і конструювання збірної колони першого поверху	23
6. Розрахунок і конструювання фундаменту під колону	30
Д о д а т к и	37
Література.....	54

Основи розрахунку будівельних конструкцій [Текст]: методичні вказівки до виконання курсового проекту для здобувачів освітньо-професійного ступеня фаховий молодший бакалавр освітньо-професійної програми «Будівництво та експлуатація будівель і споруд», спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія» галузь знань 19 «Архітектура та будівництво» денної форми навчання/уклад. Н.З.Пігулко – Любешів: ВСП «Любешівський ТФК Луцького НТУ», 2023. – 55с.

Комп'ютерний набір і верстка :
Редактор:

Н.З.Пігулко
Н.З.Пігулко

Підп. до друку _____ 2023р. Формат А4.
Папір офіс. Гарн. Таймс. Умов. друк. арк. _____
Обл. вид. арк. _____ Тираж 15 прим.