

INTRODUCERE

Planșeele din beton armat sunt, practic, principalele tipuri de planșee, care se folosesc în prezent la clădirile etajate industriale și civile cu destinație diferită. În dependență de schema constructivă, planșeele din beton armat sunt divizate în două tipuri: planșee cu plăci și grinzi și planșee fără grinzi. Planșeele din plăci și grinzi sunt alcătuite din grinzi amplasate într-o direcție a clădirii sau în ambele, pe care se reazemă plăcile sau panourile. În planșeele fără grinzi plăcile sau panourile se reazemă nemijlocit pe pereți și stâlpi. În dependență de metoda de executare planșeele sunt divizate în planșee din elemente prefabricate, din beton monolit și mixte - parțial prefabricate.

Plăcile planșeelor cu grinzi rezemate pe contur în dependență de raportul lungimii laturii mai mari - l_1 la lungimea laturii mai mici - l_2 sunt divizate în - "plăci grindă" pentru raportul $l_1 / l_2 > 2,0$ și "plăci rezemate pe contur" pentru $l_1 / l_2 < 2,0$.

"Plăcile grindă" sunt armate cu armatură de rezistență pe o direcție - în direcția deschiderilor mici, iar "plăcile rezemate pe contur" - în ambele direcții.

Scopul principal al prezentului îndrumar este de a familiariza studenții specialităților de construcții cu metodologia și particularitățile metodei de calcul și de alcătuire a elementelor planșeelor cu nervuri din beton armat monolit.

Acest material didactic (versiunea electronica a căruia poate fi descărcata de pe www.inginermd.com), în primul rând, este recomandat studenților specialității CIC, care trebuie să proiecteze astfel de planșee din beton armat monolit în primul proiect de an la disciplina "Construcții din beton armat". De asemenea el poate fi recomandat și utilizat la lucrările practice la disciplina "Construcții din beton armat", precum și la proiectarea de diplomă și cea reală. În exemplul numeric din acest material didactic majoritatea calculelor au fost efectuate în mod automat cu o programă special elaborată în MATCAD cu o precizie de 16 cifre după virgula, deci, în unele cazuri ar putea apărea careva diferențe în raport cu calculele efectuate manual (cu o precizie de 2-3 cifre după virgula).

Capitolul I: DATE INITIALE

Planșeul cu grinzi din beton armat monolit cu "plăci-grindă" (plăci armate într-o direcție) este alcătuit din placă încovoiată pe direcția mai scurtă l_2 și grinzi secundare sau/și principale (fig.1). Toate elementele planșeului sunt unite monolit între ele. Pentru executarea lor se recomandă utilizarea betonului de clasa C15.

În dependență de destinația și dimensiunile clădirii în plan, de distanța dintre stâlpi, exigențele tehnologice etc., grinzile pot fi amplasate pe direcția longitudinală sau transversală a clădirii. În clădirile cu deschideri relativ mici (în plan) grinzile ca atare se amplasează numai pe o direcție, iar în clădirile cu deschideri mai mari ele se amplasează în ambele direcții.

Grinzile principale se reazemă pe stâlpii intermediari și pereții exteriori, și de regulă, se recomandă să fie amplasate în direcția transversală a clădirii, iar cele secundare - în direcția longitudinală.

Alcătuirea planșeului (amplasarea stâlpilor și grinzilor), de regulă, se recomandă de efectuat ținând cont de sistemul modular unic, valoarea căruia este de 100 mm.

În proiectul de an se admit abateri de la această exigență, adică valorile deschiderilor pot să difere de cele tipizate, obligatorii pentru proiectele reale, multiple la modulul unic - 100 mm, deoarece dimensiunile clădirii în plan (lățimea și lungimea) date în proiect sunt "abstracte" – ne tipizate.

Lungimea și lățimea clădirii propuse în proiect indică distanța dintre axele pereților exteriori, care sunt proiectați din blocuri de calcar cu grosimea de 390 mm și axați la 200 mm de la suprafața lor interioară.

La alcătuirea planșeului se ține cont de faptul că optimală este considerată soluția în care valorile deschiderilor grinzilor principale se află în limitele $6 \div 8$ m, iar ale celor secundare - respectiv $5 \div 7$ m.

Grinzile secundare trebuie amplasate astfel ca axele unora din ele să coincidă cu cele ale stâlpilor (vezi fig. 1).

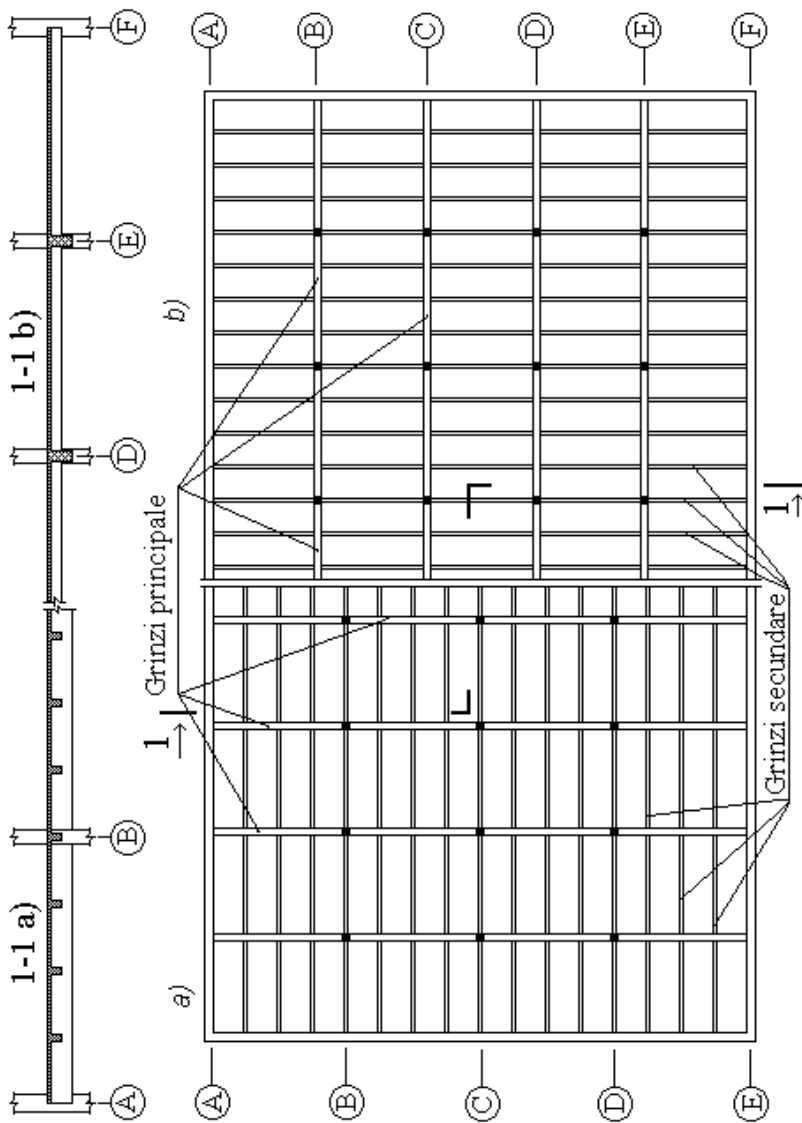


Fig. 1. Schema constructivă a planșelor cu grinzi din beton armat monolit
 a) - amplasarea transversală a grinzilor principale; b) - idem longitudinală

Distanța dintre grinzile secundare (lățimea nominală a plăcii) se recomandă în limitele:

- $(2,2 \div 2,7)$ m - pentru sarcina utilă normată $V_n \leq 5.0 \div 10.0$ kN/m^2 și respectiv,

- $(1,7 \div 2,2)$ m - pentru V_n mai mare de 10.0 kN/m^2 ,

Grosimea plăcii planșeului h'_f trebuie să fie de circa $1/25$ din deschiderea de calcul a plăcii, iar în dependență de destinația clădirii $h'_f \geq 60$ mm pentru clădirile industriale și $h'_f \geq 50$ mm pentru clădirile sociale sau de locuit.

Înălțimea secțiunii grinzii secundare - h_{sb} , care include și grosimea plăcii h'_f se admite în limitele $1/12 \div 1/20$ din deschiderea acesteia, iar a celor principale - respectiv $1/8 \div 1/15$ din deschidere. Lățimea secțiunii grinzilor b_{sb} se admite în limitele $0,4 \div 0,5$ din înălțimea lor ($b_{sb} = (0,4 \div 0,5) \cdot h_{sb}$).

La alcătuirea planșeului din beton armat monolit se recomandă ca deschiderile marginale să fie mai mici în raport cu cele centrale, dar diminuarea deschiderilor marginale, atât ale grinzilor principale, cât și ale celor secundare nu trebuie să depășească 10 %. Pentru plăci diminuarea se admite până la 15 %.

Pentru o însușire mai profundă a metodei de calcul și de alcătuire a elementelor planșeului cu grinzi din beton armat monolit, în continuare, paralel cu materialul teoretic vom examina un exemplu concret cu următoarele date inițiale:

1. Dimensiunile clădirii în plan dintre axe:

- lungimea $L_1 = 61$ m;

- lățimea $L_2 = 25$ m.

2. Înălțimea etajului (de la podea la podea)

$H_{et} = 4,2$ m.

3. Sarcina utilă (temporară) normată pe planșeu

$V_n = 9500$ $N/m^2 = 9,5$ kN/m^2 .

4. Rezistența de calcul a solului fundației

$R_f = 0,23$ $MPa = 230$ kN/m^2 .

După cum am menționat mai sus adoptăm cazul de amplasare a grinzilor principale în direcția transversală a clădirii.

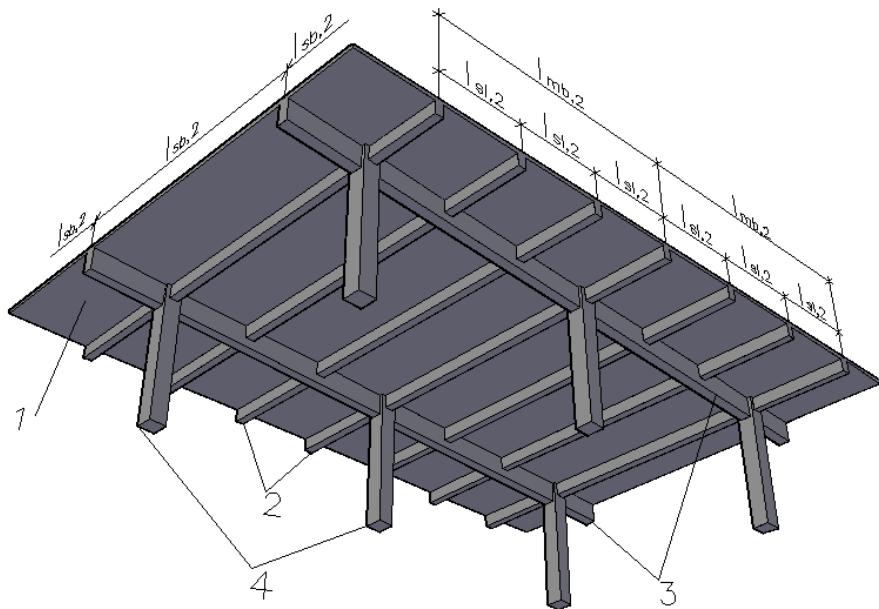


Fig. 2. Planșeu monolit cu "plăci grindă": 1 – placa; 2 – grinzi secundare; 3 – grinzi principale; 4 – coloane;

Pentru determinarea prealabilă a numărului de deschideri ale grinzilor principale (în direcția transversală a clădirii) și ale celor secundare (în direcția longitudinală) prealabil admitem valoarea deschiderii grinzilor principale $l_2 = 7,0 \text{ m}$, iar ale celor secundare, respectiv - $l_1 = 6,0 \text{ m}$

Prin urmare, numărul necesar de deschideri ale grinzilor principale va fi:

$$n_2 = L_2 / l_2 = 2500 / 700 = 3,57 \text{ deschideri}$$

Deoarece numărul de deschideri poate fi doar numai un număr întreg, în exemplul nostru admitem 4 deschideri ($n_2 = 4$). Menționăm încă odată, că numărul de deschideri trebuie să asigure lungimea grinzii principale în intervalul $6 \div 8 \text{ m}$ și că deschiderile intermediare pot fi cu circa $5 \div 10 \%$ mai mari decât cele marginale.

Așadar prealabil* valoarea medie a deschiderii grinzii principale intermediare poate fi:

$$l_2 = L_2 / n_2 = 2500 / 4 = 625 \text{ cm}$$

sau dacă acceptăm deschideri inegale:

$$n_2' = (n_2 - 2) \cdot 1 + 2 \cdot 0,9 = 2 \cdot 1 + 2 \cdot 0,9 = 3,8$$

$$l_2 = L_2 / n_2' = 2500 / 3,8 = 657,9 \text{ cm}$$

Admitem prealabil $l_{mb,2} = 630 \text{ cm}$, valoare ce este în limita valorilor evaluate (625 și 657,9 cm).

În direcția longitudinală, ținând cont de recomandările expuse mai sus, vor fi n_1 deschideri:

$$n_1 = L_1 / l_1 = 6100 / 600 \approx 10,17 \text{ deschideri}$$

Rotunjim (după regulile matematicii) și obținem numărul de deschideri în direcția longitudinală a clădirii $n_1 = 10$.

Atunci, valoarea medie a deschiderilor nominale ale grinzilor secundare va fi:

$$l_1 = L_1 / n_1 = 6100 / 10 = 610 \text{ cm}$$

Ținând cont de recomandările de micșorare a deschiderilor marginale până la 10 %, numărul de deschideri poate fi:

$$n_1' = (n_1 - 2) \cdot 1 + 2 \cdot 0,9 = 8 \cdot 1 + 2 \cdot 0,9 = 9,8$$

Atunci, prin urmare, valoarea medie a deschiderilor intermediare a grinzilor secundare poate fi:

$$l_1 = L_1 / n_1' = 6100 / 9,8 = 622,45 \text{ cm}$$

Deci deschiderea grinzilor secundare intermediare poate fi în limita $610 \div 622,45 \text{ cm}$.

Adoptăm valoarea deschiderilor grinzilor secundare intermediare $l_{sb,2} = 620 \text{ cm}$. În cazul acesta deschiderea grinzilor secundare marginale va fi:

$$l_{1,ext} = l_{sb,1} = \frac{(L_1 - (n_1 - 2) \cdot l_{sb,2})}{2} = 570 \text{ cm}$$

* Valorile definitive ale deschiderilor grinzilor principale vor fi precizate în dependență de lățimea plăcilor, adică de distanța nominală dintre grinzile secundare.

Așadar, în direcția longitudinală a clădirii vor fi 8 deschideri intermediare cu grinzi secundare cu deschiderea $l_{sb,2} = 620 \text{ cm}$ și 2 deschideri marginale cu valoarea $l_{sb,1} = 570 \text{ cm}$.

$$L_1 = 8 \cdot 620 + 2 \cdot 570 = 6100 \text{ cm}$$

Numărul necesar de grinzi secundare (lățimea plăcilor) în direcția transversală a clădirii (în dependență de valoarea sarcinii normate $V_n \leq 5 \div 10 \text{ kN/m}^2$ – (vezi recomandările anterioare) îl determinăm, prin admiterea lățimii nominale a plăcii $l_{sl} = 250 \text{ cm}$.

Atunci numărul optimal de plăci în partea intermediară a grinzilor principale va fi:

$$n_{sl} = l_{mb,2}/l_{sl} = 630/250 = 2,52 \text{ placi}$$

Rotunjim și obținem numărul de plăci $n_{sl} = 3$. Astfel lățimea medie nominală a plăcii - distanța dintre axele grinzilor secundare va fi:

$$l_{sl,m} = l_{mb,2}/n_{sl} = 630/3 = 210 \text{ cm}$$

În caz de micșorare a deschiderii plăcii marginale cu circa 15 % ($\Delta = 0,15$), lățimea nominală a plăcilor intermediare ar fi:

$$l'_{sl,m} = \frac{L_2}{n_2 \cdot n_{sl} - 2 \cdot \Delta} = \frac{2500}{4 \cdot 3 - 2 \cdot 0,15} = 213,68 \text{ cm}$$

Aici: n_2 și n_{sl} – sunt respectiv numărul de deschideri ale grinzilor principale și ale plăcilor din deschiderea intermediară.

Astfel, lățimea nominală a plăcilor intermediare poate varia în limita valorilor $210 \div 213,68 \text{ cm}$. Dacă adoptăm valoarea deschiderii plăcilor intermediare $l_{sl,2} = 210 \text{ cm}$, atunci, deschiderea grinzilor principale intermediare, pe care reazemă trei plăci, sau adică două grinzi secundare va fi:

$$l_{mb,2} = n_{sl} \cdot l_{sl,2} = 3 \cdot 210 = 630 \text{ cm}$$

Atunci, reieșind din deciziile adoptate lungimea grinzilor principale din deschiderile marginale se va determina în dependență de informația inițială pentru proiectare, adică de lățimea clădirii, de numărul de deschideri a cadrului, inclusiv de

numărul de deschideri intermediare, precum și de valoarea deschiderilor respective:

$$l_{2,ext} = l_{mb,1} = \frac{L_2 - (n_2 - 2) \cdot l_{mb,2}}{2} = 620 \text{ cm}$$

Astfel în deschiderile intermediare, în direcția transversală a clădirii, sunt amplasate 3 plăci cu lățimea $l_{sl,2} = 210 \text{ cm}$, iar în deschiderile marginale a grinzilor principale (prima și ultima) vor fi numai câte 2 plăci cu astfel de dimensiuni, iar a treia - cea marginală va avea lățimea nominală:

$$l_{sl,ext} = l_{sl,1} = l_{mb,1} - (n_{sl} - 1) \cdot l_{sl,2} = 200 \text{ cm}$$

Așadar în rezultatul dimensionării planșeului au fost obținute:

1. Deschiderea nominală a grinzilor principale:

marginale – $l_{mb,1} = 620 \text{ cm}$;

intermediare – $l_{mb,2} = 630 \text{ cm}$.

2. Deschiderea nominală a grinzilor secundare:

marginale – $l_{sb,1} = 570 \text{ cm}$;

intermediare – $l_{sb,2} = 620 \text{ cm}$.

3. Lățimea (deschiderea) nominală a plăcilor, adică distanța dintre axele grinzilor secundare:

marginale – $l_{sl,1} = 200 \text{ cm}$;

intermediare – $l_{sl,2} = 210 \text{ cm}$.

Capitolul II: CALCULUL PLANȘEI

Plăcile planșeului cu grinzi din beton armat monolit, realmente rezemate pe contur - pe grinzile principale și cele secundare sau pe grinzi și pereți, se calculează ca grinzi dacă raportul dintre deschiderile plăcii (*distanțele dintre reazemele opuse*) este mai mare de doi, adică atunci când influența reazemelor îndepărtate poate fi neglijată.

În exemplul prezentat acest raport este:

$$\frac{l_{sb,2} - b_{sm}}{l_{sl} - b_{sb}} = \frac{620 - 30}{210 - 20} = 3,3 > 2$$

Deci placa se va calcula ca o grindă.

Pentru efectuarea acestui calcul convențional din planșeu perpendicular pe grinzile secundare se extrage o fâșie cu lățimea de 1 m. (*vezi fig. 3, pozitia.5*). Astfel se obține o grindă continuă, reazemele căreia vor fi grinzile secundare și pereții exteriori ai clădirii. Această fâșie "grindă continuă" are secțiunea transversală dreptunghiulară cu dimensiunile:

înălțimea $h_{sl} = l_{sl,2}/25 = 210/25 \approx 8,4 \geq 6 \text{ cm}$

lățimea $b = 100 \text{ cm}$ (*vezi fig.3*).

2.1. Determinarea deschiderii de calcul a plăcii

Lungimea de calcul a deschiderii plăcii (v. fig.4), ca atare este egală cu distanța dintre articulațiile reazemelor acesteia. Pentru deschiderile concrete aceasta va fi egală cu:

1) pentru deschiderea marginală (prima și ultima)

- distanța de la centrul de reazem al plăcii pe perete până la muchia laterală a grinzii secundare:

$$l_{0,sl,1} = l_{sl,1} - C + C_{sl}/2 - b_{sb}/2 \quad (2.1)$$

în care:

$C = 20 \text{ cm}$ - distanța de la axa peretelui exterior până la marginea lui laterală;

$C_{sl} = 12 \text{ cm}$ - lungimea de reazem a plăcii pe perete;

b_{sb} - lățimea secțiunii grinzii secundare;

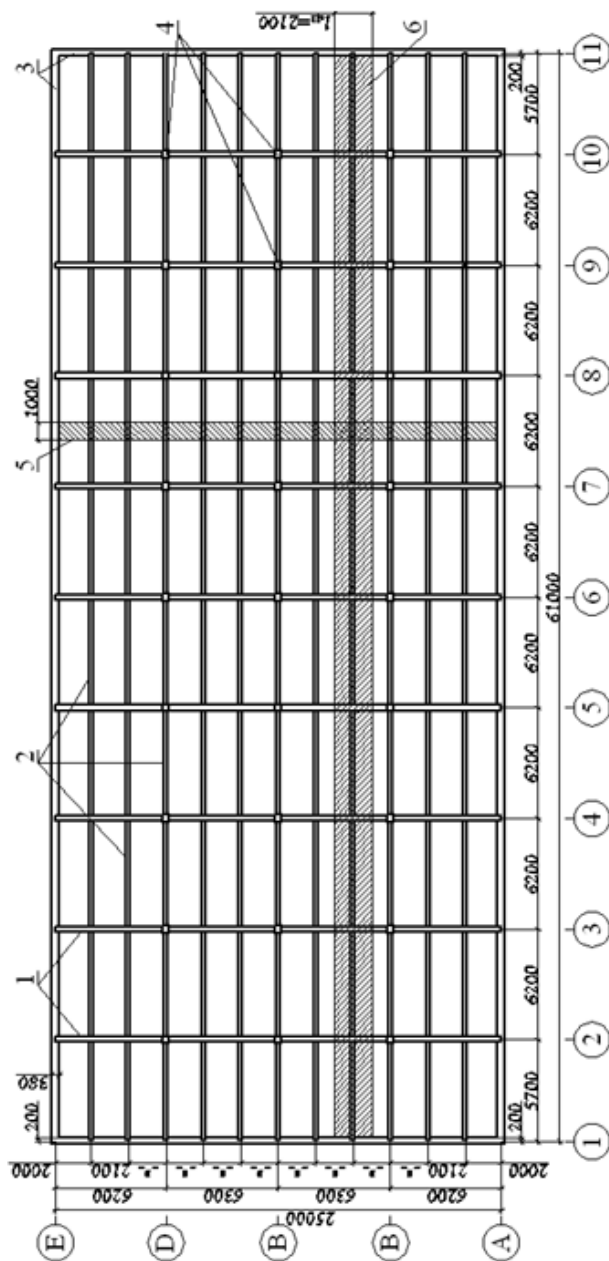


Fig. 3. Planul planșei monolit. 1 - grinzi principale; 2 - grinzi secundare; 3 - stâlpi; 4 - pereții clădirii;
5 - fâșia de calcul a plăcii planșei monolit; 6 - fâșia de calcul a grinzii secundare

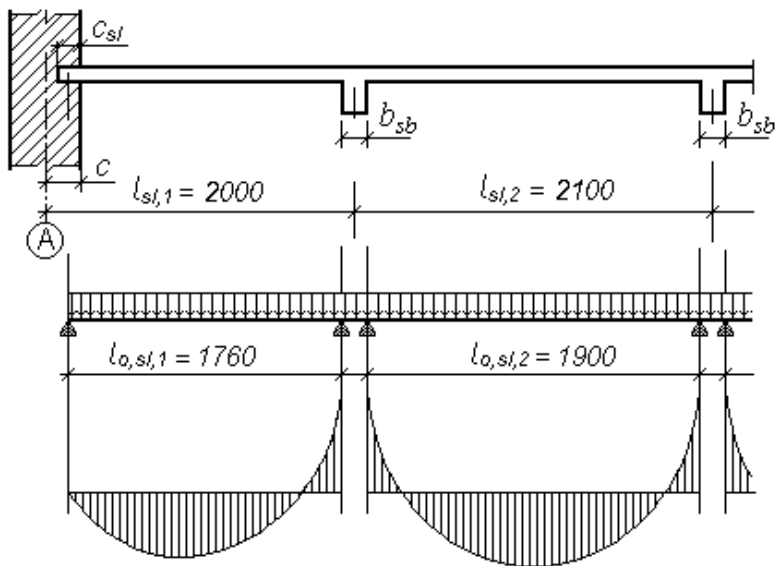


Fig. 4. Schema de calcul a plăcii și diagrama momentelor încovoietoare

2) pentru deschiderile intermediare (a doua, a treia și altele)
- distanța dintre marginile laterale ale grinzilor secundare

$$l_{o,sl,2} = l_{o,sl,3} = \dots = l_{o,sl,n-1} = l_{sl,2} - 2 \cdot b_{sb} / 2 . \quad (2.2)$$

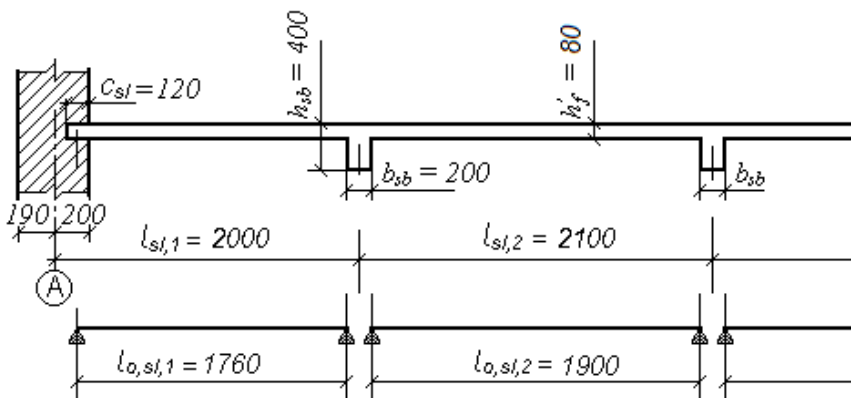


Fig. 5. Schema plăcii și deschiderilor ei de calcul.

Deci, pentru determinarea deschiderii de calcul a plăcii trebuie să știm valoarea lățimii secțiunii grinzii secundare b_{sb} .

De regulă, dimensiunile grinzilor secundare se admit prealabil din recomandările constructive (vezi p. 1). Totodată, conform normativelor în vigoare, înălțimea grinzilor trebuie să fie multiplă cu 5 cm pentru înălțimea de până la 60 cm inclusiv și multiplă cu 10 cm pentru înălțimi ce depășesc 60 cm. Lățimea grinzilor trebuie să fie egală cu una din următoarele valori - 8, 10, 12, 15, 18, 20, 22, 25 și în continuare multiplă cu 5 cm.

În exemplul prezentat admitem înălțimea secțiunii grinzii secundare

$$h_{sb} = 1/15 \cdot l_{sb,2} = 1/15 \cdot 620 = 41,33 \text{ cm.}$$

După rotunjire obținem $h_{sb} = 40$ cm, iar lățimea grinzii secundare va fi:

$$b_{sb} = 0,5 \cdot h_{sb} = 0,5 \cdot 40 = 20 \text{ cm.}$$

Prin urmare dimensiunile prealabile ale secțiunii grinzii secundare sunt $h_{sb} \times b_{sb} = 40 \times 20$ cm.

Atunci deschiderile de calcul ale plăcii vor fi:

1) pentru deschiderile marginale (formula 2.1)

$$l_{o,sl,1} = 200 - 20 + 12/2 - 20/2 = 176 \text{ cm;}$$

2) pentru deschiderile intermediare (formula 2.2)

$$l_{o,sl,2} = 210 - 2 \cdot 20/2 = 190 \text{ cm.}$$

2.2. Determinarea sarcinilor

Ținând cont că pentru calculul plăcii planșeului convențional a fost extrasă o fâșie cu lățimea de 100 cm (vezi p.2), atunci valoarea sarcinii pe un metru lungime a acestei fâșii va fi egală cu valoarea sarcinii pe un metru pătrat al acestui planșeu.

Reieșind din recomandările anterioare (vezi pct.1), grosimea plăcii $h'_f = 8,0$ cm.

Valoarea sarcinilor normate și de calcul pe 1 m al planșeului sunt prezentate în tabelul 1.

Tabelul 1

Valorile normate și de calcul ale sarcinilor pe 1 m² de planșeu

Denumirea sarcinii	Sarcina normată <i>N/m²</i>	Coef. de siguranță a sarcinii γ_f	Sarcina de calcul <i>N/m²</i>
Permanentă:			
1. Masa proprie a plăcii 1,0·1,0·h'· ρ)*=1,0·1,0·0,08·25000	2000	1,1	2200
2. Stratul de nivelare (șapa) [†] 1,0·1,0· δ · ρ =1,0·1,0·0,02·19000	380	1,3	494
	400	1,1	440
3. Masa pardoselii de ceramică			
Sarcina permanentă sumară: g^\ddagger	2780		3134
Temporară:- $V^§$	9500	1,2	11400
T o t a l: $P = g + V$	12280		14534
De scurtă durată V_{sh}	2000	1,2	2400
Sumară de lungă durată: $g + V_l$	10280		12134

2.3. Determinarea eforturilor de calcul din placă

În dependență de gradul de importanță a clădirii, eforturile de calcul care vor fi folosite la calculul și dimensionarea elementelor structurii de rezistență vor fi modificate prin multiplicarea sarcinilor determinate pentru astfel de calcul cu un coeficient de siguranță γ_n , care reflectă gradul de importanță a

^a $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3 = 25000 \text{ N/m}^3$ - masa volumetrică a betonului armat;

^b $\rho = 1900 \text{ kg/m}^3 = 19000 \text{ N/m}^3$ - idem, a mortarului de ciment

^c Sarcina permanentă poate fi adoptată în proiect fără schimbări.

^d Sarcina temporară (utilă) în dependență de durata ei este divizată în:

- Sarcină de scurtă durată ($V_{sh,n}$ și V_{sh}). În proiect pentru tipul de clădiri examinate $V_{sh,n} = 2000 \text{ N/m}^2$ și

- Sarcină de lungă durată ($V_{l,n} = V_n - V_{sh,n}$ și $V_l = V - V_{sn}$).

clădirilor. Majoritatea clădirilor industriale și civile se consideră obișnuite, adică sunt clasate la gradul II de importanță. Coeficientul de siguranță pentru astfel de clădiri - $\gamma_n = 0,95$.

Ținând cont de cele expuse, valoarea sarcinilor de calcul pe planșeu va fi:

$$P = P_{tab} \cdot \gamma_n = 14534 \cdot 0,95 = 13807,3 \text{ N/m}^2 \approx 13,8 \text{ kN/m}^2$$

Valorile momentelor încovoietoare de calcul în plăcile grindă continue din beton armat cu deschideri egale sau care diferă nu mai mult de 20 % se vor determina, ținând cont de eventualele redistribuiri ale eforturilor, cu următoarele formule:

1) în prima și ultima deschidere și pe primul și ultimul reazem intermediar (v. fig.3):

$$M_{sl,1} = P \cdot l_{o,sl,1}^2 / 11 = 13,8 \cdot 1,76^2 / 11 = 3,89 \text{ kNm} ;$$

2) în deschiderile intermediare

$$M_{sl,2} = P \cdot l_{o,sl,2}^2 / 16 = 13,8 \cdot 1,9^2 / 16 = 3,12 \text{ kNm}.$$

Valorile forțelor tăietoare nu se determină deoarece în plăcile cu grosimea mai mică de 15 cm, de regulă, acestea sunt preluate integral de beton și nu este necesară armătura transversală.

2.4. Materiale pentru placă

Cum s-a menționat în pct.1 toate elementele planșeului sunt proiectate din beton de clasa C15. Pentru armarea plăcii folosim plase standard (sau ne standard) cu armătura de rezistență longitudinală sau transversală din oțel de clasa B_p-I. Rezistențele de calcul ale betonului și armăturii se iau din Anexele 1 și 2, care reprezintă un extras din informația respectivă din normele de proiectare ale construcțiilor din beton armat [1].

Ținând cont de condițiile de lucru ale betonului plăcii și planșeului (umiditatea relativă a aerului este mai mică de 70% și acțiunea sarcinilor este de lungă și scurtă durată) - coeficientul condițiilor de lucru conform pct. 15 [1]. $\gamma_{c2} = 0,9$,

Deci, prin urmare, rezistența de calcul a betonului la comprimare $R_c = 7,7 \text{ MPa}$ (vezi. Anexa 1), iar la întindere

$$R_{ct} = 0,67 \text{ MPa}.$$

Rezistența de calcul a armăturii (armătură pentru plase clasa B_p-I cu diametrul 5 mm) $R_s = 360 \text{ MPa}$ (v. Anexa 2).

2.5. Determinarea ariei necesare a armăturii plasei

Reamintim că placa se calculează ca un element încovoiat continuu, cu secțiunea dreptunghiulară și dimensiunile $h_f' \times b_{sl}$ = 8 x 100 cm (vezi p. 5. din fig. 3., fig. 4. și 5., inclusiv fig. 6.).

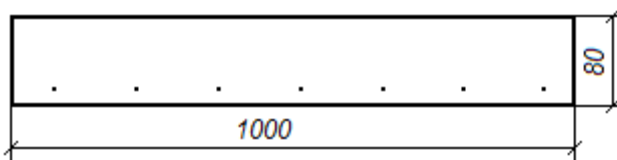


Fig. 6. Secțiunea de calcul a plăcii.

Aria necesară a armăturii de rezistență se determină în ordinea următoare:

Prealabil, determinăm valoarea coeficientului tabular α_I

$$\alpha_{1,i} = \frac{M_{sl,i}}{0.8 \cdot R_c \cdot b_{sl} \cdot h_{o,sl}^2}, \quad (2.3)$$

în care: $M_{sl,i}$ - este valoarea momentului încovoietor în secțiunea examinată în $N \cdot cm$;

R_c - rezistența de calcul a betonului (vezi p.2.4);

b_{sl} - lățimea de calcul a fâșiei (plăcii), $b_{sl} = 100 \text{ cm}$;

$h_{o,sl}$ - înălțimea efectivă (de calcul) a plăcii, cm;

$$h_{o,sl} = h_{sl} - a_s - d_{sl} / 2 \approx h_{sl} - a_s$$

aici:

a_s - grosimea stratului de acoperire a armăturii, care conform normativelor trebuie să fie nu mai mic de 10 mm pentru plăci cu grosimea de până la 100 mm;

d_{sl} - diametrul armăturii de rezistență. Aici în calcule el poate fi neglijat ca o valoare relativ mică.

Din anexa 3 determinăm (prin interpolare) valoarea înălțimii relative a zonei comprimate a betonului - ξ și brațul relativ al eforturilor interne de calcul - ξ_1 .

Înălțimea relativă a zonei comprimate a betonului - ξ trebuie să nu depășească valoarea înălțimii relative limită a zonei comprimate a betonului - ξ_R

$$\xi < \xi_R \quad (2.4)$$

Valoarea înălțimii relative limită a zonei comprimate a betonului - ξ_R se determina din tabelul 23 [1]. Aceasta valoare este $\xi_R = 0,6$ pentru beton obișnuit (tipul betonului) și clasa < C35 (clasa betonului).

Dacă condiția (2.4) se respectă înseamnă că nu este necesară armătura de calcul în zona comprimată și, deci, armarea v-a fi simplă. De regulă pentru plăci această condiție de obicei se respectă.

După verificarea condiției (2.4) se determină aria armăturii de rezistență necesare pentru preluarea eforturilor din zona întinsă. Aria acestei armături se determină cu formula:

$$A_s = \frac{M_{sl,i}}{\xi_1 \cdot R_s \cdot h_{o,sl}} \quad (2.5)$$

În exemplul prezentat calculele sunt după cum urmează:

- 1) Pentru deschiderile marginale și primul reazem intermediar valoarea maximă a momentului încovoietor

$$M_{sl,1} = 3,888 \text{ kN}\cdot\text{m} \text{ și, deci}$$

$$\alpha_{1,1} = \frac{M_{sl,1}}{0,8 \cdot R_c \cdot b_{sl} \cdot h_{o,sl}^2} = \frac{3,888 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,129^*$$

unde:

$$h_{o,sl} = 8,0 - 1,0 = 7,0 \text{ cm.}$$

* Aici și în continuare (100) este un coeficient de trecere de la MPa la N/cm²

Pentru $\alpha_{1,1} = 0,129$ din Anexa 3 (prin interpolare) determinăm $\xi = 0,136$ și $\zeta_1 = 0,946$.

Valoarea înălțimii limită a zonei comprimate a betonului – ξ_R determinata din tabelul 23 este:

$$\xi_R = 0,6$$

și, deci, condiția (2.4) $\xi = 0,136 < \xi_R = 0,6$ se respectă.

Așadar placa este armată simplu și aria armăturii întinse necesare pentru preluarea efortului maximal va fi egală cu

$$A_{s,sl,1} = \frac{M_{sl,1}}{\zeta_1 \cdot R_s \cdot h_{o,sl}} = \frac{3,888 \cdot 10^5}{0,946 \cdot 360 \cdot (100) \cdot 7} = 1,63 \text{ cm}^2;$$

2) În deschiderile și pe reazemele intermediare valoarea maximă a momentului încovoietor este $M_{sl2} = 3,115 \text{ kNm}$ și, deci:

$$\alpha_{1,2} = \frac{M_{sl,2}}{0,8 \cdot R_c \cdot b_{sl} \cdot h_{o,sl}^2} = \frac{3,115 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 100 \cdot 7^2} \approx 0,103.$$

Din Anexa 3 obținem $\xi = 0,108$ și $\zeta_1 = 0,957$.

Condiția (2.4) se respectă $\xi = 0,108 < \xi_R = 0,6$, astfel, aria necesară a armăturii de rezistență în plăci va fi:

$$A_{s,sl,2} = \frac{M_{sl,2}}{\zeta_1 \cdot R_s \cdot h_{o,sl}} = \frac{3,115 \cdot 10^5}{0,957 \cdot 360 \cdot (100) \cdot 7} = 1,29 \text{ cm}^2;$$

2.6. Dimensionarea (armarea) plăcii

Plăcile-grindă cu multe deschideri, de regulă, se armează cu plase standarde cu armătura de rezistență longitudinală. Plasele se instalează perpendicular la grinzile secundare în conformitate cu diagrama momentelor încovoietoare (fig. 4.). În câmp plasele se instalează în zona inferioară a plăcilor - jos, iar pe reazeme și în preajma lor - sus (vezi fig. 7.), fiindcă în câmp momentul încovoietor provoacă întindere în zona inferioară a secțiunii plăcii, iar pe reazeme și în preajma lor - sus - în cea superioară.

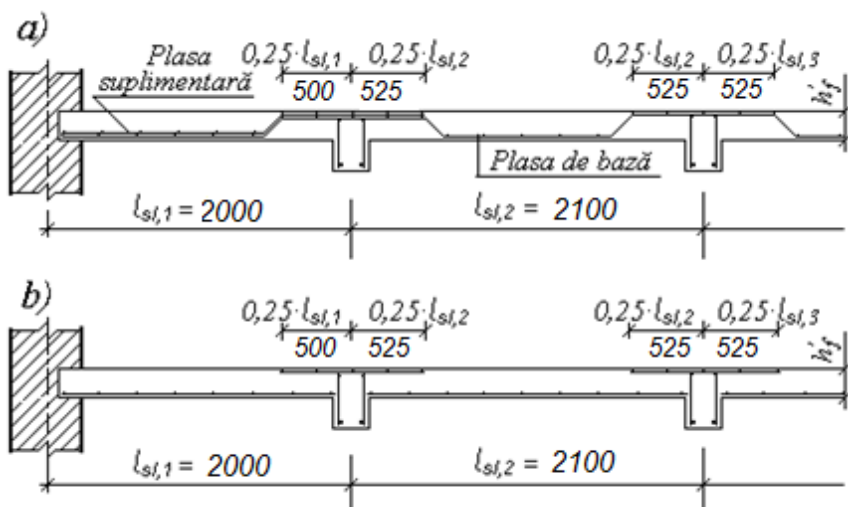


Fig. 7. Armarea plăcii planșeului cu plase din sârmă de diametrul mai mic de 6 mm – (a) și mai mare de 6 mm – (b)

Transferul plaselor dintr-o zonă în alta se face în secțiunile în care momentul încovoietor este nul. Acestea se află la distanța de circa $0,25 \cdot l_{sl,i}$ de la reazemul apropiat,

unde: $l_{sl,i}$ este deschiderea nominală a plăcii, adică distanța dintre axele grinzilor secundare, pe care se reazemă placa respectivă (vezi fig. 7.a.).

Dacă din calcul aria armăturii de rezistență este comparativ mare și pentru plase* va fi necesar de folosit bare cu diametrul 6 mm și mai mare,

*Notă) În dependență de diametrul barelor longitudinale ale plaselor sudate standard acestea sunt divizate în:

- 1) plase plane - numite "panouri". Aici sunt incluse plasele a căror bare longitudinale au diametrul 6 mm și mai mare și
- 2) plase rulouri - numite "rulouri", în care diametrul armăturii longitudinale nu depășește 5 mm.

Lungimea plaselor "plane" este de până la 9,0 m, iar cea a plaselor "rulouri" este limitată de greutatea lui - până la 500 kg.

atunci se recomandă de armat placa cu plase separate, atât în câmp, cât și pe reazeme (vezi fig. 7.b.). În aceste cazuri sunt recomandate plasele cu armătura de rezistență transversală. Plasele vor fi instalate paralel cu grinzile secundare (vezi fig. 7.b.).

De regulă, aria armăturii în deschiderile și pe reazemele intermediare $A_{s,sl,2}$ este mai mică decât aria armăturii din deschiderea marginală și de pe primul reazem intermediar $A_{s,sl,1}$ și atunci, pentru acoperirea ariei armăturii $A_{s,sl,2}$ se adoptă o plasă de bază cu aria $A_{s,sl,2,real}$ (aceiași pentru toate deschiderile), iar în deschiderile marginale și pe primele reazeme intermediare se vor instala plase suplimentare cu aria armăturii de rezistență care ar depăși aria neacoperită a armăturii, adică diferența dintre aria armăturii necesare și celei real acoperite ($A_{s,sl,1} - A_{s,sl,2,real}$). În aceste plase barele de rezistență sunt cele transversale. Lățimea plaselor suplimentare trebuie să fie - $B \geq l_{sl,1} + 0,25 \cdot l_{sl,2}$

În unele cazuri în locul plaselor suplimentare se admite de folosit bare separate cu cârlige la capete, care trebuie unite de plasa de bază.

În exemplul prezentat aria armăturii necesare pentru asigurarea rezistenței plăcii în deschiderile intermediare este $A_{s,sl,2} = 1,29 \text{ cm}^2$ care nu este egală cu aria armăturii de rezistență necesare pentru deschiderile marginale și pe primele reazeme intermediare $A_{s,sl,1} = 1,63 \text{ cm}^2$.

Deci, prin urmare, sunt necesare plase suplimentare pentru armarea acestor secțiuni. Aria barelor de rezistență a plaselor respective va fi calculată după realizarea strategiei propuse și adoptarea unor plase comune pentru armarea tuturor deschiderilor, recomandări care urmează.

Din Anexa 4 adoptăm o plasă cu aria reală a barelor longitudinale pe un metru lățime a ei $A_{s,sl,2,real} = 1,31 \text{ cm}^2$ (cea

Informația respectivă se va folosi la determinarea numărului de plase și a cantității de armătură necesare pentru armarea planșeului monolit.

mai apropiată arie în raport cu cea necesară din calcul pentru deschiderile intermediare).

Aceasta este o plasă din sârmă clasa B_p-I cu diametrul de rezistență în direcția longitudinală $d_{sl} = 5$ mm și distanța dintre ele $S_1 = 150$ mm (vezi Anexa.4). Cât privește barele transversale, (armătura constructivă) acestea nu sunt necesare din calcul și prin urmare pot fi adoptate din condiții constructive, spre exemplu (din punct de vedere economic, cel mai mic diametru al sârmei $d_{s2} = 3$ mm și cea mai mare distanță admisibilă dintre bare $S_2 = 300$ mm).

Astfel, marca (tipul) plasei se va scrie:

$$P \frac{5B_p I - 150}{3B_p I - 300} B_1 \times L_1$$

unde:

P - este abrevierea (prima literă a) cuvântului „Plasă”;

B_1 și L_1 - lățimea și lungimea plasei, valoarea căror va fi argumentată (calculă) mai jos.

La alegerea plasei se cere de acceptat unele sau altele abateri, adică aria reală a armăturii $A_{s,sl,real}$ să nu fie mai mică decât cea necesară din calcul mai mult de 5 % și se va numi "armare redusă", dar totodată nu mare de 15 % - "supraarmare". Însă, menționăm, că folosind plase standard nu de fiecare dată se pot respecta aceste recomandări și, atunci în astfel de cazuri aria armăturii reale a plasei poate să se abată de la cea de calcul cu o valoare și mai mare de 15 %.

În exemplul dat - supraarmarea constituie:

$$\Delta\% = \frac{A_{s,sl,2}^{real} - A_{s,sl,2}}{A_{s,sl,2}} \cdot 100 = \frac{1,31 - 1,29}{1,29} \cdot 100 \approx 1,41\%$$

În deschiderile marginale aria adoptată nu e suficientă, deoarece deficitul de armătură este:

$$\Delta\% = \frac{A_{s,sl,1}^{real} - A_{s,sl,2}}{A_{s,sl,2}} \cdot 100 = \frac{1,31 - 1,63}{1,31} \cdot 100 \approx -24,43\%$$

Deci, peste prima deschidere și primul reazem este necesar de calculat și amplasat o plasă suplimentară, cu aria:

$$A_{s,sl,1,supl} = A_{s,sl,2,real} - A_{s,sl,1} = 1,63 - 1,31 = 0,32 \text{ cm}^2;$$

Din Anexa 4. adoptăm plasa cu aria barelor transversale a unui metru de lungime al ei $A_{s,sl,1,supl,real} = 0,35 \text{ cm}^2$.

Amplasarea plaselor suplimentare este rațional să fie direcționată de-a lungul deschiderilor și reazemelor cu pricina, adică perpendicular la deschiderea plăcilor planșeului. Prin urmare, aceasta este o plasă din sârmă de clasa B_p-I cu diametrul de rezistență în direcția transversale $d_{s2} = 3 \text{ mm}$ și distanța dintre ele (pasul) $S_2 = 200 \text{ mm}$ (vezi Anexa.4). Barele longitudinale se iau, la fel, din condiții constructive, $d_{s1} = 3 \text{ mm}$ și $S_1 = 300 \text{ mm}$.

Astfel marca (tipul) plasei se va scrie:

$$P \frac{3B_p I - 300}{3B_p I - 200} B_2 \times L_2$$

Lățimea plaselor de baza ca atare nu este limitată, nu există restricții, sau recomandări concrete referitor la determinarea lățimii acestora. Însă, se consideră "optimal" ca lățimea acestora să nu fie nici prea mică nici prea mare. Una din cele mai potrivite soluții poate fi aceea, când fâșia de planșeu egală cu distanța dintre axele a două grinzi principale ($l_{mb,2}$) (în caz contrar pot apărea probleme cu armarea în preajma stâlpilor) va fi acoperită cu 2 sau 3 plase.

La alegerea lățimii plasei trebuie de ținut cont că plasele sunt instalate astfel ca unirea dintre ele (în direcția armăturii constructive) să asigure o suprapunere de cel puțin 50 mm pentru $d_{s2} < 4 \text{ mm}$ și o suprapunere de 100 mm pentru $d_{s2} > 4 \text{ mm}$ (aici d_{s2} - diametrul armăturii constructive a plasei).

Dacă în exemplul prezentat admitem 2 plase, atunci lățimea unei astfel de plase poate fi:

$$B_1(2) \approx l_{sb,2} / 2 = 6200 / 2 = 3100 \text{ mm, iar pentru 3:}$$

$$B_1(3) \approx l_{sb,2} / 3 = 6200 / 3 \approx 2067 \text{ mm.}$$

Pentru plasele a căror armătură constructivă este de 3 mm lungimea suprapunerilor trebuie să fie nu mai mică de 50 mm și, atunci lățimea plaselor trebuie să fie:

$$B_I(2) \geq 3100 + 25 \geq 3125 \text{ mm}$$

$$B_I(3) \geq 2067 + 33 \geq 2100 \text{ mm.}$$

Din Anexa 4 pot fi adoptate plase cu lățimea $B_I(2) = 3260$ mm sau $B_I(3) = 2350$ mm.

Dacă folosim 2 plase lungimea de suprapunere va fi mai mică decât în cazul cu 3 plase. Prin urmare și consumul de armătură va fi mai mic. Deci luăm plase cu lățimea $B_I = 3260$ mm și atunci marca finală a acestora va fi:

$$P \frac{5B_p I - 100}{3B_p I - 300} 3260 \times 24700.$$

Pentru asigurarea rezistenței plăcilor marginale (prima și ultima) la plasele de bază se adaugă o plasă suplimentară

$$P \frac{3B_p I - 300}{3B_p I - 200} B_2 \times L_2$$

Lățimea ei va fi de cel puțin

$$B_2 \geq l_{sl,1} + l_{sl,2}/4 = 2000 + 2100/4 = 2525 \text{ mm.}$$

Din Anexa 4 adoptăm plasa cu lățimea $B_2 = 2550$ mm.

Lungimea plaselor „rulouri” este limitată de masa ei – 500 kg, calculăm masa unui metru linear de plasa de lamitea $B_2 = 2550$ mm: $8 \cdot 0,055 + 5 \cdot 0,055 \cdot 2,55 = 1,14 \text{ kg / m.}$

Deci luăm plase cu lățimea $B_2 = 2550$ mm și lungimea $L_2 = 60700$ mm și atunci marca finală a acestora va fi:

$$P \frac{3B_p I - 300}{3B_p I - 200} 2550 \times 60700.$$

Pentru armarea planșeului unui nivel la acoperirea a 10 deschideri de grinzi secundare sunt necesare 20 de plase de bază și 2 plase secundare.

Capitolul III: CALCULUL GRINZII SECUNDARE LA GRUPA STĂRILOR LIMITĂ ULTIME (SLU)

Pentru calculul grinzii secundare, la fel ca și pentru calculul plăcii planșeului, convențional din planșeu se separă o fâșie de grindă, lățimea căreia este egală cu distanța dintre axele grinzilor secundare $l_{sl,2}$, și care este simetric repartizată în raport cu axa uneia dintre aceste grinzi (vezi fig.2, poziția 6).

Dimensiunile grinzii, înălțimea și lățimea nervurii acesteia, prealabil, pot fi acceptate cele evaluate anterior din condițiile constructive în pct. 2.1 - $h_{sl} = 40$ cm și $b_{sl} = 20$ cm. Cât privește înălțimea tălpii grinzii h_f' , ea este egală cu grosimea plăcii planșeului $h_f' = h_{sl} = 8$ cm, iar lățimea ei pentru evaluarea sarcinii și eforturilor va fi egală cu distanța dintre axele grinzilor secundare, adică $b_f' = l_{sl,2}$. Cât privește lățimea de placă, care activ se implică în lucru, adică lățimea de calcul al acesteia va fi adoptată în pct. 3.6.

Astfel se admite, că grinda secundară are secțiunea T (vezi. fig.7) cu dimensiunile menționate și este rezemată pe pereții exteriori ai clădirii și grinziile principale.

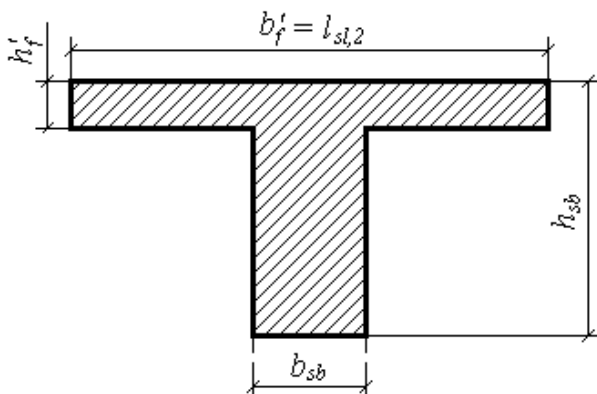


Fig. 8. Secțiunea transversală a grinzii secundare

3.1. Determinarea deschiderilor de calcul

Deschiderea de calcul a grinzii secundare, la fel ca și cea a plăcilor, este egală cu distanța dintre articulațiile reazemelor acesteia, adică la concret (v. fig.8) va fi egală:

1) pentru deschiderile marginale (prima și ultima):

- cu distanța de la centrul reazemului grinzii pe perete până la muchia laterală a grinzii principale

$$l_{o, sb, 1} = l_{sb, 1} - C + C_{sb} / 2 - b_{mb} / 2 \quad (3.1)$$

aici:

C_{sb} = 25 cm este lungimea de reazem a grinzii pe perete;

b_{mb} - lățimea (nervurii) grinzii principale;

C - vezi pct. 2.1 ($C = 20$ cm).

2) pentru a doua și celelalte deschideri intermediare:

- cu distanța dintre fețele laterale ale grinzilor principale

$$l_{o, sb, 2} = l_{sb, 2} - 2 \cdot b_{mb} / 2; \quad (3.2)$$

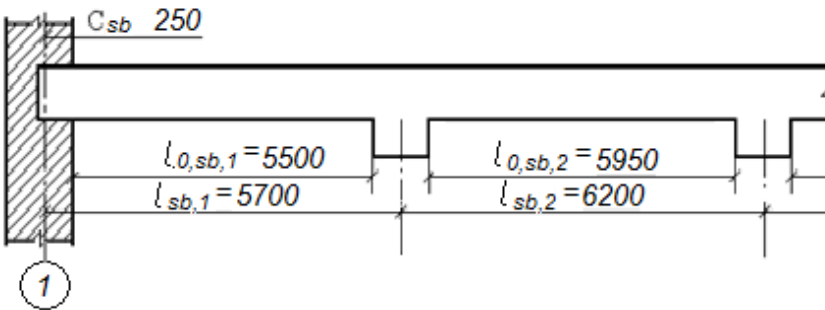


Fig. 9. Schema grinzii secundare și a deschiderilor ei de calcul

Așadar, pentru determinarea deschiderilor de calcul ale grinzii secundare continue (vezi pct. 3.1 și 3.2) trebuie să știm lățimea grinzii principale.

Din condiții constructive $h_{mb} = (1/8 \div 1/15) \cdot l_{mb, 2}$, (vezi. pct.1). Prealabil admitem $h_{mb} = l_{mb, 2} / 10 = 630 / 10 = 63$ cm. După rotunjire obținem $h_{mb} = 60$ cm. Apoi din aceleași condiții

constructive (vezi pct. 1), admitem că lățimea grinzii principale $b_{mb} = 0,4 \cdot h_{mb} = 0,4 \cdot 60 = 24$ cm. Deci, după rotunjire la un număr multiplu cu 5 cm, obținem dimensiunile acestei grinzii:

$$h_{mb} = 60 \text{ cm și } b_{mb} = 25 \text{ cm.}$$

Prin urmare deschiderile de calcul ale grinzii secundare vor fi:

1) în prima și ultima conform formulei (3.1):

$$l_{o, sb, 1} = 570 - 20 + 25/2 - 25/2 = 550 \text{ (cm), iar}$$

2) în deschiderile intermediare conform formulei (3.2):

$$l_{o, sb, 2} = 620 - 2 \cdot 25 / 2 = 595 \text{ (cm).}$$

3.2. Determinarea sarcinilor

Ținând cont de faptul că pentru calculul grinzii secundare convențional se separă o fâșie de planșeu (vezi fig. 7), precum și de gradul de importanță a clădirii proiectate (astfel de clădiri fac parte din clasa a doua, $\gamma_n = 0,95$). Valoarea de calcul a sarcinilor uniform distribuite (repartizate) pe un metru de lungime a grinzii va fi alcătuită din sarcina care acționează pe $1,0 \text{ m}^2$ a planșeului ($P = g + v$, vezi pct. 2.2 tab.1) multiplicată la lățimea acestei fâșii $l_{sl, 2}$ și de la acțiunea masei proprii a nervurii grinzii secundare. Suma respectivă, cum s-a menționat mai sus, trebuie multiplicată cu coeficientul ce ține cont de gradul de importanță a clădirii $\gamma_n = 0,95$.

Așadar sarcina de calcul pe un metru lungime este:

$$P_{sb} = (P \cdot l_{sl, 2} + G_{sb}) \cdot \gamma_n = [P \cdot l_{sl, 2} + (h_{sb} - h_{sl}) \cdot b_{sb} \cdot \rho_b \cdot \gamma_f] \cdot \gamma_n =$$

$$= [13,807 \cdot 2,1 + (0,4 - 0,08) \cdot 0,2 \cdot 25 \cdot 1,1] \cdot 0,95 = 29,19 \text{ kN/m}^3,$$

unde:

G_{sb} - este masa proprie* a unui metru de nervură a grinzii;

ρ_b - masa volumetrică a betonului armat, $\rho_b = 2500 \text{ kg/m}^3$
 $= 25000 \text{ N/m}^3 = 25 \text{ kN/m}^3$;

*La determinarea masei G_{sb} grosimea plăcii h'_f se exclude din înălțimea grinzii secundare h_{sl} , deoarece masa proprie a plăcii a fost deja inclusă în sarcina P (vezi tab.1).

γ_f - coeficientul de siguranță, egal cu 1,1 pentru acțiuni de la masa proprie a construcțiilor din beton armat;

P_{sb} , $l_{sl,2}$, h_{sl} , h_{sb} , b_{sb} și γ_n - vezi pct. 2.1 și 2.3.

Valorile de calcul ale sarcinilor temporare (utile) V_{sb} și a celor permanente g_{sb} alcătuiesc sarcina totală, care acționează pe un metru lungime a grinzii secundare. Ținând cont de clasa de importanță a clădirii ($\gamma_n = 0,95$), valorile V_{sb} și g_{sb} vor fi:

$$V_{sb} = V \cdot l_{sl,2} \cdot \gamma_n = (V_{sh} + V_l) \cdot l_{sl,2} \cdot \gamma_n = (2,4 + 9,0) \cdot 2,1 \cdot 0,95 = 22,74 \text{ kN/m};$$

$$g_{sb} = P_{sb} - V_{sb} = 29,19 - 22,74 = 6,44 \text{ kN/m}.$$

3.3. Determinarea valorilor de calcul ale momentelor încovoietoare și ale forțelor tăietoare

(Trasarea diagramei înfășurătoare)

Calculul secțiunilor grinzilor continui, adică a grinzilor cu mai multe deschideri, se efectuează pentru valorile maxime ale momentelor încovoietoare pozitive sau negative precum și pentru cele maxime ale forțelor tăietoare. Totodată, sarcinile utile, fiind temporare, pot să lipsească în unele deschideri. Prin urmare, eforturile de răspuns ale grinzii vor fi variabile, atingând valori maxime și minime.

Diagramele, care grafic prezintă limita valorilor eventualelor eforturi de răspuns a grinzii la acțiunea sarcinilor se numesc "Diagrame înfășurătoare" a momentelor încovoietoare, a forțelor tăietoare (transversale) sau a forțelor normale.

Cercetările efectuate în acest domeniu au constatat că pentru deschideri cea mai defavorabilă încărcare a grinzilor continui este cea expusă în următoarele două cazuri:

- 1) sarcina totală $P_{sb} = (g_{sb} + V_{sb})$ acționează în deschiderile impare, iar în cele pare acționează numai cea considerată convențional de lungă durată ($g_{sb} + V_{sb} / 4$) și

- 2) toată sarcina $P_{sb} = (g_{sb} + V_{sb})$ acționează în deschiderile pare, iar în cele impare numai acea considerată convențional încărcătură de lungă durată $P_{sb} = (g_{sb} + V_{sb} / 4)$.

Pentru trasarea diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare, fiecare din deschiderile examinate (prima, a doua și a treia), se divizează în 5 sectoare egale, marcând totodată secțiunile dintre aceste sectoare. De asemenea vor fi marcate și secțiunile, în care momentul încovoietor din câmp este maximal. (vezi Anexa 7). Valorile limită ale momentelor încovoietoare în fiecare din aceste secțiuni marcate se determină cu formula:

$$M_{sb,i,j} = \beta_{i,j} \cdot (g_{sb} + V_{sb}) \cdot l_{0, sb, i, j}^2 = \beta_{i,j} \cdot P_{i,j} \cdot l_{0, sb, i, j}^2, \quad (3.3)$$

unde:

g_{sb}, V_{sb} și $l_{0, sb, i, j}$, - vezi p.p.3.2 și 3.1.

În exemplul dat raportul:

$$V_{sb}/g_{sb} = 22,74 / 6,44 = 3,53 \approx 4.0$$

Valorile de calcul ale coeficienților β_{ij} și ale momentelor încovoietoare $M_{sb,i,j}$, care sunt necesare pentru trasarea diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare, precum și pentru calculul rezistenței grinzii secundare în secțiunile normale ale acesteia sunt prezentate în tab. 2.

Valorile maxime ale forțelor tăietoare în secțiunile din preajma reazemelor respective sunt:

- 1) pe reazemul marginal pe perete (fig. 10, nr.0)

$$V_0 = 0,4 \cdot P_{sb} \cdot l_{0, sb, 1} = 0,4 \cdot 29,19 \cdot 5,5 = 64,209 \text{ kN};$$

pe primul reazem intermediar în secțiunea din deschiderea marginală

$$V_{1,lef} = 0,6 \cdot P_{sb} \cdot l_{0, sb, 2} = 0,6 \cdot 29,19 \cdot 5,95 = 96,313 \text{ kN};$$

- 2) pe primul reazem intermediar în secțiunea deschiderii a doua, precum și pe celelalte reazeme intermediare

$$V_{2,rig} = 0,5 \cdot P_{sb} \cdot l_{0, sb, 2} = 0,5 \cdot 29,19 \cdot 5,95 = 86,828 \text{ kN};$$

Diagramele înfășurătoare ale momentelor încovoietoare și ale forțelor tăietoare sunt prezentate în fig. 10.

3.4. Materialele prevăzute pentru proiectarea și executarea grindei secundare

Grinda secundară la fel ca și placa planșeului este fabricată din beton de clasa C15 și în deschideri este armată cu carcase plane, iar pe reazeme cu plase cu armătura de rezistență din sârmă de clasa Bp-I sau bare de clasa A-III orientate perpendicular pe grinda principală (paralel cu grinda calculată).

Armătura de rezistență a carcaselor este din oțel de clasa A-III, iar cea transversală (etrierele) și cea constructivă (armatură de montare) - din oțel de clasa A-I. Armatură constructivă a plaselor, de regulă, este din sârmă de clasa Bp-I.

Caracteristicile de rezistență ale materialelor utilizate pot fi consultate în Anexele 1 și 2.

Tabelul 2.

Valorile de calcul ale momentelor încovoietoare în secțiunile caracteristice ale grinzii secundare

Deschiderea	Secțiunea	Distanța de la reazem până la secțiunea i	Valoarea $P_{sb} \cdot l_{0, sb, j}^2$, kN·m	Coeficienții $\beta_{i, j}$		Moment. încov. $M_{sb, i, j}$ (kN·m)	
				max	min	max	min
	0	0	29,19·5,5 ² = =882,87	0	0	0	0
	1	0,2· l_0 = 1,10		0,065	-	57,387	-
	2	0,4· l_0 = 2,20		0,090	-	79,458	-
	2'	0,425· l_0		0,090	-	79,458	-
	3	=2,34		0,074	0,005	65,332	4,414
	4	0,6· l_0 = 3,30		0,019	-0,027	16,775	-23,837
	5	0,8· l_0 = 4,40	-0,075	-0,080	-66,215	-70,630	
		1,0· l_0 = 5,50					

I	5	0	29,19·5,95 ² = =1033,25	-0,075	-0,080	-77,494	-82,660
	6	0,2·l ₀ =1,19		0,009	-0,037	9,299	-38,230
	7	0,4·l ₀ =2,38		0,053	-0,017	54,762	-17,565
	7'	0,5·l ₀ =2,975		0,060	-0,012	61,995	-12,399
	8	0,6·l ₀ =3,57		0,058	-0,012	59,929	-12,399
	9	0,8·l ₀ =4,76		0,021	-0,025	21,698	-25,831
	10	1,0·l ₀ =5,95		-0,054	-0,063	-55,796	-64,578
II	10	0	29,19·5,95 ² = =1033,25	-0,054	-0,063	-55,796	-64,578
	11	0,2·l ₀ =1,19		0,024	-0,022	24,798	-22,732
	12	0,4·l ₀ =2,38		0,0625	-0,006	64,578	-6,200
	12'	0,5·l ₀ =2,975		0,0625	-0,005	64,578	-5,166
	13	0,6·l ₀ =3,57		0,0620	-0,008	64,062	-8,266
	14	0,8·l ₀ =4,76		0,021	-0,025	21,698	-25,831
	15	1,0·l ₀ =5,95		-0,060	-0,063	-61,995	-64,578

aici: β_{ij} -* coeficienți ce depind de raportul V/g și pot fi determinați din Anexele 7 și 8;

În exemplul demonstrat caracteristicile de rezistență sunt următoarele:

Pentru betonul clasei C15:

Rezistența prismatică de calcul la starea limită ultimă (cu $\gamma_{c2}=1,0$): - $R_c = 8,5$ MPa; (cu $\gamma_{c2}=0,9$): - $R_c = 7,7$ MPa;

Rezistența prismatică de calcul la starea limită de serviciu:-
 $R_{c,ser} = 11,0$ MPa;

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă
(cu $\gamma_{c2}=1,0$) - $R_{ct} = 0,75$ MPa; (cu $\gamma_{c2}=0,9$): - $R_{ct} = 0,67$ MPa;

Rezistența de calcul la întindere la starea limită de serviciu:
- $R_{ct,ser} = 1,15$ MPa;

Modulul inițial al deformațiilor:

- $E_c = 2,3 \times 10^4$ MPa;

Caracteristicile de rezistență ale armăturii clasa A-III:

* Anexele 7 și 8 sunt modificate în conformitate cu rezultatele de ultima oră obținute de autorii prezentului îndrumător în cercetările calculului grinzilor continue [3].

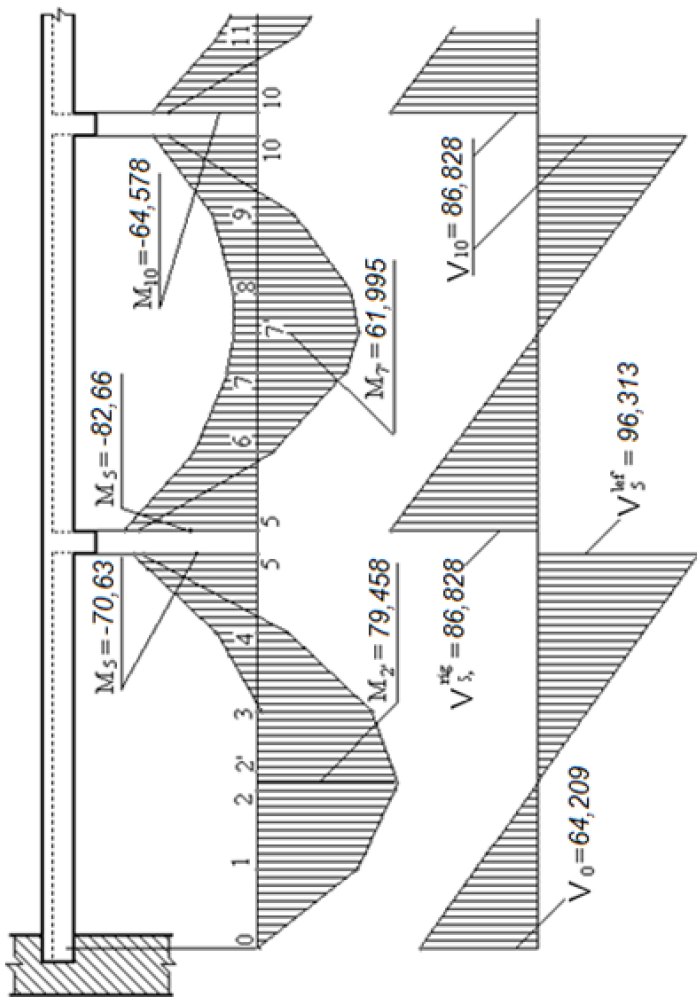


Fig. 10. Diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare și a forțelor tăietoare a grinzii secundare continue (M [kNm], V [kN])

Rezistența de calcul la întindere și comprimare la starea limită ultimă: - $R_s = 365 \text{ MPa}$;

Modulul de elasticitate: - $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$;

Caracteristicile de rezistență ale armăturii clasa A-I:

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă:

- $R_s = 225 \text{ MPa}$;

Rezistența la întindere transversală:

- $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$;

Modulul de elasticitate:

- $E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa}$;

Sârmă clasa Bp-I:

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă:

- $R_s = 360 \text{ MPa}$;

3.5. Definitivarea dimensiunilor secțiunii transversale ale grinzii secundare

La determinarea deschiderilor de calcul ale plăcii (vezi pct. 2.1) preventiv (din condiții constructive) au fost admise dimensiunile secțiunii transversale ale grinzii secundare $h_{sb} \times b_{sb} = 40 \times 20 \text{ cm}$.

Acum, după ce cunoaștem valorile de calcul ale momentelor încovoietoare M_{sb} și ale forțelor tăietoare V_{sb} avem posibilitatea să definitivăm aceste dimensiuni ale secțiunii transversale a grinzii. Ele, de regulă, se verifică pe unul din reazeme, fiindcă momentele încovoietoare negative provoacă întindere în talpa grinzii, iar comprimată rămâne inima acesteia. Prin urmare, grinda cu secțiunea transversală **T** se va calcula ca un element cu secțiunea dreptunghiulară cu lățimea b_{sb} .

Valoarea maximală a momentului încovoietor în exemplul demonstrat este $M_{max}^* = M_{I0} = 64,578 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (pe reazemul 2), iar cea maximală a forței tăietoare $V_{max} = V_{1,lef} = 96,313 \text{ KN}$.

* Aici în calcul se recomandă de folosit valorile momentelor încovoietoare, care sunt mai frecvent întâlnite (intermediare sunt 7, iar

Dimensiunile secțiunii transversale a grinzii se stabilesc după valoarea optimă a înălțimii relative când este solicitată de momentul maxim din deschidere:

$\xi = 0,3$ - valoarea optimă pentru grinzi - conform [1]: p.5.1.5.3.

Pentru valoarea coeficientului ξ (vezi anex.3), determinăm valoarea coeficientului α_1

$$\xi = 0,3, \text{ atunci } \alpha_1 = 0,264$$

Verificăm condiția

$$\xi \leq \xi_R; \quad \xi = 0,3 < \xi_R = 0,6 \text{ condiția se respectă.}$$

Înălțimea de calcul:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1^{\max}}{0,8\alpha_1 R_c b_{gr}}} = \sqrt{\frac{64,578(10^5)}{0,8 \cdot 0,264 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20}} = 41,56(\text{cm})$$

aici:

$b_{sb} = 20$ cm - lățimea secțiunii grinzii secundare, admisă și adoptată anterior (vezi pct. 2.1).

Înălțimea totală a grinzii va fi:

$$h_{sb} = h'_{0, sb} + a_s = 41,56 + 3,0 = 44,56 \text{ cm}$$

unde:

a_s - este distanța de la centrul armăturii de rezistență până la cea mai întinsă fibră a secțiunii, care depinde de grosimea stratului de acoperire (protecție) a armăturii și de amplasarea acesteia. Conform normativelor în vigoare stratul de acoperire a armăturii plaselor se recomandă să fie nu mai mic de 20 mm și de diametrul armăturii acoperite. Ținând cont de cele expuse, a_{sb} poate fi egală cu 3...4 cm – conform [1]: p.5.1.5.3

marginale numai 2). Referitor la valoarea forțelor tăietoare se poate menționa că dimensiunile secțiunii transversale a grinzii trebuie verificate la cele mai nefavorabile acțiuni.

După rotunjirea înălțimii secțiunii grinzii la un număr multiplu cu 5 cm (vezi pct. 2.1) înălțimea grinzii $h_{sb} = 40\text{cm}$, adică dimensiunile secțiunii nervurii grinzii rămâne aceeași, fiindcă raportul $h_{sb}/b_{sb} = 20/40$ se află în limitele $0,4 \div 0,5$.

Pentru determinarea valorilor definitive ale dimensiunilor grinzii secundare $h_{sb} \times b_{sb}$ trebuie de verificat și rezistența ei la acțiunea forței tăietoare maximale, depășirea căreia este inadmisibilă, cedarea se produce de la strivirea betonului în fâșiile de beton amplasate între fisurile înclinate, care se face cu formula:

$$V_{max} < 0,3 \cdot \varphi_{wI} \cdot \varphi_{cI} \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb} \quad (3.4)$$

în care:

φ_{wI} - coeficient, ce ține cont de influența armăturii transversale (a etrierelor),

$\varphi_{wI} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_{sw} < 1,3$, cu rezervă coeficientul φ_{wI} poate fi admis egal cu 1,0;

φ_{cI} - coeficient, ce ține cont de rezistența biaxială a betonului,

$$\varphi_{cI} = 1 - 0,01 \cdot R_c = 1 - 0,01 \cdot 7,7 = 0,923;$$

R_c și b_{sb} - vezi punctele 3.4 și 3.5;

$h_{o, sb}$ - înălțimea efectivă a grinzii secundare.

Aici stratul de acoperire, conform normativelor în vigoare trebuie să fie nu mai mic de 30 mm și nu mai mic decât diametrul armăturii acoperite. Deci a_{sb} poate fi 25 -35 mm și atunci:

$$h_{o, sb} = h_{sb} - a_{sb} = 40 - 3 = 37 \text{ cm.}$$

Rezistența limită a fâșiilor dintre secțiunile înclinate ale grinzii este:

$$V = 0,3 \cdot \varphi_{wI} \cdot \varphi_{cI} \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 0,923 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37 = 157,778 \text{ kN}$$

Prin urmare condiția (3.4) se respectă

$$V_{max} = 96,313 \text{ kN} < 0,3 \cdot \varphi_{wI} \cdot \varphi_{cI} \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb} = 157,778 \text{ kN.}$$

Atunci se adoptă definitiv dimensiunile secțiunii grinzii secundare $h_{sb} \times b_{sb} = 40 \times 20 \text{ cm}$. În caz că condiția (3.4) nu s-ar

fi respectat trebuia de mărit dimensiunile secțiunii sau clasa betonului grinzii.

3.6. Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni normale

Scopul acestui calcul constă în determinarea ariei necesare a armăturii de rezistență a carcaselor (în deschideri) și a plaselor (pe reazeme). Conform diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare (fig.10.) în câmp (deschideri) momentele încovoietoare sunt pozitive și deci talpa (placa) grinzii se află în zona comprimată. Prin urmare calculul rezistenței secțiunilor normale ale grinzii se va face ca pentru un element cu secțiunea transversală T . Pe reazeme, la acțiunea momentului negativ talpa se află în zona întinsă și prin urmare calculul se va efectua ca pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară.

Așadar, aria necesară a armăturii de rezistență se va calcula separat pentru secțiunile din câmp și cele de pe reazeme, indiferent de semnul momentului încovoietor.

3.6.1. Determinarea ariei necesare a armăturii longitudinale de rezistență în deschideri (în câmp)

Cum s-a menționat mai sus, în deschideri grinda se va calcula ca un element cu secțiunea transversală T . Pentru aceasta inițial trebuie de stabilit valoarea lățimii tălpii comprimate b_f' , care se implică în lucru, adică lățimea de calcul, precum și locul de trecere a axei neutre (înălțimea zonei comprimate x).

Lățimea de calcul al tălpii grinzii b_f' se adoptă în dependență de rigiditatea ei, adică de valoarea raportului h_f'/h_{sb} :

- a) pentru valoarea raportului $h_f'/h_{sb} > 0,1$:

$$b_f' = \min (l_{sl,2}, b_{sb} + \frac{l_{0, sb, i}^{int}}{3});$$

- b) idem $0,05 \leq h_f'/h_{sb} < 0,1$:

$$b_f' = b_{sb} + 12 \cdot h_f';$$

c) pentru $h_f' / h_{sb} < 0,05$:

$$b_f' = b_{sb} .$$

În exemplul prezentat dimensiunile grinzii sunt următoarele:

$$h_f' = h_{sl} = 8 \text{ cm}, h_{sb} = 40 \text{ cm}, b_{sb} = 20 \text{ cm} \text{ și } l_{sl,2} = 210 \text{ cm},$$

Însă ultima valoare încă nu poate fi considerată și de calcul.

Pentru determinarea lățimii de calcul al tălpilor grinzii inițial se va determina lungimea de calcul a porțiunii grinzii comprimate.

Lungimea comprimată poate fi adoptată din diagrama reală, sau unitară a momentelor, algoritm de calcul propus în continuare.

Lungimea grinzii din prima deschidere ($l_{0, sb, 1} = 5,5 \text{ m}$) care se află în zona întinsă (acționată de momente pozitive), altfel spus, lungimea grinzii în care talpa se află în zona comprimată este:

$$\begin{aligned} l_{\text{int}, o, sb, 1} &= 0,8 \cdot l_{0, sb, 1} + 0,2 \cdot l_{0, sb, 2} \cdot \frac{\beta_4}{|\beta_4 + \beta_5|} = \\ &= 0,8 \cdot 5,5 + 0,2 \cdot 5,5 \cdot \frac{0,019}{|0,019 + 0,075|} = 4,4 + 0,22 = 4,62 \text{ m} \end{aligned}$$

Porțiunea de grindă din cea de a doua deschidere ($l_{0, sb, 2} = 5,95 \text{ m}$) care se află în zona întinsă (acționată de momente pozitive), adică lungimea grinzii în care talpa se află în zona comprimată va fi :

$$\begin{aligned} l_{\text{int}, o, sb, 2} &= 0,6 \cdot l_{0, sb, 2} + 0,2 \cdot l_{0, sb, 2} \cdot \frac{\beta_6}{|\beta_6 - \beta_5|} + 0,2 \cdot l_{0, sb, 2} \cdot \frac{\beta_9}{|\beta_9 - \beta_{10}|} = \\ &= 3,57 + 1,19 \cdot \frac{0,009}{|0,009 + 0,075|} + 1,19 \cdot \frac{0,021}{|0,021 + 0,054|} = 4,03 \text{ m} \end{aligned}$$

Totodată, lungimile de mai sus pot fi obținute (măsurate) direct din Fig. 10, dacă diagrama înfășurătoare a fost desenată fie manual, sau în Autocad respectând scara, adică dimensiunile reale, din Tabelul 2.

Aici, mai jos, sa lucrat cu lungimile calculate și nu cele obținute din Fig. 10. (Autocad) si anume: $l_{int,o,sb,1} = 462 \text{ cm}$ si $l_{int,o,sb,2} = 403 \text{ cm}$.

Lățime de calcul a tălpii grinzii secundare în dependență de deschidere și exigențele normelor va fi:

Raportul $h_f' / h_{sb} = 8/45 = 0,2 > 0,1$. În acest caz, conform cerințelor expuse mai sus (vezi pct. a):

$b'_{f,2} = b_{sb} + l_{o,sb} / 3 = 20 + 403/3 = 154,3\text{cm}$, deoarece această valoare este mai mică decât $l_{sl,2} = 210 \text{ cm}$;

$b'_{f,1} = b_{sb} + l_{o,sb} / 3 = 20 + 462/3 = 174 \text{ cm}$, deoarece această valoare este mai mică decât $l_{sl,1} = 200 \text{ cm}$.

Locul de trecere a axei neutre (vezi fig. 10) se stabilește din următoarele condiții:

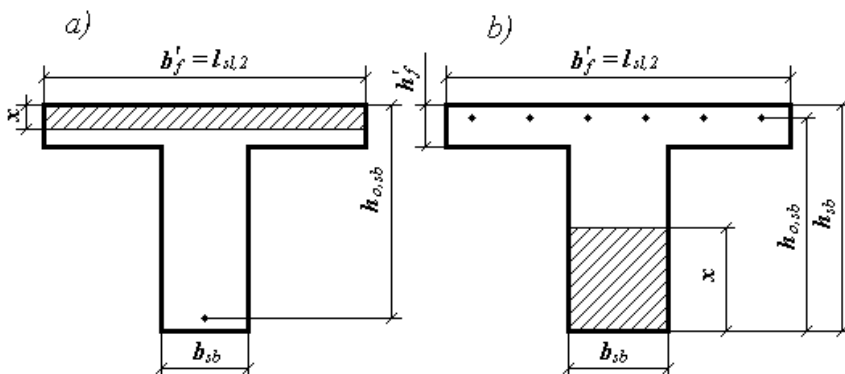


Fig. 11. Secțiunile de calcul ale grinzii secundare continue: a) - în câmp și b) - pe reazeme

1) dacă valoarea momentului încovoiitor de la sarcina exterioară, care acționează în secțiunea respectivă M_{ext} nu depășește valoarea momentului încovoiitor asigurat de rezistența tălpii comprimate, în raport cu axa, care trece prin centrul de greutate a armăturii întinse a grinzii M_f' , atunci axa neutră trece

prin talpă, sau pe muchia ei de jos ($x \leq h_f'$). Deci dacă $M_{\text{ext}} \leq M_f'$, atunci $x \leq h_f'$;

2) dacă $M_{\text{ext}} > M_f'$, atunci $x > h_f'$, prin urmare axa neutră trece prin nervura grinzii (vezi fig. 10.a).

Valoarea momentului încovoietor preluat de talpa grinzii M_f' se determină cu formula:

$$M_f' = R_c \cdot b_f' \cdot h_f' \cdot (h_{o, sb} - 0,5 \cdot h_f'). \quad (3.5)$$

În primul caz, când axa neutră trece prin placă sau pe muchia ei de jos ($M_{\text{ext}} \leq M_f'$ ($x \leq h_f'$)) calculul elementului cu secțiunea transversală **T** se reduce la calculul unui element dreptunghiular cu dimensiunile $h_{sb} \times b_f'$.

Algoritm de calcul al armăturii longitudinale de rezistență este același ca și pentru calculul plăcii planșeului (v. p.2.5).

În cazul, când axa neutră trece prin nervura grinzii ($M_{\text{ext}} > M_f'$ - ($x > h_f'$)), grinda secundară se va calcula ca un element cu secțiunea transversală **T**. și atunci valoarea coeficientului tabular α_1 se va determina cu formula

$$\alpha_1 = \frac{M_{\text{ext}} \cdot R_c \cdot (b_f' - b_{sb}) \cdot h_f' \cdot (h_{o, sl} - 0,5 \cdot h_f')}{R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}^2} \quad (3.6)$$

Pentru valoarea coeficientului α_1 din Anexa 3 se determină valoarea înălțimii relative a zonei comprimate - ξ .

Se determină valoarea limită a înălțimii relative a zonei comprimate - ξ_R .

Se verifică condiția (2.4)* $\xi < \xi_R$, care pentru elementele cu secțiunea transversală **T** în majoritatea cazurilor se respectă. Și dacă este așa, atunci se determină valoarea necesară a armăturii

* În caz că condiția (2.4) nu se respectă (caz practic imposibil pentru elementele cu secțiunea transversală **T**) este necesar demajorat rezistența zonei comprimate a elementului calculat.

longitudinale de rezistență din zona întinsă cu formula următoare

$$A_s = \frac{R_c \cdot \left[b_{sb} \cdot h_{o, sb} \cdot \xi + (b'_f - b_{sb}) \cdot h'_f \right]}{R_s} \quad (3.7)$$

3.6.1.1. Determinarea ariei necesare a armăturii longitudinale de rezistență din prima și ultima deschidere

Valoarea maximală a momentului încovoietor de la încărcarea de calcul (momentul încovoietor exterior) în prima și ultima deschidere $M_{ext} = M_2' = 79,458 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (vezi tab.2).

Momentul încovoietor preluat de talpa comprimată a grinzii conform formulei (3.5):

$$M_f' = 7,7 \cdot (100) \cdot 174 \cdot 8 \cdot (37 - 0,5 \cdot 8) = 35777280 \text{ N}\cdot\text{cm}.$$

Deoarece $M_{ext} = 7945800 \text{ N}\cdot\text{cm} < M_f' = 35777280 \text{ N}\cdot\text{cm}$, atunci axa neutră trece prin talpa grinzii. Deci aria armăturii longitudinale de rezistență se determină ca pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară cu dimensiunile $h_{sb} \times b'_{f,1} = 40 \times 174 \text{ cm}$.

Valoarea coeficientului tabular α_1 conform formulei (2.3):

$$\alpha_{1,1} = \frac{M_2'}{0,8 \cdot R_c \cdot b'_f \cdot h_{o, sb}^2} = \frac{7945800}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 174 \cdot 37^2} = 0,054.$$

Conform Anexei 3 pentru această valoare a coeficientului $\alpha_{1,1}$ determinăm (prin interpolare) $\xi = 0,052$ și $\zeta_1 = 0,98$.

Valoarea înălțimii limită a zonei comprimate a betonului – ξ_R determinată din tabelul 23 este: $\xi_R = 0,6$.

Verificăm condiția (2.4) $\xi = 0,052 < \xi_R = 0,6$, care se respectă. Deci armătură comprimată nu este necesară și atunci aria armăturii longitudinale de rezistență din zona întinsă a deschiderilor prima și ultima conform formulei (2.5) va fi

$$A_{s,1} = \frac{M_2'}{\zeta_1 \cdot R_s \cdot h_{o, sb}} = \frac{7945800}{0,98 \cdot 365 \cdot (100) \cdot 37} = 6,01 \text{ cm}^2.$$

Pentru această valoare a ariei armăturii din Anexa 5 admitem numărul necesar de bare și diametrul acestora în așa mod ca aria lor să fie mai apropiată de cea necesară din calcul.

La alegerea numărului de bare și a diametrului acestora se recomandă de luat în vedere următoarele exigențe ce țin de alcătuirea și fabricarea (executarea) grinzilor:

1) diametrul armăturii longitudinale de rezistență în carcase poate fi în limitele de la 12 până la 36 mm;

2) grinzile cu lățimea de până la 150 mm se armează cu o carcasă (vezi fig. 12 pct. a), iar cele cu lățimea de la 150 până la 350 mm - cu 2 carcase. Cele mai late de 350 mm - cu 3 carcase (vezi fig.12 pct. c);

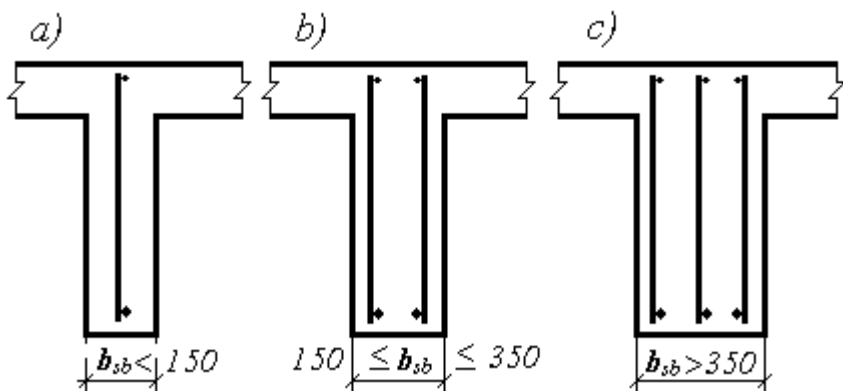


Fig. 12. Schemele de armare longitudinală a grinzilor

3) în fiecare carcasă plană armătura de rezistență poate fi dintr-o bară, două sau în cazurile excepționale cel mult cu trei bare (vezi fig. 12);

4) numărul de bare și diametrul acestora sau combinarea de diametre se admite în așa mod ca supraarmarea secțiunii grinzii (+ Δ %) să nu depășească 10 - 15 %, iar armarea redusă (- Δ %) - 5 % (vezi nota de la pct. 2.6).

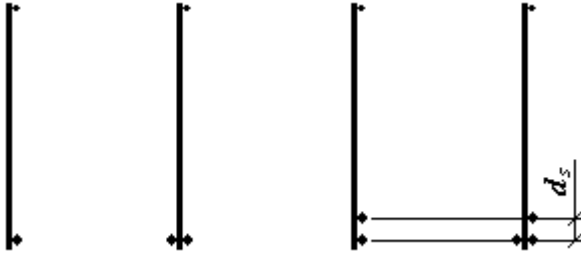


Fig. 13. Variante de carcase sudate plane.

În exemplul prezentat aria armăturii de calcul este $A_{s,1} = 6,01 \text{ cm}^2$ și lățimea nervurii grinzii $b_{sb} = 20 \text{ cm}$. Pentru armare cu 2 carcase din Anexa 5 se pot admite:

2 $\emptyset 18 \text{ mm}$ cu aria $A_{s,1}^{real} = 5,09 \text{ cm}^2$ sau

2 $\emptyset 20 \text{ mm}$ cu aria $A_{s,1}^{real} = 6,28 \text{ cm}^2$.

În primul caz este armare redusă cu devierea 15,3 %

$$\Delta \% = (5,09 - 6,01) / 6,01 \cdot 100 \% = - 15,3 \% > 5 \%,$$

iar în cazul doi supraarmare de 4,49 % < 10 % (calcul analogic).

Devierile existente (în acest caz ele sunt în limita normelor stabilite), precum și alte motive la care încă nu ne-am referit (armarea cu bare suplimentare pe un sector supraîncărcat, folosind unificarea carcaselor) ne impune să examinăm și alte variante de alternativă de armare a grinzii în prima și ultima deschidere după calculul grinzii în deschiderea a doua. În caz de armare cu 2 carcase o variație mai mare de a reduce devierile respective o are armarea:

- cu 4 bare (câte 2 bare în fiecare carcasă) fie de același diametru sau de diametre diferite (nu are importanță).

- cu 3 bare, câte o bară de rezistență în fiecare carcasă și o bară liberă, amplasată între carcase, desigur, dacă permite lățimea grinzii (distanța dintre bare trebuie să fie în limita $75 \div 100 \text{ mm}$, adică lățimea grinzii ar putea fi $220 \div 300 \text{ mm}$ (vezi

Anexa 6). Bara liberă trebuie legată (unită) de armătura de unire a carcaselor plane în unul spațial.

Pentru varianta de armare cu 4 bare din Anexa 5 admitem:

- 1) 4 Ø 14 mm cu aria $A_{s,1}^{real} = 6,16 \text{ cm}^2$, ($\Delta \% = 2,53 \%$);
- 2) 2 Ø 16 mm + 2 Ø 12 mm cu aria $A_{s,1}^{real} = 4,02 + 2,26 = 6,28 \text{ cm}^2$, ($\Delta \% = 4,52 \%$);

Pentru varianta de armare cu 3 bare din Anexa 5 admitem:

- 3) 2 Ø 18 mm + 1 Ø 12 mm cu aria $A_{s,1}^{real} = 5,09 + 1,13 = 6,22 \text{ cm}^2$, ($\Delta \% = 3,52 \%$).

După cum se vede cea mai mică deviere o are varianta nr. 1, însa din motive de unificare alegem varianta nr. 3 (unificare vezi pct. 3.8). Aici în exemplul dat definitiv se adoptă varianta de armare, în care sunt 2 Ø 18 mm + 1 Ø 12 mm cu o supraarmare de 3,52 %. Deci aria reala a armaturii este: $A_{s,1}^{real} = 6,22 \text{ cm}^2$.

3.6.1.2. Calculul ariei necesare a armăturii longitudinale de rezistență din deschiderile intermediare

Valoarea maximală a momentului încovoietor (vezi tab. 2)

$$M_{ext} = M'_{12} = 64,578 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Deoarece

$$M_{ext} = 6457800 < 31664950 = M_f' = 7,7 \cdot (100) \cdot 154 \cdot 8 \cdot (37 - 0,5 \cdot 8),$$

atunci axa neutră trece prin talpa grinzii.

Deci aria armăturii longitudinale de rezistență se determină ca pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară cu dimensiunile $h_{sb} \times b'_{f,2} = 40 \times 154 \text{ cm}$.

Valoarea coeficientului tabular $\alpha_{1,2}$, după formula (2.3):

$$\alpha_{1,2} = \frac{M'_{12}}{0,8 \cdot R_c \cdot b'_f \cdot h_{o,sl}^2} = \frac{6457800}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 154 \cdot 37^2} = 0,048.$$

Pentru $\alpha_{1,2}$ din Anexa 3 determinam (prin interpolare)
 $\xi = 0,046$ și $\zeta_1 = 0,982$.

Condiția (2.4) $\xi = 0,046 < \xi_R = 0,6$, se respectă, deci aria necesară a armăturii longitudinale de rezistență din zona întinsă a deschiderilor intermediare (a doua și celelalte) va fi

$$A_{s,2} = \frac{M'_{12}}{\zeta_1 \cdot R_s \cdot h_{o,sb}} = \frac{6457800}{0,982 \cdot 365 \cdot (100) \cdot 37} = 4,87 \text{ cm}^2.$$

Din Anexa 5 adoptăm 2 Ø18 mm cu $A_{s,2}^{real} = 5,09 \text{ cm}^2$ și supraarmarea va fi $\Delta \% = 4,5 \% < 10 \%$.

3.6.2. Determinarea ariei necesare a armăturii de rezistență pe reazeme

Cum s-a menționat în p.3.6 pe reazemele grinzii secundare și în zona din preajma lor apar momente negative, care provoacă întindere în partea de sus a grinzii și deci aici trebuie instalată armătura de rezistență, adică, în partea de sus (vezi fig. 10.b).

De regulă, armarea se efectuează cu plase din sârmă de clasa Bp-I cu diametrul 3-5 mm cu barele de rezistență în direcția transversală a ruloului plasei. Plasele se instalează pe grinzile principale în direcția axelor acestora.

Cu scopul armării optimale (economice) a grinzii secundare pe reazeme se recomandă de instalat câte 2 plase, care în secțiunile cu valorile maxime ale momentelor încovoietoare se suprapun și conlucrează împreună, iar în secțiunile în care momentele încovoietoare sunt mai mici și nu este nevoie de toată armătura instalată una din plase este întreruptă. Plasa rămasă conlucrează cu armătura constructivă a carcaselor din deschiderile respective (v. fig. 13). Suprapunerea plaselor este deplasată una față de alta, la necesitate ele împreună pot fi deplasate față de axa grinzii principale (vezi Fig. 14).

Aria de calcul a armăturii de rezistență de pe reazem $A_{s,sup}$ se determină pe o fâșie egală cu lățimea de calcul a grinzii secundare (vezi p.3) $l_{sl,2} = 210 \text{ cm}$.

Atunci aria necesară a barelor de armătură pe un metru, în cazul dat metru lungime a plasei, va fi

$$A_{1,s,sup} = A_{s,sup}/2 \cdot l_{sl,2} \quad (3.8)$$

Aria armăturii de rezistență de pe fiecare reazem $A_{s,sup,1}$ se determină de la acțiunea momentului încovoietor maximal de pe reazem. Cum s-a menționat mai sus, calculul se face ca pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară $h_{sb} \times b_{sb} = 40 \times 20$ cm.

3.6.2.1. Calculul ariei necesare a armăturii de rezistență pe primele reazeme intermediare

Valoarea maximală a momentului încovoietor pe primul reazem intermediar

$$M_{max} = M_5 = (70,630 + 82,660)/2 = 76,645 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Înălțimea efectivă (utilă) a grinzii pe reazeme (vezi p. (3.5))

$$h'_{0, sb} = h_{sb} - a'_s = 40 - 2 = 38 \text{ cm.}$$

Atunci coeficientul tabular α_1 conform formulei (2.3)

$$\alpha_{1,1} = \frac{M_{max}}{0.8 \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{0, sb}^2} = \frac{76,645 \cdot 10^5}{0.8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,431$$

Din Anexa 3 pentru $\alpha_1 = 0,086$ determinam (prin interpolare) $\xi = 0,475$ și $\xi_1 = 0,81$.

Condiția (2.4) $\xi = 0,475 < \xi_R = 0,6$, se respectă, atunci nu este nevoie de armătură de calcul în zona comprimată.

Algoritmul calculului armăturii necesare în zona întinsă este dat anterior (vezi p. 2.5, 3.6.1.1 sau 3.6.1.2).

Dacă condiția (2.4) nu s-ar fi respectat, atunci ar fi fost nevoie de armătură de rezistență în zona comprimată a grinzii, adică pentru reazeme jos, iar calculul s-ar fi efectuat ca pentru elemente încovoiate armate cu armătură dublă*.

*Prealabil se determină aria necesară a armăturii comprimate A_s' cu formula

În exemplul prezentat aria armăturii este

$$A_{s,\text{sup},1} = \frac{M_{1,\text{sup}}}{\zeta_1 \cdot R_s \cdot h_{0,SB}'^2} = \frac{76,645 \cdot 10^5}{0,81 \cdot 360 \cdot (100) \cdot 38} = 6,82 \text{ cm}^2$$

Aria necesară a barelor transversale pe un metru de plasă (vezi formula 3.8) va fi:

$$A_{1,s,\text{sup},1} = 6,82 / (2 \cdot 2,1) = 1,624 \text{ cm}^2.$$

Din Anexa 4 pot fi admise două variante de armare cu plase aria secțiunii barelor de rezistență ale căror este mai aproape de aria necesară din calcul):

1) $A_{1,s,\text{sup}}^{\text{real}} = 1,96 \text{ cm}^2$ - cu diametrul barelor transversale

$\emptyset_{s2} = 5 \text{ mm}$ și distanța dintre bare $S_2 = 100 \text{ mm}$ cu o supraarmare de 20,68 % și

$$A_s' = \frac{M_{\text{max}} - \alpha_o \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o,SB}'^2}{R_{sc} \cdot (h_{o,SB}' - a_s')} \quad (3.9)$$

Din tabelele sortimentului armăturii (vezi Anexa 5) se află diametrul și numărul de bare, care trebuie instalate în zona comprimată. Valoarea ariei armăturii A_s^{real} trebuie să depășească pe cea obținută din formula (3.9). În caz contrar nu se va respecta relația (2.4).

Apoi este recalculată valoarea coeficientului α_o cu formula

$$\alpha_1 = \frac{M - A_s^{\text{real}} \cdot R_{sc} \cdot (h_{o,SB}' - a_s')}{0,8 \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o,SB}'^2} \quad (3.10)$$

Din tabele (v. Anexa 3) se află valoarea înălțimii relative a zonei comprimate ξ . Se verifică condiția (2.4), care trebuie să fie respectată în mod obligatoriu. Dacă această condiție nu se respectă, atunci nu a fost inclusă suficientă armătură în zona comprimată sau au fost comise erori de calcul.

Aria necesară a armăturii de rezistență din zona întinsă $A_s = A_{1,s,\text{sup}}$ se calculează cu formula

$$A_s = A_s^{\text{real}} \cdot \frac{R_{sc}}{R_s} + \frac{\xi \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o;SB}}{R_s} \quad (3.11)$$

2) $A_{1,s,\text{sup}}^{\text{real}} = 1,42 \text{ cm}^2$ - cu diametrul barelor transversale

$\varnothing_{s2} = 3 \text{ mm}$ și distanța dintre ele $S_2 = 50 \text{ mm}$, cu o armare redusă de $-12,57 \%$.

După cum se vede din rezultatele calculelor efectuate, armarea cu plasele primului caz (supraarmarea), are devieri ce depășesc valorile admisibile ($+\Delta\% > 15\%$), cât privește cazul 2 devierile tot nu sunt admisibile, avem armare redusă ($-\Delta\% > 5\%$).

În cazurile când devierile dintre aria armăturii reale a plaselor și aria armăturii calculate depășesc valorile admisibile ($+\Delta\% > 15\%$ și $-\Delta\% < 5\%$), problema se poate soluționa prin armarea secțiunilor adiacente reazemului cu plase aria armăturii cărora să fie diferită. Adică plasele pot fi luate astfel ca aria sumară a barelor de rezistență a acestora să fie optimală. Se poate obține aceasta combinând plasele, sau trebuie de folosit plase individuale (plase cu pasul barelor ne standard).

Deci pentru armarea grinzilor secundare pe primul reazem intermediar se recomandă două plase diferite

$$P1 \frac{3B_p 1 - 300}{5B_p 1 - 100} B_{\text{sup},1} \times L_{\text{sup}} \quad \text{și} \quad P2 \frac{3B_p 1 - 300}{3B_p 1 - 50} B_{\text{sup},1} \times L_{\text{sup}} \text{ cu aria}$$

armăturii de rezistență pe un metru de lățime a grinzii secundare (lungime a plaselor care se vor folosi pentru armare) egală cu $A_{1,s,\text{sup}}^{\text{real}} = 1,69 \text{ mm}^2$.

* În aceste plase armătura longitudinală nu este reglementată din calcule și, deci, se admite din condiții constructive - diametrul minim al sârmei B_p -I ($\varnothing = 3\text{mm}$) cu pasul maximal admis pentru astfel de plase ($S = 300 \text{ mm}$).

Lățimea plaselor respective, în mod optimal se determină din diagrama de acoperire a diagramei înfășurătoare a momentelor încovoietoare, adică din diagrama materialelor. În lipsa unei astfel de informații lățimea plaselor este recomandată în literatura de specialitate și cea normativă să fie nu mai mică de $(1/5 + 1/3) \cdot l_{o, sb, 2} = 8/15 \cdot 5950 = 3173 \text{ mm}$.

3.6.2.2. Calculul ariei necesare a armăturii de rezistență de pe reazemele intermediare

Valoarea maximală a momentului încovoietor pe al doilea reazem intermediar al grinzii și pe alte reazeme centrale

$$M_{max} = M_{10} = 64,578 \text{ kN}\cdot\text{m} ,$$

Coefficientul tabular α_1 conform formulei (2.3)

$$\alpha_{1,2} = \frac{M_{max}}{0.8 \cdot R_b \cdot b_{sl} \cdot h_{0, sb}^2} = \frac{64,578 \cdot 10^5}{0.8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 38^2} = 0,363 .$$

Din Anexa 3 pentru $\alpha_1 = 0,363$ determinam (prin interpolare) $\xi = 0,399$ și $\xi_1 = 0,84$.

Condiția (2.4) $\xi = 0,399 < \xi_R = 0,6$, se respectă, atunci nu este nevoie de armătură de calcul în zona comprimată, iar aria armăturii întinse conform formulei (2.6.) va fi:

$$A_{s, sup, 2} = \frac{M_{10}}{\xi_1 \cdot R_s \cdot h_{0, sb}^2} = \frac{64,578 \cdot 10^5}{0,84 \cdot 360 \cdot (100) \cdot 38} = 5,54 \text{ cm}^2$$

Aria necesară a barelor transversale a unui metru lungime a plasei (vezi formula 3.8) va fi:

$$A_{s1, sup, 2} = 5,54/2 \cdot 2,1 = 1,319 \text{ cm}^2 .$$

Din Anexa 4 admitem 2 tipuri de plase (cu suma ariilor secțiunii barelor respective de rezistență mai aproape de aria necesară din calcul):

$A_{s1, sup, 2}^{real} = 1,42 \text{ cm}^2$ - cu diametrul barelor transversale $\varnothing_{s2} = 3 \text{ mm}$ și distanța dintre bare $S_2 = 50 \text{ mm} + A_{s1, sup, 2}^{real} = 1,31 \text{ cm}^2$ - cu diametrul barelor transversale $\varnothing_{s2} = 5 \text{ mm}$ și pasul $S_2 = 150 \text{ mm}$, cu o supraarmare de $\Delta = [(1,42+1,31) \cdot 2,1 - 5,54]/5,54 = 3,49 \%$.

Deci se adoptă două plase diferite - una de marca $P3 \frac{3B_p 1-300}{3B_p 1-50} B_{sup, 2} \times L_{sup}$ și alta $P4 \frac{3B_p 1-300}{5B_p 1-150} B_{sup, 2} \times L_{sup}$ cu aria armăturii de rezistență pe un metru de lățime a grinzii secundare egală cu $A_{2, s, sup}^{real} = 1,365 \text{ mm}^2$.

3.7. Calculul grinzii la rezistență în secțiunile înclinate

În zona reazemului valorile momentelor încovoietoare de regulă sunt acoperite de armătura longitudinală de rezistență determinată din calculele rezistenței secțiunilor normale ale grinzii.

Însă în preajma (zona) reazemului se poate produce ruperea grinzii în secțiunile înclinate. Ele în mod real exprimă fisurile înclinate și dezvoltarea lor. Apariția fisurilor înclinate este posibilă datorită acțiunii concomitente a forțelor tăietoare și a momentelor încovoietoare când rezistența betonului la întindere este mai mică decât eforturile unitare din grindă.

Conform rezultatelor cercetărilor efectuate pentru calculul rezistenței în astfel de secțiuni, rezultate care sunt reglementate de normativele în vigoare, în dependență de mecanismul de rupere a grinzii în secțiunile înclinate trebuie verificate următoarele condiții:

- 1) calculul rezistenței betonului la strivire de la acțiunea eforturilor principale de comprimare în fâșiile dintre fisurile înclinate;
- 2) asigurarea rezistenței, inclusiv a eventualelor alunecări ale armăturii longitudinale de la acțiunea momentului încovoietor;
- 3) calculul rezistenței betonului comprimat situat la capătul secțiunii înclinate la forfecare (tăiere).

Calculul rezistenței fâșiilor dintre fisurile înclinate, de regulă, se face la precizarea dimensiunilor secțiunii grinzii secundare. Așa s-a procedat și în exemplul dat (vezi p.3.6), efectuând acest calcul cu formula (3.4). Deci aici nu este nevoie de repetat acest calcul.

Calculul rezistenței grinzii de la acțiunea momentului încovoietor de asemenea s-a efectuat (vezi p 3.6.1. și 3.6.2) pentru secțiunile normale ale grinzilor. Prin urmare verificarea rezistenței secțiunilor înclinate de la acțiunea momentului

încovoierilor nu e necesară, dacă se vor respecta următoarele condiții constructive:

- a) armătura longitudinală întinsă de rezistență la capete, pentru o conlucrare efectivă cu betonul, are nevoie de o ancorare satisfăcătoare. Lungimea ancorajului este considerată bună, dacă armătura respectivă este prelungită după marginea interioară a reazemului la o adâncime care ar depăși zece diametre ($l_{an} \geq 10 \cdot \varnothing_s$), precum și că pe lungimea de ancoraj să fie sudată cel puțin o bară transversală;
- b) armătura longitudinală întinsă, o parte din care, conform diagramei materialelor, poate fi ruptă în câmp trebuie prelungită după secțiunea de rupere (cu scopul ancorării acesteia) la o distanță de cel puțin 20 de diametre ale armăturii respective (vezi p.3.9);
- c) armătura longitudinală întinsă, care poate fi și trebuie transferată dintr-o zonă în alta în cazurile existenței unor astfel de necesități poate fi transferată numai începând cu distanța S_{max} de la secțiunea normală în care această armătură conform calculului nu este necesară.

Așadar aici calcule se vor face numai pentru verificarea rezistenței grinzii în secțiunile înclinate de la acțiunea forței tăietoare.

3.7.1. Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni înclinate de la acțiunea forței tăietoare

Scopul calculului elementului la rezistență în secțiuni înclinate de la acțiunea forței tăietoare constă în determinarea diametrului armăturii transversale (a etrierelor) \varnothing_{sw} și a distanței S dintre acestea. Diametrul etrierelor \varnothing_{sw} , de regulă, se admite din condițiile de sudabilitate ale armăturilor, adică în dependență de raportul dintre diametrele longitudinale și cele transversale ale carcaserii (vezi Anexa 6), iar pasul lor S se determină din următoarele condiții:

- 1) din calculul rezistenței armăturii transversale intersectate de fisura înclinată, adică care sunt implicate în lucru în secțiunea înclinată de calcul;
- 2) din condiția excluderii ruperii elementului pe o secțiune înclinată (fisură), în care nu ar exista nici un etrier, adică secțiunea înclinată de calcul trebuie în mod obligatoriu să intersecteze cel puțin un etrier;
- 3) din condiții de alcătuire sau de armare constructivă.

Armătura transversală de rezistență în secțiuni înclinate nu se cere din calcul dacă nu apar fisuri înclinate, adică se respectă condiția (3.12). În astfel de cazuri armătura transversală în grinzi este instalată din condiții constructive, iar în plăci cu grosimea de până la 100 mm ea poate fi omisă.

Astfel, deci, inițial trebuie verificată condiția de apariție a fisurilor înclinate.

Fisurile înclinate nu apar dacă valoarea forței tăietoare maxime de calcul V_{max} de la acțiunea încărcăturii pe grindă nu depășește valoarea forței tăietoare V_c , pe care o poate asigura în secțiunea respectivă numai betonul, adică dacă se respectă condiția:

$$V_{max} < V_c . \quad (3.12)$$

Iar forța tăietoare de calcul la care se consideră că pot apărea, adică sunt posibile fisuri înclinate, se determină cu formula:

$$V_c = (1 + \varphi_n) \cdot \varphi_{c3} \cdot R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}, \quad (3.13)$$

în care:

φ_{c3} - coeficient empiric, pentru grinzi dreptunghiulare din beton obișnuit $\varphi_{c3} = 0,6$;

φ_n - coeficient ce ține cont de influența eforturilor axiale asupra forțelor de forfecare și este egal cu:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{0, sb}}, \text{ dacă sunt eforturi de compresiune, și}$$

$$\varphi_n = -0,2 \cdot \frac{N}{R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{0, sb}}. \text{ dacă vor fi eforturi de întindere.}$$

R_{ct} , b_{sb} și $h_{o, sb}$ - vezi pct. 3.4 și/sau pct. 3.5.

Astfel, inițial, determinăm pasul din calculul rezistenței armăturii transversale:

Valoarea de calcul a intensității eforturilor uniform repartizate pe o unitate de lungime a grinzii din etriere, – q_{sw} , care asigură rezistența acesteia de la acțiunea forțelor tăietoare:

$$q_{sw} = \frac{V_{\max}^2}{4 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot b_{sb} \cdot h_{0, sb}^2 \cdot R_{ct}} \quad (3.14)$$

unde:

φ_f - coeficient ce ține cont de influența tălpii elementului cu secțiunea transversală T asupra eforturilor tăietoare (forfecare) din beton, se determină cu relația

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b_{sb}) \cdot h_f'}{b_{sb} \cdot h_{o, sb}} \leq 0,5, \quad (3.15)$$

b_f' - lățimea tălpii grinzii care se include în lucru și deci majorează rezistența grinzii la forfecare. Lățimea de calcul este limitată de înălțimea tălpii h_f' și se calculează cu formula $b' = 3 \cdot h_f' + b_{sb}$.

φ_{c2} - coeficient empiric, pentru betonul obișnuit $\varphi_{c2} = 2,0$;

Pasul etrierelor S din calculul elementului la rezistență în secțiunea înclinată se determină cu formula:

$$S \leq \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}}, \quad (3.16)$$

în care:

R_{sw} - rezistența de calcul a armăturii transversale (v. pct. 3.4.);

$A_{sw} = n_w \cdot A_{swI}$ - aria armăturii transversale instalate în nervura grinzii, ce depinde de numărul carcaselor – n_w , instalate în secțiune (vezi fig. 11);

A_{swI} - aria secțiunii transversale a unui etrier, cm^2 ;

q_{sw} - efortul (forța tăietoare) preluat de etriere pe o unitate de lungime, (N/cm).

Deci, cunoscând valoarea necesară a eforturilor din armătura transversală uniform repartizată pe o unitate de lungime q_{sw} , care ar asigura rezistența grinzii la acțiunea forțelor tăietoare, precum și efortul concentrat în fiecare din etriere în parte $R_{sw} \cdot A_{sw}$ din formula (3.16) se determină pasul de calcul a etrierelor din condiția de rezistență a acestuia.

1) Determinăm pasul din condiția ca fisura înclinată să fie intersectată de cel puțin un etrier:

Distanța maximală dintre etriere S_{max} , care exclude ruperea elementului pe o secțiune înclinată, care nu ar intersecta nici un etrier, adică distanța, care obligă ca în secțiunea înclinată de calcul să se afle cel puțin un etrier se determină cu formula

$$S_{max} \leq \frac{\varphi_{c4} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}^2}{V_{max}}, \quad (3.17)$$

aici:

φ_{c4} - coeficient empiric pentru betonul obișnuit $\varphi_{c4} = 1,5$.

2) Determinăm pasul din condiția de alcătuire sau de armare constructivă – S_{con} :

a) în zonele de reazem (egale cu 1/4 din deschiderea de calcul a grinzii la acțiunea încărcăturilor uniform distribuite):

- $S_{con} = h_{sb}/2 \leq 150$ mm pentru grinzi cu înălțimea secțiunii $h_{sb} \leq 450$ mm și
- $S_{con} = h_{sb}/3 \leq 500$ mm pentru grinzi cu înălțimea $h_{sb} > 450$ mm;

b) în zona centrală a grinzii (egală cu 1/2 din deschidere)

- $S_{con} = 3h_{sb}/4 \leq 500$ mm indiferent de valoarea h_{sb} .

3.7.1.1. Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni înclinate în deschiderile marginale

Forța tăietoare maximală în deschiderile marginale (prima și ultima) $V_{max} = V_{1,lef} = V_{9,rig} = 96,313 \text{ kN} = 96313 \text{ N}$.

Din formula (3.13) determinăm forța tăietoare de calcul la care apar fisuri înclinate și verificăm condiția (3.12)

$$V_c = (1 + \varphi_n^*) \cdot \varphi_{c3} \cdot R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb} = 0,6 \cdot (1 + 0) \cdot 0,67 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37 = 29750 \text{ N},$$

$$V_c = 29750 \text{ N} < V_{max} = 96313 \text{ N}.$$

Prin urmare, deoarece V_{max} depășește valoarea V_c armătura transversală trebuie calculată.

1) Pasul din calculul rezistenței armăturii transversale:

Valoarea de calcul a intensității eforturilor din etriere, uniform repartizate pe o unitate de lungime a grinzii – q_{sw} , care asigură rezistența acesteia de la acțiunea forțelor tăietoare:

$$q_{sw} = \frac{V_{max}^2}{4 \cdot \varphi_{c2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot b_{sb} \cdot h_{0, sb}^2 \cdot R_{ct}} = \quad (3.14)$$

$$= \frac{93313^2}{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,195 + 0) \cdot 20 \cdot 37^2 \cdot 0,67 \cdot (100)} = 496,5 \text{ N/cm},$$

în care:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b_{sb}) \cdot h'_f}{b_{sb} \cdot h_{o, sb}} = 0,75 \frac{(3 \cdot 8 + 20 - 20) \cdot 8}{20 \cdot 37} = 0,195.$$

Din condițiile de sudare a armăturii longitudinale cu diametrul $d_{s,l} = 18 \text{ mm}$ (vezi p. 3.6.1.1) din Anexa 6 admitem diametrul armăturii transversale $d_{sw} = 6 \text{ mm}$ de clasa *A-I* (vezi p.3.4) sau $d_{sw} = 5 \text{ mm}$ de clasa *B_p-I*. Din Anexa 5 luăm aria unei bare a armăturii transversale – $A_{sw,l} = 0,283 \text{ cm}^2$ (pentru $d_{sw} = 6 \text{ mm}$)

* $\varphi_n = 0$, deoarece eforturi axiale nu sunt ($N = 0$)

În deschiderile marginale ale grinzii secundare sunt proiectate (prevăzute în p. 3.6.1.1) câte două carcuse plane și deci $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ cm}^2$.

Atunci din formula (3.16) pasul etrierelor va fi

$$S \leq \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot (100) \cdot 0,566}{496,5} = 19,95 \text{ cm}$$

Dacă armătura etrierelor ar fi fost din clasa B_p-I cu diametrul $d_{sw} = 5 \text{ mm}$, atunci

$$S \leq \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{260 \cdot (100) \cdot 0,39}{496,5} = 20,4 \text{ cm}$$

2) Pasul din condiția ca fisura înclinată să fie intersectată de cel puțin un etrier:

$$S_{\max} \leq \frac{\varphi_{c4} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot R_{ct} \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}^2}{V_{\max}} = \quad (3.17)$$

$$= \frac{1,5 \cdot (1 + 0,195 + 0) \cdot 0,67 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37^2}{96313} = 34 \text{ cm}$$

3) Pasul etrierelor din condiții constructive:

$$S_{con} \leq 40/2 = 20 \leq 15 \text{ cm.}$$

Așadar, definitiv în preajma reazemului pasul etrierelor $S^* = 15 \text{ cm} < S = 19,95 \text{ cm} < S_{\max} = 34 \text{ cm}$.

În zona centrală a deschiderilor marginale ale grinzilor secundare pasul etrierelor va fi

$$S_m = (3/4) \cdot 40 = 30 \text{ cm} < 50 \text{ cm.}$$

3.7.1.2. Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni înclinate în deschiderile centrale

Calculul este analogic cu cel din p.3.7.1.1.

$$V_{\max} = V_{1, rig} = 86,83 \text{ kN} = 86830 \text{ N.}$$

$$V_c = 29750 \text{ N} < \leq V_{\max} = 86830 \text{ N.}$$

1) Pasul din calculul rezistenței armăturii transversale:

* Pasul etrierelor se recomandă să fie multiplu la 50 mm

$$q_{sw} = \frac{86830^2}{4 \cdot 2 \cdot (1 + 0,195 + 0) \cdot 20 \cdot 37^2 \cdot 0,67 \cdot (100)} = 429,9 \text{ N/cm},$$

Deci armătura transversală trebuie calculată. Din condițiile de sudabilitate a armăturii longitudinale (în deschiderea a doua $d_s = 18 \text{ mm}$ (v. p.3.6.1.2)) armătura etrierelor de clasa $A-I$ poate fi de diametrul $d_{sw} = 6 \text{ mm}$, iar cea de clasa B_p-I respectiv 5 mm .

În deschiderile marginale ale grinzii secundare sunt proiectate (prevăzute în p. 3.6.1.1) câte două carcasse plane și deci $A_{sw} = 2 \cdot 0,283 = 0,566 \text{ cm}^2$.

Atunci din formula (3.16) pasul etrierelor va fi

$$S \leq \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot (100) \cdot 0,566}{429,9} = 23 \text{ cm}$$

2) Pasul din condiția ca fisura înclinată să fie intersectată cel puțin de un etrier:

$$S_{max} \leq \frac{1,5 \cdot (1 + 0,195 + 0) \cdot 0,67 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37^2}{96313} = 34 \text{ cm}$$

3) Pasul etrierelor din condiții constructive:

$$S_{con} \leq 40/2 = 20 \leq 15 \text{ cm}.$$

Astfel, deci, definitiv în preajma reazemului pe o distanța de circa $0,25 \cdot l_{sb,i}$ pasul etrierelor S se adoptă 15 cm .

În zona centrală a grinzilor din deschiderile intermediare de asemenea ca și în cele marginale pasul etrierelor va fi

$$S \leq (3/4) \cdot 40 = 30 \text{ cm} < 50 \text{ cm}.$$

3.8. Alcătuirea (armarea) grinzii secundare

Cum s-a menționat mai sus, grinda secundară în deschidere se armează cu carcasse plane (sudate sau legate), care fiind unite între ele formează carcasse spațiale. Pe reazeme, însă, armarea se face cu plase cu armătura de rezistență transversală. Numărul de carcasse plane în fiecare deschidere se adoptă în dependență de lățimea grinzii (fig.12). Dacă aria necesară a armăturii longitudinale de rezistență (vezi p.3.6.1.1 și 3.6.1.2) a fost

acoperită cu un număr de bare mai mare decât numărul de carcasa admisibil pentru lățimea concretă a grinzii atunci în fiecare carcasă pot fi câte 2 sau în cazuri excepționale, câte 3 bare (vezi fig. 12.).

Distanță (în lumină) dintre barele longitudinale ale carcaselor plane se admite nu mai mică decât diametrul barei și nu mai mică de 25 mm pentru armătura de jos și 30 mm pentru cea de sus. Armarea grinzii secundare este prezentată în fig. 13.

Lungimea carcaselor amplasate în deschiderile grinzii secundare trebuie să fie egală cu:

a) distanța dintre muchiile laterale ale grinzilor principale în deschiderile centrale (de la mijloc);

b) distanța de la muchia laterală a grinzii principale până la capătul grinzii secundare de pe peretele exterior, desigur ținând cont de necesitatea acoperirii capetelor armăturii, pentru deschiderile marginale (prima și ultima). Grosimea acoperirii capetelor barelor longitudinale de rezistență, precum și a carcaselor este de circa 15 - 20 mm (15 mm - pentru grinzi cu deschiderea până la 6.0 m inclusiv și cu 20 mm - pentru cele mai lungi).

Pentru continuitatea armării longitudinale de rezistență ale carcaselor (barele de jos) în limitele lățimii grinzii principale la nivelul ei se instalează bare de îmbinare (vezi fig. 14). Numărul acestor bare se ia egal cu numărul de carcasa plane, iar diametrul lor să fie nu mai mic de 10 mm și nu mai mic de 1/2 din diametrul armăturii de rezistență a carcasei. Barele de îmbinare se prelungesc în nervurile grinzilor secundare, adică după muchia grinzilor principale în ambele părți cel puțin cu $15 \cdot d_s$ (unde d_s este diametrul barei de îmbinare).

Pe rezeme în zona întinsă a grinzii (partea de sus) ea se armează cu plase (standarde sau individuale) cu barele de rezistență transversale, care, după cum s-a menționat în p. 6.3.2 se instalează pe grinzile principale în direcția axelor acestora.

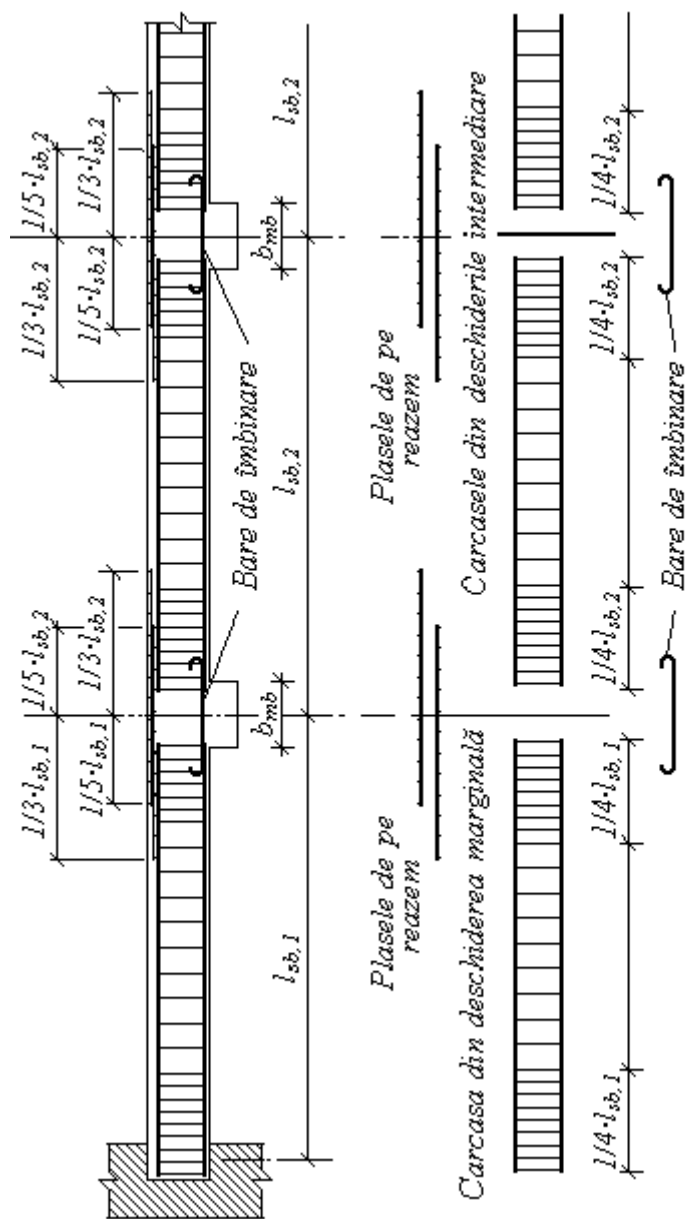


Fig.13. Armarea grinzii secundare

De asemenea cum s-a menționat anterior (vezi p. 3.6.2.1 și 3.6.2.2) pe reazeme se instalează câte 2 plase, care cu scopul economiei armăturii de rezistență se suprapun numai pe reazeme, unde valoarea momentului încovoietor este maximală, iar pe măsură ce acesta descrește una din aceste plase (una într-o deschidere, iar cealaltă în deschiderea vecină) se întrerupe (fig.14). Lățimea plaselor prealabil se determină din recomandări constructive (vezi nota la p.3.6.2.1 și fig.14), iar valoarea lor definitivă este dictată de necesitatea de acoperire a momentelor încovoietoare, care grafic sunt prezentate pe diagrama înfășurătoare (v. fig.9), iar numerar în tab.2. Calculul lățimii plaselor vezi în p. 3.9.

În deschiderile centrale, după cum rezultă din diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare a grinzii secundare în câmp pot apărea momente încovoietoare negative, care după cum se știe provoacă întindere în zona superioară a grinzii. Pentru preluarea eforturilor de întindere de la astfel de momente, precum și pentru micșorarea lățimii plaselor instalate pe reazeme, în câmp și în zona superioară a grinzii secundare se recomandă de armat cu bare. Valoarea momentului încovoietor negativ pentru care ar fi optimal de folosit bare și nu plase se află la distanța de $0,25 \cdot l_{o,i}$ de la reazemul apropiat.

Valorile momentelor negative rezonabile la cele expuse mai sus în exemplu demonstrat vor fi:

a) în deschiderea a doua - la distanța 0,25 de primul reazem intermediar

$$\begin{aligned} M'_{0,25} &= M_6 - 0,25 \cdot (M_6 - M_7) = \\ &= -38,23 - 0,25 \cdot (-38,23 - (-17,565)) = -33,064 \text{ kN}\cdot\text{m}; \end{aligned}$$

b) în deschiderea a doua - la distanța 0,25 de al doilea reazem intermediar

$$\begin{aligned} M'_{0,75} &= M_8 - 0,75 \cdot (M_8 - M_9) = \\ &= -12,399 - 0,75 \cdot (-12,399 - (-25,831)) = -22,473 \text{ kN}\cdot\text{m}; \end{aligned}$$

c) în deschiderea a treia - la distanța 0,25 de reazemul din stânga (de la al doilea reazem intermediar)

$$M'_{0,25} = M_{11} - 0,25 \cdot (M_{11} - M_{12}) =$$

$$= -22,732 - 0,25 \cdot (-22,732 - (-6,2)) = -18,599 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

d) în deschiderea a treia - la distanța 0,25 de reazemul din dreapta (de a al treilea reazem intermediar)

$$\begin{aligned} M'_{0,75} &= M_{13} - 0,75 \cdot (M_{13} - M_{14}) = \\ &= -8,266 - 0,75 \cdot (-8,266 - (-25,831)) = -21,44 \text{ kN}\cdot\text{m}. \end{aligned}$$

Aria armăturii de rezistență (clasa A-III) necesare pentru preluarea momentului negativ în câmp în fiecare deschidere se determină pentru valoarea maximală a momentului încovoietor din deschiderea respectivă. Calculul se va face ca pentru un element armat simplu cu secțiunea dreptunghiulară $b_{sb} \times h_{sb}$ (vezi p.3.6.1).

1) în deschiderea a doua $M'_{0,25} = 33,064 \text{ kN}\cdot\text{m}$

$$\alpha_{1,2} = \frac{M'_{0,25}}{0,8 \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{0,25}^2} = \frac{33,066 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,196.$$

Conform Anexei 3 pentru această valoare a coeficientului $\alpha_{1,2}$ determinam (prin interpolare) $\xi = 0,212$ și $\xi_1 = 0,915$.

Valoarea înălțimii limită a zonei comprimate a betonului – ξ_R determinata din tabelul 23 este: $\xi_R = 0,6$.

Verificăm condiția (2.4) $\xi = 0,212 < \xi_R = 0,6$, care se respectă.

$$A'_{s,2} = \frac{M'_{0,25}}{\xi_1 \cdot R_s \cdot h_{o,25}} = \frac{33,066 \cdot 10^5}{0,915 \cdot 365 \cdot (100) \cdot 37} = 2,67 \text{ cm}^2$$

2) în deschiderea a treia și toate cele intermediare

$$M'_{0,75} = 21,44 \text{ kNm}$$

$$\alpha_{1,3} = \frac{M'_{0,75}}{0,8 \cdot R_b \cdot b_{sl} \cdot h_{0,75}^2} = \frac{21,44 \cdot 10^5}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 20 \cdot 37^2} = 0,127.$$

Conform Anexei 3 pentru această valoare a coeficientului $\alpha_{1,2}$ determinam (prin interpolare) $\xi = 0,134$ și $\xi_1 = 0,946$.

Verificăm condiția (2.4) $\xi = 0,134 < \xi_R = 0,6$, care se respectă.

$$A'_{s,3} = \frac{M'_{0,75}}{\xi_1 \cdot R_s \cdot h_{o,75}} = \frac{21,44 \cdot 10^5}{0,946 \cdot 365 \cdot (100) \cdot 37} = 1,68 \text{ cm}^2$$

Reieșind din ariile necesare ale armăturii necesare din calcul putem admite în deschiderile a doua 2 Ø 14 mm cu aria $A'_{s,real} = 3,08cm^2$ iar în a treia și celelalte intermediare câte 2 Ø 12 mm cu aria $A'_{s,real} = 2,26 cm^2$.

În prima deschidere a grinzii, în câmp ca atare, nu poate apărea moment negativ și prin urmare în partea superioară a grinzii (a carcasei) armătura se va instala din condiții constructive. De regulă, diametrul acestei armături poate fi minim admisibil, chiar egal cu diametrul armăturii transversale, adică Ø 10 mm din armătură clasa A-I.

Astfel în prima, a doua și a treia deschidere cu cele intermediare sunt necesare trei tipuri de carcase.

Cu scopul unificării carcaselor și obținerii unei armări mai optime pentru armarea grinzii secundare se adoptă numai două tipuri de carcase. Un tip pentru armarea deschiderilor marginale și altul pentru armarea deschiderilor centrale, care în fond este unul comun pentru toate deschiderile cu suplimente ce țin de specificul eforturilor din deschideri.

Fiecare carcasă plană prevăzută pentru armarea deschiderilor marginale este alcătuită din armătura longitudinală de rezistență 1Ø18 plus o bara separată 1Ø12 mm de clasa A-III jos și sus armătura constructivă 1Ø10 mm de clasa A-III. Armăturile longitudinale sunt unite cu etriere cu Ø6 mm de clasa A-I.

Carcasele plane preconizate pentru armarea deschiderilor centrale vor fi alcătuite din 1Ø18 A-III (armătură longitudinală de rezistență jos) și 1Ø12 A-III (idem sus) și etriere Ø6 clasa A-I.

Astfel de carcase pot acoperi aria necesară a armăturii longitudinale numai în deschiderile centrale începând cu a treia. Cât privește deschiderea a doua, această carcasă nu poate acoperi eventualele eforturi de întindere din zona superioară a grinzii. Aici trebuie de instalat armătură suplimentară, care o determinăm din calcul:

$$A_{,supl} = A'_{s,2} - A'_{s,carc} = 2,67 - 2,26 = 0,41 \text{ cm}^2.$$

Cea mai rezonabilă variantă de armare a acestei zone ar fi dacă se va folosi o bară suplimentară cu diametrul 10 mm. Așadar, în deschiderea a doua la două carcasa de bază se va adăuga în mod obligatoriu, în partea superioară a grinzii o bară suplimentară cu diametrul 10 clasa A-III, care se instalează separat la mijlocul de sus a grinzii. Această bară trebuie legată (sudată) cu armătura de legătură a carcaselor plane.

În așa mod grinda secundară se armează în deschideri cu 2 carcasi, armatura totala folosita pentru ambele carcasi va fi:

Prima și ultima deschidere:

- 2 Ø18 + 1 Ø12 A-III – jos;
- 2 Ø10 A-III – sus;

Deschiderea a doua și penultima:

- 2 Ø18 A-III –jos;
- 2 Ø12 + 1 Ø10 A-III – sus;

Deschiderea a treia și celelalte mijlocii:

- 2 Ø18 A-III – jos;
- 2 Ø12 A-III – sus.

Pasul etrierelor carcaselor respective în preajma reazeme-lor la distanța $1/4 \cdot l_{sb}$ este de 150 mm, iar în rest partea centrală a carcaselor 300 mm (v. pct. 3.7.1.1 și 3.7.1.2).

Armarea grinzii pe reazeme de asemenea este expusă desfășurat în p. 3.6.2.1 și 3.6.2.2. Lățimea plaselor poate fi acceptată cea estimată anterior (vezi nota la p.3.6.2.1).

3.9. Construirea diagramei materialelor

Armătura determinată din calcule adoptată și instalată în grinda secundară asigură preluarea eforturilor întinse și, conlucrând cu betonul, poate prelua momente încovoietoare real asigurate de aceste materiale. Prezentarea grafică a momentelor încovoietoare pe care le pot asigura și prelua materialele folosite în secțiunile normale corespunzătoare ale elementului poartă denumirea de "Diagrama materialelor".

Suprapunerea diagramei materialelor peste diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare de la acțiunea posibilelor încărcări ale acesteia permite să se evidențieze secțiunile elementului, în care există o rezervă de armare mai mare, precum și secțiuni în care acoperirea cu armătură este la limită sau chiar insuficientă.

În scopul optimizării rezistenței elementului în secțiunile cu rezerve mari de rezistență (dacă este posibil) se reduce aria armăturii în plus, adică se întrerup unele bare.

Dacă se examinează acoperirea momentelor pozitive în deschideri (în secțiunile din câmp), întreruperea armăturii se admite cel mult pentru 50 % din aria armăturii de rezistență adoptate pentru asigurarea rezistenței de la acțiunea momentului maximal. De asemenea se va ține cont și de faptul că în grinzile cu lățimea 150 mm și mai mare trebuie de prelungit până la reazem cel puțin doua bare, adică trebuie instalate două carcase.

Examinarea acoperirii momentelor încovoietoare negative pe reazem în preajma lui sau chiar în câmp în zona superioară a grinzii permite evidențierea posibilității de manipulare optimă a armăturii din partea superioară a grinzii precum și definitivarea lățimii plaselor, lățimii de suprapunere a lor și coordonatele de amplasare a lor.

Ținând cont de cele expuse, diagrama materialelor se recomandă de construit de fiecare dată indiferent de faptul dacă vor fi sau nu întrerupte în câmp unele bare de armătură.

Construirea diagramei materialelor se recomandă de efectuat conform algoritmului următor:

- 1) se evidențiază, inclusiv se concentrează informația despre barele și plasele adoptate pentru armarea elementului respectiv, precum și informația despre posibilitatea modificării caracteristicilor articolelor de armătură (lungime, lățime, pas, diametru etc.) și variantele de întrerupere sau suprapunere a lor;
- 2) se calculează valorile momentelor încovoietoare, care ar fi acoperite dacă s-ar folosi variantele respective de armare a

elementului, adică se calculează valorile momentelor asigurate de variantele de armare a secțiunii cu sau fără armătură suplimentară, fie în zona de jos (secțiunile din deschideri), fie în cea superioară (secțiunile de pe reazem și/sau din preajma lui);

- 3) se execută propriu-zis lucrările de construire (trasare) a diagramei materialelor, adică se face transferarea informației din p.1 și 2 al prezentului algoritm pe desenul care reprezintă schema de alcătuire și de calcul a elementului.

Lucrările prevăzute de p.1 al prezentului algoritm au fost parțial efectuate în p. 3.8, când s-au expus concepțiile și posibilitățile de alcătuire a grinzii secundare examinate.

3.9.1 Informație necesară pentru construirea diagramei înfășurătoare a momentelor de încovoiere

Grinda secundară examinată cu secțiunea transversală T are lățimea nervurii $b_{sb} = 20$ cm, lățimea tălpii în prima deschidere $b'_{f,1} = 176$ cm, în a doua deschidere $b'_{f,2} = 159,2$ cm înălțimea tălpii $h_f' = 7$ cm și cea totală $h_{sb} = 40$ cm. Este prevăzut că o să fie turnată din beton clasa C15.

În deschiderile marginale (prima și ultima) conform calculelor efectuate sunt prevăzute câte două carcase, în care armătura longitudinală de rezistență $1\text{Ø}18$ de clasa A-III, iar cea constructivă, de asemenea longitudinală $1\text{Ø}10$ clasa A-III (sus)(v. pct. 3.8.).

În deschiderile centrale, începând cu a doua până la penultima, vor fi instalate câte două carcase, în care armătura longitudinală de rezistență $1\text{Ø}18$ este de clasa A-III. De asemenea din clasa A-III este și armătura longitudinală a carcasei instalată în partea superioară (sus) $1\text{Ø}12$, care va fi implicată la preluarea eforturilor de la eventualele momente negative.

În prima și ultima deschidere, în care valorile eventualelor momente încovoietoare pozitive sunt mai mari decât în alte

deschideri centrale în partea de jos a grinzii la cele două carcuse este instalată suplimentar 1Ø12 clasa A-III.

În deschiderile a doua și penultima, în care valorile eventualelor momente încovoietoare negative sunt mai mari decât în alte deschideri centrale în partea superioară a grinzii la cele două carcuse este instalată suplimentar 1Ø10 clasa A-III.

Cum s-a menționat anterior (vezi pp.3.6.2.1, 3.6.2.2 și 3.8) pe reazeme în zona superioară grinda va fi armată cu plase, care în imediata apropiere de acestea, fiind suprapuse una peste alta asigură preluarea unui moment încovoietor mai mare, iar pe măsură îndepărtării de reazem, deoarece momentul scade, este rațional de redus și armătura, întrerupând una din plase. Procedura întreruperii plaselor se poate face pe două căi:

- folosind plase de lățimi diferite sau
- deplasând una față de alta.

Pe primul și ultimul reazem intermediar au fost adoptate câte două perechi de plase cu armătura de rezistență transversală a unei perechi cu aria $A_s = 1,69\text{cm}^2$ pe un metru (prima plasă cu armătura Ø5mmB_p-I, a doua plasă cu armătura Ø3mmB_p-I), iar pe reazemele centrale - se vor folosi câte două perechi de plase de același tip cu armătura de rezistență (prima plasă cu armătura Ø3mmB_p-I, a doua plasă cu armătura Ø5mmB_p-I), cu aria armăturii de rezistență pe un metru $A_s = 1,365\text{cm}^2$.

3.9.2. Calculul momentelor încovoietoare preluate de materialele folosite pentru grinda examinată

Calculul valorilor momentelor încovoietoare se face în secțiuni normale la axa elementului, la fel ca și calculul ariei armăturii longitudinale de rezistență, care trebuie amplasate pentru preluarea momentelor încovoietoare. Deoarece grinda este armată cu carcuse, în care există și armătură comprimată, trebuie de ținut cont de aceasta, adică calculul se recomandă de făcut ca pentru un element cu secțiunea dreptunghiulară armat cu armătură dublă.

Dacă elementul nu este supraarmat în zona întinsă și condiția (2.4) se respectă (o eventuala rupere ar fi ductilă), atunci calculul valorii momentului încovoietor se face cu formula

$$M = 0,8 \cdot R_b \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}^2 \cdot \alpha_o + R_{sc} \cdot A_s' \cdot z_s, \quad (3.18)$$

în care:

$b_{sb}, h_{o, sb}$ - lățimea și înălțimea efectivă a secțiunii examinate a grinzii, depind de direcția și mărimea momentului încovoietor (vezi p. 3.6.1 și 3.6.2), precum și de eventualele modificări ale coordonatelor centrului armăturii;

z_s - brațul intern al eforturilor preluate de armătura întinsă și comprimată, care depinde de ordonatele barelor până și după întreruperea unora din ele ($z_s = h_{sb} - a_s - a_s'$);

α_o - coeficient tabular (momentul static relativ a secțiunii comprimate față de axa, care trece prin centrul de greutate a armăturii întinse). El se ia din Anexa 3 în dependență de înălțimea relativă a zonei comprimate – ξ , care se calculează cu formula

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'}{0,8 \cdot R_b \cdot b_{sb} \cdot h_o} \quad (3.19)$$

R_s, A_s, R_{sc} și A_s' - caracteristicile armăturii utilizate pentru armarea grinzii.

Dacă condiția (2.4) nu se respectă (caz imposibil la proiectare) atunci se verifică calculele și deciziile anterioare (vezi p. 3.6.1, 3.6.2 și 3.8). În caz că astfel de element există deja și nu se pot efectua modificările necesare, atunci valoarea momentului încovoietor maximal se va calcula cu formula

$$M = 0,8 \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o, sb}^2 \cdot \alpha_{oR} + R_{sc} \cdot A_s' \cdot z_s, \quad (3.20)$$

în care:

α_{oR} - idem α_o pentru valoarea ξ_R determinată cu formula (2.5) pentru materialele folosite.

Totodată menționăm că armătura comprimată se va include în lucru și se folosesc formulele (3.18) și (3.19) numai în cazul,

când înălțimea zonei comprimate va fi mai mare de două grosimi a stratului de acoperire a acestei armături

$$x = \xi \cdot h_o > 2a_s' \quad (3.21)$$

în care:

ξ - înălțimea relativă a zonei comprimate a secțiunii elementului. Ea se calculează cu formula (3.19).

Condiția (3.21) nu se va respecta dacă valoarea efortului din armătura întinsă nu va depăși pe cea a armăturii comprimate ($R_s \cdot A_s > R_{sc} \cdot A_s'$), precum și în cazurile elementelor cu secțiunea T, când talpa se află în zona comprimată și lățimea acesteia este cu mult mai mare decât lățimea nervurii unui astfel de element.

Așadar, dacă $x < 2 \cdot a_s'$, atunci în formulele (3.19) și (3.20) aria armăturii comprimate va fi exclusă din calcul ($A_s' = 0$).

În prima deschidere a grinzii cum s-a menționat în pct. 3.8 și 3.9.1 sunt utilizate două carcasi cu barele longitudinale: 1Ø18 clasa A-III și o bară separată 1Ø12 - jos și 1Ø10 A-III - sus.

Dimensiunile secțiunii:

$$b_{sb} = 20, b_{f,1}' = 176 \text{ cm}, h_{o,sb} = 37 \text{ cm}, h_{o,sb}' = 38 \text{ cm}$$

$$z_s = 40 - 3 - 2 = 35 \text{ cm}.$$

Cu formula (3.19) calculăm ξ :

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s - R_{sc} \cdot A_s'}{0,8 \cdot R_c \cdot b_{sb} \cdot h_{o,sb}} = \frac{(5,09 + 2,26) \cdot 365 - 1,57 \cdot 365}{0,8 \cdot 7,65 \cdot 174 \cdot 37} = 0,0529$$

$x = 0,0529 \cdot 37 = 1,96 \text{ cm}$, deci nu se respectă condiția (3.21) menționată mai sus $x = 1,22 < 2 a_s' = 2 \cdot 2 = 4 \text{ cm}$ și, deci armătura comprimată trebuie exclusă din calcule. Recalculăm valoarea lui ξ :

$$\xi = \frac{R_s \cdot A_s}{0,8 \cdot R_b \cdot b_{sb} \cdot h_{o,sb}} = \frac{(5,09 + 2,26) \cdot 365}{0,8 \cdot 7,65 \cdot 174 \cdot 37} = 0,0673$$

Din Anexa 3 pentru $\xi = 0,044$ după interpolare $\alpha_o = 0,0655$.

Condiția (2.4) $\xi = 0,044 < \xi_R = 0,646$ se respectă deci, conform formulei (3.18), valoarea momentului va fi:

$$M = 0,8 \cdot 7,65 \cdot (100) \cdot 174 \cdot 37^2 \cdot 0,0655 = 96,589 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

Rezultatele calculelor valorilor momentelor încovoietoare în dependență de posibilele modificări de armare a grinzii secundare (vezi p.3.9.1) sunt prezentate în tab.3. în care tentativele nereușite de calcul din cauza că condiția (3.21) nu a fost respectată nu sunt numerotate.

Calculul valorilor momentelor încovoietoare negative în secțiunile din imediata apropiere a reazemelor a fost făcută pentru varianta de armare în zona de sus cu armătura constructivă de legătură 2Ø10 clasa A-I și pentru cazul când astfel de armătură nu este sau lungimea de ancorare a ei e mai mică decât cea calculată cu relația (3.22).

Tab. 3.

Rezultatele calculelor valorilor momentelor încovoietoare

Deschiderea	Nr. de ordine	Eforturile din armatura		Dimens. m		Valorile calculate				
		întinsa	compr.							
		$N_s = R_s \cdot A_s$	$\frac{N_{sc} = R_{sc} \cdot A_s}{R_{sc} \cdot A_s}$	b_{sb}	$h_{o, sb}$	ξ	X, cm	α_o	M, kN·m	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
Momentele pozitive in câmp										
I	1	365·(5,09+1,131)	365·1,54	174	37	0.0426	1.58	-	-	
		365·(5,09+1,131)	-	174	37	0.0570	2.11	0.05568	82.100	
		365·5,09	-	174	37	0.0466	1.72	0.04575	67.459	
II	3	365·5,09	-	154	37	0.0516	1.91	0.05054	67.322	
Momente negative din preajma reazemelor										
I	4	365·1,57	365·5,09	20	38	$\xi < 0$	-	-	-	
		365·1,57	-	20	38	0.1232	4.68	0.11713	20.703	
		365·1,57+2,1·360·1,69	365·5,09	20	38	$\xi < 0$	-	-	-	
	5	365·1,57+2,1·360·1,69	-	20	38	0.3979	15.12	0.33457	59.133	
		365·1,57+2,1·360·1,69	-	20	38	0.3979	15.12	0.33457	59.133	

	6	$365 \cdot 1,57 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.2732	10.38	0.24331	117.317
	7	$2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	$225 \cdot 1,57$	20	38	0.4704	17.87	0.38186	81.623
	8	$2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	-	20	38	0.5458	20.74	0.42665	75.408
II	9	$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.3273	12.44	0.28445	124.589
		$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.0526	2.00	-	-
	10	$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	-	20	38	0.4520	17.18	0.37031	65.450
	11	$365 \cdot (2,26 + 0,785) + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,69 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.1142	4.34	0.10899	93.578
	12	$365 \cdot (2,26 + 0,785) + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	$\xi < 0$	-	-	-
		$365 \cdot (2,26 + 0,785) + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	-	20	38	0.2390	9.08	0.21611	38.197
	13	$365 \cdot (2,26 + 0,785) + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.0598	2.27	-	-
		$365 \cdot (2,26 + 0,785) + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	-	20	38	0.4593	17.45	0.37489	66.259
	14	$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	$\xi < 0$	-	-	-
		$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	-	20	38	0.3992	15.17	0.33547	59.292
15	$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.2216	8.42	0.202	110.016	
	16	$2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$225 \cdot 1,57$	20	38	0.3678	13.98	0.31368	69.571
III	17	$2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.0443	1.68	-	-
	18	$2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	-	20	38	0.4437	16.86	0.36497	64.507
	19	$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	$365 \cdot 5,09$	20	38	0.2216	8.42	0.202	110.016
		$365 \cdot 2,26 + 2,1 \cdot 360 \cdot 1,365 \cdot 2$	-	20	38	0.3992	15.17	0.33547	59.292
	20	$365 \cdot 2,26$	-	20	38	0.1774	6.74	0.16477	29.122

În tab. 3, în deschiderea a doua sunt prezentate valorile momentelor pentru varianta de suprapunere a barei suplimentare 1 Ø 10 clasa A-III cu plasele din preajma reazemelor. Dacă se admite că această bară va fi întreruptă în aceeași secțiune de întrerupere teoretică cu cea a plaselor, suprapunerea fiind

asigurată numai de lungimea pe ancorare a armăturii întrerupte, fie a plasei sau a barei, atunci calculele Nr. 11 și 13, prezentate în tabel, sunt în plus.

3.9.3. Prezentarea grafică a diagramei materialelor

Executarea lucrărilor de prezentare grafică a diagramei materialelor se face în ordinea următoare:

- 1) într-o scară rezonabilă se construiește schema de alcătuire și de calcul a elementului examinat;
- 2) pe schema de calcul (axa elementului întreruptă pe reazeme, dar prezentând dimensiunile grinzii principale în aceeași scară) se construiește diagrama momentelor înfășurătoare. La început pe axa grinzii în scara luată se depun punctele repere marcate în Anexele 7 și 8 și în tab. 2 (0,1,... 13,14). Pe desenul dat (v. Fig. 14) sunt depuse valorile maxime și minime ale momentelor încovoietoare care acționează în secțiunile normale la axa elementului plasate în punctele menționate și prezentate în tab. 2;
- 3) valorile maxime și separat cele minime ale momentelor din secțiunile vecine se unesc consecutiv între ele, începând cu cele de pe reazemul stâng pe perete și până la p.12, după care valorile momentelor înfășurătoare se repetă;
- 4) pe reazeme fie din stânga sau din dreapta în aceeași scară, în care au fost depuse valorile menționate ale momentelor diagramei înfășurătoare, se depun conform semnului, valorile momentelor încovoietoare, care sunt preluate de materialele respective și care au fost determinate în p.3.9.2 și prezentate în tab.3;
- 5) paralel cu axa elementului la distanța egală cu valorile momentelor încovoietoare, asigurate de materiale respective se trasează aceste valori, adică se trag linii paralele și subțiri prin punctele marcate la etapa precedentă (vezi p.4);

- 6) la intersecția dreptelor trasate (vezi p.5) cu diagrama înfășurătoare a momentelor încovoietoare a grinzii se obțin (se determină) secțiunile în care surplusul de armătură poate fi întrerupt, adică sunt determinate punctele de întrerupere teoretică a barelor de armătură, care sunt necesare pentru o parte de la această secțiune și în plus pentru alta. Precizia cu care este determinată secțiunea de întrerupere teoretică a barelor depinde de scara, în care au fost depuse valorile respective și de precizia grafică a schemei de alcătuire și de calcul, inclusiv cea a diagramei înfășurătoare a grinzii examinate. Locul secțiunii respective poate fi determinat și prin calcule, asigurând astfel precizia necesară;
- 7) de la secțiunile de întrerupere teoretică ale barelor în direcția în care acestea pot fi întrerupte se depune o valoare egală cu lungimea de implicare în lucru a acestor bare, adică se depune lungimea de ancorare a lor, obținând astfel secțiuni, în care se pot efectua întreruperile reale ale armăturii. Secțiunile respective sunt marcate pe diagrama momentelor și trasate pe schema de alcătuire a elementului. Lungimea de ancorare a armăturii, care poate fi întreruptă se determină cu formula *

$$l_{an} = \frac{V_{sw}}{2 \cdot q_{sw}} + 5 \cdot d_s \geq 20 \cdot d_s, \quad (3.22)$$

*Lungimea de ancorare a armăturii l_{pr} se va calcula și pentru barele din zona superioară a secțiunii grinzii cu scopul de a determina secțiunea, în care barele menționate sunt la sigur implicate în lucru și pot conlucra cu plasele la preluarea eforturilor de întindere de la acțiunea momentelor negative. Marcarea lungimii de ancorare a acestei armături se va face de la capătul ei, adică se va însemna distanța, începând cu care armătura de sus a carcaselor poate conlucra cu plasele de pe reazem.

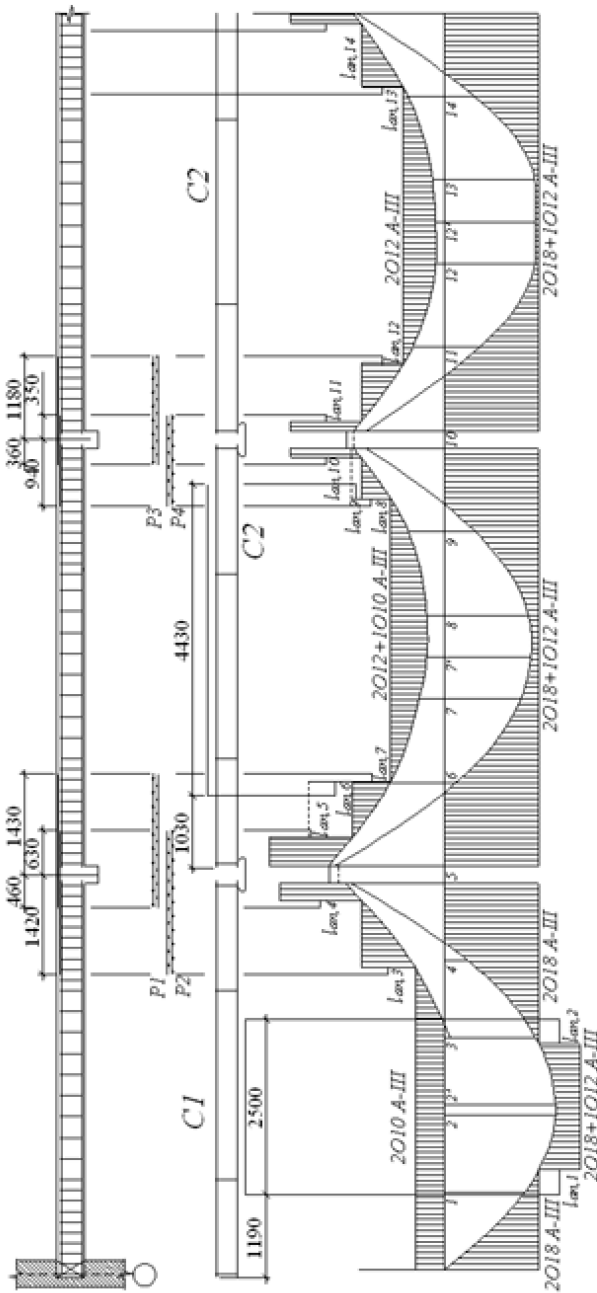


Fig. 15. Diagrama materialelor si armarea grinzii secundare

în care:

V_{sw} - forța tăietoare în secțiunea de întrerupere teoretică a armăturii, N;

q_{sw} - eforturile uniform repartizate pe o unitate de lungime a grinzii, care vor fi preluate de armătura transversală (etriere), în secțiunea de întrerupere teoretică a armăturii, N/cm;

d_s - diametrul barei, care se întrerupe, cm.

Valoarea lungimii de ancorare a armăturii, care se întrerupe în proiectul de an se admite să fie egală cu $20 d_s$.

Lung. de ancorare $l_{an,i}$	Diametrul barei întrerupte d_s , mm	$l_{an} = 20 \cdot d_s$ cm	Lung. de ancor. $l_{an,i}$	Diam. barei întrerupt d_s , mm	$l_{an} = 20d_s$ cm
$l_{an,1}$	18	36	$l_{an,8}$	5	10
$l_{an,2}$	18	36	$l_{an,9}$	10	20
$l_{an,3}$	5	10	$l_{an,10}$	5	10
$l_{an,4}$	5	10	$l_{an,11}$	5	10
$l_{an,5}$	5	10	$l_{an,12}$	5	10
$l_{an,6}$	10	20	$l_{an,13}$	5	10
$l_{an,7}$	5	10	$l_{an,14}$	5	10

8) se conturează diagramele înfășurătoare și a materialelor, se hașurează sectoarele dintre diagrame, care indică existența unei rezerve oarecare. Se depun valorile lungimilor de ancorare a barelor și se fac înscrierile și marcările de rigoare, atât pe diagrame, cât și pe schemele de alcătuire, accentuând lungimea barelor scurte, precum și ordonatele acestora. De asemenea se fac corectările ce țin de armarea grinzii pe reazeme, modificând și amplasând în corespundere cu diagramele menționate lățimea și coordonatele plaselor respective.

Capitolul IV: CALCULUL GRINZII SECUNDARE LA GRUPA DE STĂRI LIMITĂ DE SERVICIU (SLS)

4.1. Calcul la fisurare. Principii generale referitoare la fisurarea elementelor din beton armat.

Verificarea la fisurabilitate (starea limită de fisurare) are drept scop asigurarea longevității elementelor respective. Din punct de vedere al condițiilor de exploatare și verificare la fisurare a elementelor din beton armat și beton precomprimat sunt prevăzute trei clase (categorii):

- a) clasa I - fisuri nu se admit până la rupere;
- b) clasa II - se admit fisuri de scurtă durată $W_{cr,1}$ cu deschideri limitate, dar care trebuie să fie închise (lipsesc) la încărcări de lungă durată;
- c) clasa III - se admit fisuri de scurtă - $W_{cr,1}$ și lungă - $W_{cr,2}$ durată cu deschiderea fisurilor limitată.

În care:

1. *Fisurile de scurtă durată $W_{cr,1}$ se consideră cele provocate de acțiunea concomitentă a încărcărilor permanente și temporare de lungă și scurtă durată;*
2. *Fisurile de lungă durată $W_{cr,2}$ se consideră cele provocate de acțiunea de lungă durată cu încărcări permanente și temporare de lungă durată, adică de acțiunea încărcărilor cvasipermanente.*

În proiectul de an se va calcula la fisurabilitate grinda secundară a planșeului la categoria (clasa) de fisurare III cu limitele $W_{cr,1} = 0,4$ mm. și/sau $W_{cr,2} = 0,3$ mm., (v. tab. 30 [1]).

4.2. Calculul la fisurare

4.2.1 Verificarea la apariția fisurilor normale

Verificarea elementelor încovoiate, excentric comprimate și excentric întinse la fisurabilitatea normală se efectuează cu relația:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (4.1)$$

în care,

M_r - momentul exterior de acțiune (solicitat) la care se verifică fisurabilitatea față de axa care trece prin extremitatea sâmburelui central opus marginii întinse sau mai puțin comprimate a secțiunii transversale a elementului și se determina cu relația,

$$M_r = M, \quad (4.2)$$

M_{crc} – momentul, la care e posibilă apariția fisurilor normale față de axa longitudinală a elementului, se calculează cu relația:

$$M_{crc} = R_{ct,ser} \cdot W_{pl}, \quad (4.3)$$

în care,

W_{pl} - modulul (momentul) elastoplastic de rezistență al secțiunii ideale, pentru fibrele întinse, se calculează cu relația:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red}, \quad (4.4)$$

unde:

γ coeficient care pentru secțiuni de profil T cu placa situata in zona comprimata = 1,75.

Momentul elastic de rezistenta a secțiunii pentru marginea întinsă a acestei secțiuni:

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} \quad (4.5)$$

unde:

I_{red} – momentul de inerție al secțiunii reduse fata de centrul de greutate al secțiunii,

y_0 - distanta dintre marginea inferioara a nervurii si centrul de greutate a secțiunii reduse se calculează cu formula:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} \quad (4.6)$$

unde:

A_{red} – aria redusa a secțiunii grinzii;

S_{red} – momentul static al secțiunii reduse fata de marginea inferioara,

α – coeficientul de echivalență al armaturii, $\alpha = \frac{E_s}{E_c}$.

Determinăm sarcina totală normată pe un metru de lungime:

$$\begin{aligned} q^n &= (g + V) \cdot l_{sl,2} + G_{sb} = (g + V) \cdot l_{sl,2} + (h_{sb} - h_{sl}) \cdot b_{sb} \cdot \rho_c = \\ &= (2,78 + 9,5) \cdot 2,1 + (0,4 - 0,1) \cdot 0,2 \cdot 25 = 27,43 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

Determinăm sarcina permanentă si de lungă durată (cvasipermanenta) normată pe un metru de lungime:

$$\begin{aligned} q_l^n &= (g + V_l) \cdot l_{sl,2} + G_{sb} = \\ &= (2,78 + 7,5) \cdot 2,1 + (0,4 - 0,1) \cdot 0,2 \cdot 25 = 23,23 \frac{kN}{m} \end{aligned}$$

$g, V, V_l, l_{sl,2}, G_{sb}$, (vezi punctele 2.2, 3.2 si tabelul 1.)

Calculăm valorile normate ale momentelor încovoietoare (maxime) de la sarcina totală normată și sarcina permanentă și de lungă durată normată:

$$M^n = M'_2 \cdot \frac{q^n}{q} = 79,46 \cdot \frac{27,43}{29,19} = 74,67 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{i,l}^n = M'_{2,l} \cdot \frac{q_l^n}{q} = 79,46 \cdot \frac{23,23}{29,19} = 63,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

q, M^2 (vezi punctul 3.2 si tabelul 2)

Calculam coeficientul de echivalență al armaturii,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200}{23} = 8,696.$$

Aria redusa a secțiunii grinzii este:

$$A_{red} = A + \alpha \cdot A_s = b'_{f,1} \cdot h'_f + b_{sb} \cdot (h - h'_f) + \alpha \cdot A_s =$$

$$= 176 \cdot 8 + 20 \cdot 32 + 8,7 \cdot 6,22 = 2101,73 \text{ cm}^2$$

unde: A_s este aria armăturii din grinda secundară din prima deschidere (vezi p. 3.6.1.1.)

$$2 \text{ bare } \varnothing 18 \text{ mm} + 1 \varnothing 12 \text{ mm}, \quad A_s = 6,22 \text{ cm}^2.$$

Momentul static al secțiunii reduse fata de marginea inferioară:

$$S_{red} = S_0 + \alpha \cdot S_s = b'_{f,1} \cdot h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b (h - h'_f) \left(\frac{h - h'_f}{2} \right) +$$

$$+ \alpha \cdot A_s \cdot a = 176 \cdot 8 \cdot 36 + 20 \cdot 32 \cdot 16 + 8,7 \cdot 6,22 \cdot 3 = 61077,46 \text{ cm}^3$$

Cu formula (4.6) determinăm distanta dintre marginea inferioară a nervurii si centrul de greutate a secțiunii reduse:

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{61077,46}{2101,73} = 29,06 \text{ cm}$$

Momentul de inerție al secțiunii reduse fata de centrul de greutate al secțiunii:

$$\begin{aligned}
 I_{red} &= I + \alpha \cdot A_s \cdot y_s^2 = \frac{b'_{f,1} \cdot h'_{f,1}{}^3}{12} + b'_{f,1} \cdot h'_{f,1} \cdot y_1^2 + \frac{b(h-h'_f)^3}{12} + \\
 &+ b(h-h'_f) y_2^2 + \alpha \cdot A_s \cdot y_s^2 = \frac{174 \cdot 8^3}{12} + 174 \cdot 8 \cdot 6,94^2 + \frac{20 \cdot 32^3}{12} + \\
 &+ 20 \cdot 32 \cdot 13,06^2 + 8,7 \cdot 6,22 \cdot 26,06^2 = 275810,43 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

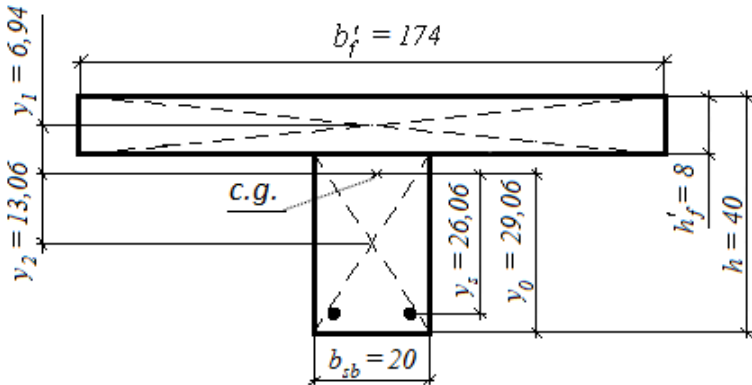


Fig. 15. Centrul de greutate al secțiunii grinzii transversale

Momentul elastic de rezistență (4.5):

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{275810,43}{29,06} = 9490,89 \text{ cm}^3$$

Modulul (momentul) elastoplastic de rezistență al secțiunii ideale a grinzii (4.4):

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 1,75 \cdot 9490,89 = 16609,06 \text{ cm}^3$$

Momentul de fisurare (4.3):

$$M_{crc} = R_{ct,ser} \cdot W_{pl} = 1,15 \cdot 10^3 \cdot 16609,06 \cdot 10^{-6} = 19,1 \text{ kNm}$$

unde: $R_{ct,ser} = 1,15 \text{ MPa}$ tab 5 [1] pentru beton C15

Verificăm inegalitatea formulei (4.1) și observăm că:

$$M^n > M_{crc} \Leftrightarrow 74,67 > 19,91$$

prin urmare în zona întinsă se creează fisuri normale.

4.2.2 Verificarea la deschiderea fisurilor normale

Verificarea la deschiderea fisurilor se efectuează prin limitarea deschiderii normale cu relațiile:

a) pentru fisurile de scurtă durată:

$$W_{crc,1} = \gamma (W_{crc,sh1} - W_{crc,sh2} + W_{crc,l}), \quad (4.7)$$

b) pentru fisurile de lungă durată:

$$W_{crc,2} = \gamma W_{crc,l}, \quad (4.8)$$

unde γ - coeficient ce caracterizează starea de tensionare și siguranța statistică, egal cu: - $\gamma = 1,7$ (pentru elementele încovoiate, excentric comprimate sau excentric întinse);

$W_{crc,sh1}$ - deschiderea (inițială) a fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale,

$W_{crc,sh2}$ - deschiderea (inițială) a fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente),

$W_{crc,l}$ - deschiderea fisurilor de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată.

Deschiderea fisurilor normale sau înclinate față de axa longitudinală a elementului se calculează cu relația:

$$W_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \lambda_{crc}, \quad (4.9)$$

în care,

ψ_s - coeficient ce reflectă conlucrarea "betonului cu armătura în secțiunile dintre fisuri, se calculează cu relația:

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m \leq 1,0 \quad (4.10)$$

φ_{ls} - coeficient, care ia în considerare tipul armăturii de rezistență și durata de acțiune a sarcinii, se adoptă din Tabelul 34 [1], și anume:

la acțiuni de scurtă durată și armătură din bare cu profil periodic $\varphi_{ls} = 1,1$, iar la acțiuni de lungă durată (indiferent de tipul armăturii) $\varphi_{ls} = 0,8$

φ_m - parametru, care caracterizează raportul dintre efortul preluat de secțiune până la apariția fisurilor și efortul care acționează în secțiune, adică la care se fac calculele:

$$\varphi_m = \frac{R_{ct,ser} \cdot W_{pl}}{M_r} = \frac{M_{crc}}{M_r} \leq 1,0 \quad (4.11)$$

σ_s - tensiunile în armătura de la acțiunea eforturilor exterioare, care pentru elementele încovoiate se calculează cu relația:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}, \quad (4.12)$$

Z - brațul de pârghie al eforturilor interioare (distanța de la centrul zonei comprimate până la armătura S), se calculează cu relația:

$$Z = h_0 \left[1 - \frac{\xi}{2} \right], \quad (4.13)$$

Valoarea lui ξ (înălțimea relativă a zonei comprimate) se calculează cu relația:

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} \leq 1,0 \quad (4.14)$$

în care, β - coeficient care se adoptă = 1,8 pentru betonul obișnuit și ușor,

δ - coeficient ce caracterizează momentul static al secțiunii comprimate față de axa care trece prin centrul armăturii A_s , se calculează cu formula:

$$\delta = \frac{M_{tot}}{R_{c,ser} b h_0^2}, \quad (4.15)$$

λ și φ_f - coeficienți ce țin cont de influență tălpii comprimate a elementelor la calculul rigidității sau al curburii lor, se calculează cu formulele:

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right), \quad (4.16)$$

și

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b) \cdot h'_f}{b \cdot h_0}, \quad (4.17)$$

Pentru elementele cu secțiunea dreptunghiulară și în formă de T, cu talpa în zona întinsă în formulele (4.13, 4.16 și 4.17) h'_f se înlocuiește cu $2 \cdot a'$ în cazul prezenței armăturii S' în zona comprimată, sau $h'_f = 0$, dacă ea lipsește.

Pentru secțiunea cu talpa în zona comprimată, în cazul când $\xi < h'_f/h_0$ valorile φ_f , ξ , z și $(1/r)$ se calculează ca pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea $b = b'_f$.

În relația (4.9), E_s - modulul de elasticitate al armăturii intersectate de fisuri,

λ_{crc} - distanța medie dintre fisuri, se calculează cu relația:

$$\lambda_{crc} = \eta \frac{\theta \cdot d_s}{\mu}, \quad (4.18)$$

în care, η - coeficient ce ține cont de aderența betonului la armătură, se adoptă $\eta = 0,7$ pentru armătura laminată la cald cu proeminență (profil periodic);

μ - coeficient de armare,

d_s - diametrul mediu al armăturii, mm,

θ - coeficient, se determină pentru elementele încovoiate:

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{W_{pl}}{b \cdot h_0 \cdot z} - \frac{\alpha}{\nu} \mu \right), \quad (4.19)$$

în care, W_{pl} - modulul elastoplastic de rezistență al secțiunii ideale, se calculează cu relația (4.4),

b și h_0 - lățimea și înălțimea efective ale secțiunii transversale elementului de verificat,

z - brațul de pârghie al eforturilor interioare, se calculează cu relația (4.13),

$$\alpha - \text{coeficient de echivalență al armăturii} \quad \alpha = \frac{E_s}{E_c},$$

ν - coeficient care caracterizează starea elastoplastică a betonului din zona comprimată, se determină din Tabelul 33 [1] și care pentru elementele din beton obișnuit după durata de acțiune a sarcinii:

$$\text{acțiune de scurtă durată} \quad \nu = 0,45$$

$$\text{acțiune de lungă durată} \quad \nu = 0,15$$

4.2.2.1 Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale ($W_{crc,sh1}$)

Cu formula (11) calculăm parametru φ_m :

$$\varphi_m = \frac{M_{crc}}{M^n} = \frac{19,1}{74,67} = 0,26 \leq 1,0$$

Din (4.15) calculăm coeficientul δ

$$\delta = \frac{M^n}{R_{c,ser} b h_0^2} = \frac{74,67}{11 \cdot 10^3 \cdot 1,76 \cdot 0,37^2} = 0,028$$

unde: $R_{c,ser} = 11$ MPa tab. 5 [1] pentru beton C15

înălțimea relativă a zonei comprimate se calculează cu relația (4.14)

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu'\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,028 + 0)}{10 \cdot 0,00096 \cdot 8,7}} = 0,064 \leq 1,0$$

$$\text{unde } \mu' = \frac{A_s}{b'_{f,1} \cdot h_0} = \frac{6,22}{176 \cdot 37} = 0,00096$$

Pentru secțiunea cu talpa în zona comprimată, în cazul când $\xi < h'_f/h_0$ valorile φ_f , ξ , z și $(1/r)$ se calculează ca pentru secțiunea dreptunghiulară cu lățimea $b=b'_f$.

$\xi=0.064 < 8/37 = 0.22$ pentru calculul valorilor φ_f , ξ , z vom avea $b=b'_f = 176 \text{ cm}$.

Deoarece $b=b'_f$ din relația (4.17 și 4.16) $\varphi_f = 0 \Rightarrow \lambda = 0$

Cu (4.13) calculăm brațul de pârghie al eforturilor interioare:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\xi}{2} \right] = 37 \left(1 - \frac{0,064}{2} \right) = 0,36 \text{ m}$$

Tensiunile în armătura de la acțiunea eforturilor exterioare se calculează cu formula (4.12):

$$\sigma_s = \frac{M^n}{A_s z} = \frac{74,67}{6,22 \cdot 36 \cdot 10^{-6}} = 335,26 \text{ MPa}$$

cu relația (10) calculăm ψ_s

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,26 = 0,97 \leq 1,0$$

coeficientul θ se determina cu relația (4.19)

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{W_{pl}}{bh_0 z} - \frac{\alpha}{\nu} \mu \right) = \frac{1}{4} \left(\frac{16609,06}{20 \cdot 37 \cdot 36} - \frac{8,7}{0,45} 0,0084 \right) = 0,116$$

$$\text{unde } \mu = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{6,22}{20 \cdot 40} = 0,0084$$

Distanța medie dintre fisuri, se calculează cu relația (4.18):

$$\lambda_{crc} = \eta \frac{\theta d_s}{\mu} = 0,7 \frac{0,116 \cdot 0,016}{0,0084} = 154,69 \text{ mm}$$

d_s diametrul mediu al armăturii $d_s = (2 \cdot 18 + 12)/3 = 16 \text{ mm}$.

Deschiderea fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale se calculează cu relația (4.9):

$$W_{crc,sh1} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \lambda_{crc} = 0,97 \cdot \frac{335261,24}{200 \cdot 10^6} \cdot 0,155 = 0,25 \text{ mm}$$

4.2.2.2 Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{crc,sh2}$)

Cu formula (11) calculăm parametru φ_m :

$$\varphi_m = \frac{M_{crc}}{M^n} = \frac{19,1}{63,24} = 0,30 \leq 1,0$$

Din (4.15) calculăm coeficientul δ

$$\delta = \frac{M_l^n}{R_{c,ser} b h_0^2} = \frac{63,24}{11 \cdot 10^3 \cdot 1,76 \cdot 0,37^2} = 0,024$$

unde:

$$R_{c,ser} = 11 \text{ MPa tab. 5 [1] pentru beton C15}$$

înălțimea relativă a zonei comprimate se calculează cu relația (4.14)

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu'\alpha}} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,024 + 0)}{10 \cdot 0,00096 \cdot 8,7}} = 0,065 \leq 1,0 \end{aligned}$$

Cu (4.13) calculăm brațul de pârghie al eforturilor interioare:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\xi}{2} \right] = 37 \left(1 - \frac{0,065}{2} \right) = 0,36 \text{ m}$$

Tensiunile în armătura de la acțiunea eforturilor exterioare se calculează cu formula (4.12):

$$\sigma_s = \frac{M_l^n}{A_s \cdot z} = \frac{63,24}{6,22 \cdot 36 \cdot 10^{-6}} = 284,08 \text{ MPa}$$

cu relația (10) calculăm ψ_s

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m = 1,25 - 1,1 \cdot 0,30 = 0,92 \leq 1,0$$

coeficientul θ se determina cu relația (4.19)

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{W_{pl}}{bh_0 z} - \frac{\alpha}{\nu} \mu \right) = \frac{1}{4} \left(\frac{16609,06}{20 \cdot 37 \cdot 36} - \frac{8,7}{0,45} \cdot 0,0084 \right) = 0,116$$

Distanța medie dintre fisuri, se calculează cu relația (4.18):

$$\lambda_{crc} = \eta \frac{\theta d_s}{\mu} = 0,7 \frac{0,116 \cdot 0,016}{0,0084} = 154,81 \text{ mm}$$

Deschiderea fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată se calculează cu relația (4.9):

$$W_{crc,sh2} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \lambda_{crc} = 0,92 \cdot \frac{284084,4}{200 \cdot 10^6} \cdot 0,155 = 0,20 \text{ mm}$$

4.2.2.3 Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{crc,l}$)

Cu formula (11) calculăm parametru φ_m :

$$\varphi_m = \frac{M_{crc}}{M^n} = \frac{19,1}{63,24} = 0,30 \leq 1,0$$

Din (4.15) calculăm coeficientul δ

$$\delta = \frac{M_l^n}{R_{c,ser} b h_0^2} = \frac{63,24}{11 \cdot 10^3 \cdot 1,74 \cdot 0,37^2} = 0,024$$

unde: $R_{c,ser} = 11 \text{ MPa}$ tab. 5 [1] pentru beton C15

înălțimea relativă a zonei comprimate se calculează cu relația (4.14)

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu'\alpha}} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,024+0)}{10 \cdot 0,00096 \cdot 8,7}} = 0,065 \leq 1,0$$

Cu (4.13) calculăm brațul de pârghie al eforturilor interioare:

$$Z = h_0 \left[1 - \frac{\xi}{2} \right] = 37 \left(1 - \frac{0,065}{2} \right) = 0,36 \text{ m}$$

Tensiunile în armătura de la acțiunea eforturilor exterioare se calculează cu formula (4.12):

$$\sigma_s = \frac{M_l^n}{A_s z} = \frac{63,24}{6,22 \cdot 36 \cdot 10^{-6}} = 284,08 \text{ MPa}$$

cu relația (4.10) calculăm ψ_s

$$\psi_s = (1,25 - \varphi_{ls} \cdot \varphi_m) = (1,25 - 0,8 \cdot 0,30) = 1$$

Distanța medie dintre fisuri calculată în pct. 4.2.2.1 și pct. 4.2.2.2, cu relația (4.18) este 155 mm:

Astfel deschiderea fisurilor de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată

$$W_{cr,l} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \lambda_{cr} = 1 \cdot \frac{284084,4}{200 \cdot 10^6} \cdot 0,155 = 0,22 \text{ mm}$$

Cu ajutorul formulelor (4.7) și (4.8) verificăm deschiderea:

a) pentru fisurile de scurtă durată:

$$W_{cr,1} = \gamma \cdot (W_{cr,sh1} - W_{cr,sh2} + W_{cr,l}) = 1,3 \cdot (0,25 - 0,20 + 0,22) = 1,3 \cdot 0,27 = 0,35 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

b) pentru fisurile de lungă durată:

$$W_{cr,2} = \gamma \cdot W_{cr,l} = 1,3 \cdot 0,22 = 0,29 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

Observăm ca în ambele cazuri deschiderea fisurilor este în limite normate (conform tab. 30 [1])

4.2.3. Verificarea la deschiderea fisurilor înclinate

Deschiderea fisurilor înclinate față de axa longitudinală a elementului (când este) armat cu armătura transversală (etriere) se calculează cu relația (4.9)

$$W_{crc} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_{sw}} \lambda_{crc}, \quad (4.9)$$

în care, σ_s - tensiunile medii în armătura transversală, se calculează cu relația:

$$\sigma_s = \frac{(1-0,75 \cdot \varphi_{crc}) \cdot V}{A_{sw} (3,5 \cdot \theta - 0,5 \cdot \varphi_{crc}) \cdot h_0} \cdot S, \quad (4.20)$$

în care:

V - forța tăietoare, la cărei valoare se determină deschiderea fisurii înclinate,

$\varphi_{crc} = V_{crc}/V$ - cota relativă a eforturilor preluate de beton până la fisurare,

θ - parametru care consideră secțiunea în care apare și se dezvoltă fisura înclinată principală:

$$\theta = \frac{M_{crc}}{h \cdot V_{crc}} \quad (4.21)$$

în care:

M_{crc} - momentul la care este posibilă apariția fisurilor normale, se calculează cu relația (4.3),

V_{crc} - forța tăietoare preluată de beton la etapa apariției fisurilor înclinate, se calculează cu relația (4.22),

$$V_{crc} = \varphi_{c3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{ct,ser} b h_0, \quad (4.22)$$

$$M_{crc} = \varphi_{c2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{ct,ser} b h_0^2, \quad (4.23)$$

Coeficientul φ_{c2} , care ia în considerare tipul betonului și se adoptă = 2,0 pentru beton greu.

Coeficientul φ_f , care ia în considerare secțiunea în formă de T:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0}, \quad (4.24)$$

în care, $b'_f \leq b + 3h'_f$,

Coefficientul φ_n , care ia în considerare forța longitudinală,
 ($\varphi_n = 0$ deoarece eforturi axiale nu sunt, $N = 0$)

Coefficientul φ_{c3} se adoptă = 0,6 pentru beton greu.

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}; \quad (4.25)$$

S - pasul etrierelor,

h_0 - înălțimea efectivă a secțiunii transversale,

h - înălțimea secțiunii transversale a elementului,

A_{sw} - aria armăturii transversale (secțiunii etrierelor).

R_{sw} - rezistența armăturii transversale.

E_{sw} - modulul de elasticitate al etrierelor,

λ_{crc} - distanța medie dintre fisuri, se calculează cu relația:

$$\lambda_{crc} = \min \left(\eta \cdot \frac{\theta \cdot d_{sw}}{\mu_{sw}}, h \right) \quad (4.26)$$

în care:

d_{sw} - diametrul etrierelor,

μ_{sw} - coeficientul de armare transversală $\mu_{sw} = \frac{A_{sw}}{b \cdot S}$,

θ - a se vedea notațiile la relația (4.21),

η - a se vedea notațiile la relația (4.18),

în relația (9), ψ_s - coeficient ce ține cont de conlucrarea betonului cu armătura, se calculează cu relația:

$$\psi_s = \min \left(1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw}}{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw} \left(1 + \frac{1,25}{\eta \theta} \right)} \right), 1 \right) \quad (4.27)$$

în care, α - coeficientul de echivalență al armăturii transversale; $\alpha = E_{sw}/E_c$,

ν - coeficientul de elasticitate al betonului, se determină din Tabelul 33 [1], coeficient care ține cont de durata de acțiune a încărcărilor (vezi mai sus).

Calculam valorile normate ale forțelor de forfecare (maxim) de la sarcina totala normata si sarcina permanenta si de lunga durata normata:

$$V^n = V_1^{lef} \cdot \frac{q^n}{q} = 96,31 \cdot \frac{27,43}{29,19} = 90,51 \text{ kN} \cdot m$$

$$V_i^n = V_1^{lef} \cdot \frac{q_i^n}{q} = 96,31 \cdot \frac{23,23}{29,19} = 76,65 \text{ kN} \cdot m$$

q , V_1^{lef} (vezi punctul 3.2 si tabelul 2); q^n , q_i^n (vezi punctul 4.2.1).

cu relația (4.24) calculam coeficientul φ_f :

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{(44 - 20)8}{20 \cdot 37} = 0,19$$

unde: $b'_f \leq b + 3h'_f \Rightarrow b'_f = 20 + 3 \cdot 8 = 44 \text{ cm}$

Cu relația (4.22) calculam forța tăietoare preluata de beton la etapa apariției fisurilor înclinate:

$$\begin{aligned} V_{crc} &= \varphi_{c3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{ct,ser} b h_0 = \\ &= 0,6 (1 + 0 + 0,19) \cdot 1,15 \cdot 10^3 \cdot 0,2 \cdot 0,37 = 61 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.2.3.1 Calculul deschiderii fisurilor inclinate de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale ($W_{crc,sh1}$)

Calculam coeficientul φ_{crc} si parametrul θ cu relația (4.21)

$$\varphi_{crc} = \frac{V_{crc}}{V^n} = \frac{61}{90,51} = 0,67;$$

$$\theta = \frac{M_{crc}}{hV_{crc}} = \frac{19,1}{0,4 \cdot 61} = 0,78.$$

tensiunile medii în armătura transversală, se calculează cu relația (4.20):

$$\sigma_s = \frac{(1-0,75\varphi_{crc}) \cdot V^n}{A_{sw} (3,5\theta - 0,5\varphi_{crc}) \cdot h_0} \cdot S =$$

$$= \frac{(1-0,75 \cdot 0,67) \cdot 90,51 \cdot 0,15}{0,566 \cdot 10^{-4} (3,5 \cdot 0,78 - 0,5 \cdot 0,67) \cdot 0,37} = 132,5 \text{ MPa}$$

cu relația (26) se calculează distanța medie dintre fisuri:

$$\lambda_{crc} = \min \left(\eta \cdot \frac{\theta \cdot d_{sw}}{\mu_{sw}}, h \right) = \min \left(1 \cdot \frac{0,78 \cdot 0,006}{0,0019}, 0,4 \right) = 0,4 \text{ m}$$

coeficientul ψ_s , se calculează cu relația (27):

$$\psi_s = \min \left(1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw}}{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw} \left(1 + \frac{1,25}{\eta \theta} \right)} \right), 1 \right) =$$

$$= 1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{9,13}{0,45} \cdot 0,0019}{1 + \frac{9,13}{0,45} \cdot 0,0019 \left(1 + \frac{1,25}{1 \cdot 0,78} \right)} \right) = 0,078$$

deschiderea fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale se calculează cu relația (4.9):

$$W_{crc,sh1} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_{sw}} \lambda_{crc} = 0,081 \cdot \frac{132495,8}{21 \cdot 10^7} \cdot 0,4 = 0,02 \text{ mm}$$

4.2.3.2 Calculul deschiderii fisurilor inclinate de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{crc,sh2}$)

Calculăm coeficientul φ_{crc} și parametrul θ cu relația (4.21)

$$\varphi_{crc} = \frac{V_{crc}}{V_l^n} = \frac{61}{76,65} = 0,8;$$

$$\theta = \frac{M_{crc}}{hV_{crc}} = \frac{19,1}{0,4 \cdot 61} = 0,78.$$

tensiunile medii în armătura transversală, se calculează cu relația (4.20):

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{(1 - 0,75\varphi_{crc}) \cdot V_l^n}{A_{sw} (3,5\theta - 0,5\varphi_{crc}) \cdot h_0} \cdot S = \\ &= \frac{(1 - 0,75 \cdot 0,8) \cdot 76,65 \cdot 0,15}{0,566 \cdot 10^{-4} (3,5 \cdot 0,78 - 0,5 \cdot 0,8) \cdot 0,37} = 93,85 \text{ MPa} \end{aligned}$$

cu relația (4.26) se calculează distanța medie dintre fisuri:

$$\lambda_{crc} = \min \left(\eta \cdot \frac{\theta \cdot d_{sw}}{\mu_{sw}}, h \right) = \min \left(1 \cdot \frac{0,78 \cdot 0,006}{0,0019}, 0,4 \right) = 0,4 \text{ m}$$

coeficientul ψ_s , se calculează cu relația (4.27):

$$\begin{aligned} \psi_s &= \min \left(1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw}}{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw} \left(1 + \frac{1,25}{\eta\theta} \right)} \right), 1 \right) = \\ &= 1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{9,13}{0,45} \cdot 0,0019}{1 + \frac{9,13}{0,45} \cdot 0,0019 \left(1 + \frac{1,25}{1 \cdot 0,78} \right)} \right) = 0,078 \end{aligned}$$

Deschiderea fisurilor de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată se calculează cu relația (4.9):

$$W_{crc,sh2} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_{sw}} \lambda_{crc} = 0,078 \cdot \frac{93853,4}{21 \cdot 10^7} \cdot 0,4 = 0,01 \text{ mm}$$

4.2.3.3 Calculul deschiderii fisurilor inclinate de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{crc,l}$)

Calculăm coeficientul φ_{crc} și parametrul θ cu relația (4.21)

$$\varphi_{crc} = \frac{V_{crc}}{V_l^n} = \frac{61}{76,65} = 0,8;$$

$$\theta = \frac{M_{crc}}{hV_{crc}} = \frac{19,1}{0,4 \cdot 61} = 0,78.$$

tensiunile medii în armătura transversală, se calculează cu relația (4.20):

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{(1 - 0,75\varphi_{crc}) \cdot V_l^n}{A_{sw} (3,5\theta - 0,5\varphi_{crc}) \cdot h_0} \cdot S = \\ &= \frac{(1 - 0,75 \cdot 0,8) \cdot 76,65 \cdot 0,15}{0,566 \cdot 10^{-4} (3,5 \cdot 0,78 - 0,5 \cdot 0,8) \cdot 0,37} = 93,85 \text{ MPa} \end{aligned}$$

cu relația 4.(26) se calculează distanța medie dintre fisuri:

$$\lambda_{crc} = \min \left(\eta \cdot \frac{\theta \cdot d_{sw}}{\mu_{sw}}, h \right) = \min \left(1 \cdot \frac{0,78 \cdot 0,006}{0,0019}, 0,4 \right) = 0,4 \text{ m}$$

coeficientul ψ_s , se calculează cu relația (4.27):

$$\begin{aligned} \psi_s &= \min \left(1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw}}{1 + \frac{\alpha}{\nu} \mu_{sw} \left(1 + \frac{1,25}{\eta\theta} \right)} \right), 1 \right) = \\ &= 1,4 \left(1 - \frac{1 + \frac{9,13}{0,15} \cdot 0,0019}{1 + \frac{9,13}{0,15} \cdot 0,0019 \left(1 + \frac{1,25}{1 \cdot 0,78} \right)} \right) = 0,199 \end{aligned}$$

Deschiderea fisurilor de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată se calculează cu relația (4.9):

$$W_{crc,l} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_{sw}} \lambda_{crc} = 0,199 \cdot \frac{93853,4}{21 \cdot 10^7} \cdot 0,4 = 0,04 \text{ mm}$$

Cu ajutorul formulelor (4.7) și (4.8) verificăm deschiderea:

a) pentru fisurile de scurtă durată:

$$W_{crc,1} = \gamma(W_{crc,sh1} - W_{crc,sh2} + W_{crc,l}) = 1,7(0,02 - 0,014 + 0,036) = 0,07 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm}$$

b) pentru fisurile de lungă durată:

$$W_{crc,2} = \gamma W_{crc,l} = 1,7 \cdot 0,036 = 0,06 \text{ mm} < 0,3 \text{ mm}$$

Observăm că în ambele cazuri deschiderea fisurilor este în limite normate (conform tab. 30 [1])

4.3. Starea limită de deformație

4.3.1 Principii generale

Verificarea la starea limită de deformație se face pentru ca în starea de exploatare, în elementele din beton armat să nu apară deplasări majore (săgeți, deformații unghiulare, oscilații).

Săgeata elementului din beton armat nu trebuie să depășească valoarea admisă, ținând cont de condițiile:

- tehnologice (condiții normale de lucru ale podurilor rulante, instalațiilor tehnologice, mașinilor etc.);
- constructive (influența elementelor învecinate, care limitează deformațiile; necesitatea de apăstra înclinări prescrise etc.);
- estetice (impresia oamenilor despre starea bună a elementelor).

Pentru proiectul de an valoare admisă a săgeții conform Tabelului 31 [1] este pentru elementele cu deschiderea:

$$l < 6 \quad f_{lim} = l/200$$

$$6 \leq l \leq 7,5 \quad f_{lim} = 3 \text{ cm}$$

$$l > 7,5 \quad f_{lim} = l/250$$

La acțiunea încărcărilor permanente, de lungă și scurtă durată săgeata grinzilor și a plăcilor nu trebuie să depășească valorile egale cu 1/150 din deschiderea grinzii și cu 1/75 din lungimea consolei.

4.3.2 Determinarea curburii elementelor din beton armat pe sectoarele cu fisuri în zona întinsă

Pe sectoarele, în care în zona întinsă apar fisuri normale la axa longitudinală a elementului, curbura elementelor precomprimate încovoiate, comprimate și întinse excentric cu $e_{0,tot} \geq 0,8 \cdot h_0$, cusecțiunea dreptunghiulară, în forma de T și de dublu T (cutie) se calculează cu formula:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{tot}}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s (A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) b h_0 \nu_c E_c} \right] \quad (4.28)$$

în care:

M_{tot} - momentul față de axa perpendiculară pe planul de acțiune al momentului și care trece prin centrul de greutate al armăturii A de la toate forțele amplasate pe de o parte a secțiunii examinate și de la efortul de precomprimare P,

z - distanța de la centrul de greutate al ariei secțiunii armăturii A până la punctul de aplicare rezultantei eforturilor din zona comprimată în secțiunea deasupra fisurii, se calculează cu formula (4.13),

$\psi_s, \varphi_f, \xi, \nu_c$, (vezi p. 4.2.2)

ψ_c - coeficient care consideră distribuția neuniformă a deformațiilor fibrei extreme comprimate a betonului pe sectorul cu fisuri, se adoptă egal cu = 0,9 (pentru betonul

obișnuit, cu agregate fine, ușor de clasa mai mare de C7,5 și LC7,5).

Valoarea curburii totale $(1/r)_{tot}$ pentru sectorul cu fisuri în zona întinsă se calculează cu formula:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (4.29)$$

în care:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 - \text{curbura de la acțiunea de scurta durată a sarcinii}$$

totale, la care se verifică deformațiile,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 - \text{curbura de la acțiunea de scurtă durată a sarcinilor}$$

permanente și de lungă durată,

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 - \text{curbura de la acțiunea de lungă durată a sarcinilor}$$

permanente și de lungă durată,

Valorile curburii $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ și $(1/r)_3$ se calculează cu formula (28). Valorile coeficienților ψ_c și v_c pentru calculul curburii $(1/r)_1$ și $(1/r)_2$ se determină de la acțiunea de scurtă durată a sarcinii. Dacă $(1/r)_1$ și $(1/r)_2$ sunt negative, atunci ele se adoptă egale cu zero.

4.3.2.1 Determinarea curburii de la acțiunea de scurta durată a sarcinii totale

determinăm curbura cu formula (28):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M^n}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s(A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) b h_0 v_c E_c} \right] = \frac{74,67}{0,37 \cdot 0,36} \cdot \left[\frac{0,97}{200 \cdot 10^6 \cdot 6,22 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0 + 0,064) \cdot 1,76 \cdot 0,37 \cdot 0,45 \cdot 23 \cdot 10^6} \right] = 5,56 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}$$

unde:

$$\psi_s, \varphi_f, \xi, v_c, \text{ (vezi p. 4.2.2.1)}$$

4.3.2.2 Determinarea curburii de la acțiunea de scurtă durată a sarcinilor permanente și de lungă durată

determinăm curbura cu formula (4.28):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l^n}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s(A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) b h_0 v_c E_c} \right] = \frac{63,24}{0,37 \cdot 0,36} \cdot \left[\frac{0,97}{200 \cdot 10^6 \cdot 6,22 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0 + 0,065) \cdot 1,76 \cdot 0,37 \cdot 0,45 \cdot 23 \cdot 10^6} \right] = 4,69 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}$$

unde:

$$\psi_s, \varphi_f, \xi, v_c, \text{ (vezi p. 4.2.2.2)}$$

4.3.2.3 Determinarea curburii de la acțiunea de lungă durată a sarcinilor permanente și de lungă durată

determinăm curbura cu formula (4.28):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{M_l^n}{h_0 z} \left[\frac{\psi_s}{E_s (A_s + A_{sp})} + \frac{\psi_c}{(\varphi_f + \xi) b h_0 v_c E_c} \right] = \frac{63,24}{0,37 \cdot 0,36} \cdot \left[\frac{1}{200 \cdot 10^6 \cdot 6,22 \cdot 10^{-4}} + \frac{0,9}{(0 + 0,065) \cdot 1,76 \cdot 0,37 \cdot 0,15 \cdot 23 \cdot 10^6} \right] = 4,81 \cdot 10^{-3} \frac{1}{m}$$

unde:

$\psi_s, \varphi_f, \xi, v_c$, (vezi p. 4.2.2.3)

4.3.3 Determinarea săgeților

Pentru elementele încovoiate cu secțiunea constantă și $l/h \geq 10$, săgeata totală se calculează cu formula:

$$f_m = \left(\frac{1}{r}\right)_{\max} S l^2, \quad (4.30)$$

în care:

$\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ – curbura totală în secțiunea cu momentul de

încovoiere maxim de la sarcina pentru care se determină săgeata,

S - coeficient care depinde de schema de calcul a elementului, de tipul sarcinii și egal 5/48 pentru grinda simplu rezemată cu sarcina uniform distribuită.

l – lungimea grinzii care se afla în zona întinsă (acționată de momente pozitive)

Săgeata totală se calculează în prezența fisurilor cu formula:

$$f = f_1 - f_2 + f_3, \quad (4.3)$$

1)

În care, săgețile f_1, f_2, f_3 , corespund curburilor cu aceiași indiciu.

Verificare la starea limită de deformație constă în verificarea condiției:

$$f \leq f_{lim}, \quad (4.32)$$

în care:

f_{lim} - săgeata admisă limită a elementului (conform Tab. 31 [1]).

Calculăm l (sau dacă diagrama momentelor este desenată în scara se poate de măsurat l direct din desen, pentru o precizie mai mare):

- lungimea grinzii din prima deschidere care se află în zona întinsă (acționată de momente pozitive), altfel spus, lungimea grinzii în care talpa se află în zona comprimată.

Pentru detalii vezi p. 3.6.1 - $l_{0, sb, 1}^{int} = 4,68 \text{ m}$

Calculăm săgețile f_1, f_2, f_3 cu formula (4.30), care corespund curburilor cu același indiciu:

$$f_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_1 Sl^2 = 5,56 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{5}{48} \cdot 4,68^2 = 12,67 \text{ mm}$$

$$f_2 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 Sl^2 = 4,69 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{5}{48} \cdot 4,68^2 = 10,7 \text{ mm}$$

$$f_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 Sl^2 = 4,81 \cdot 10^{-3} \cdot \frac{5}{48} \cdot 4,68^2 = 10,98 \text{ mm}$$

Săgeata totală se calculează cu relația (4.31):

$$f = f_1 - f_2 + f_3 = 12,67 - 10,7 + 10,98 = 12,95 \text{ mm} = 1,3 \text{ cm}$$

valoare admisă a săgeții conform Tabelului 31 [1] este

$$f_{lim} = \frac{l_0}{200} = \frac{4,68}{200} = 0,023 \text{ m} = 2,3 \text{ cm}$$

Se observa ca relația (32) se respecta :

$$f < f_{lim} \Leftrightarrow 1,3 \text{ cm} < 2,3 \text{ cm}$$

Capitolul V: CALCULUL STATIC AL GRINZII PRINCIPALE (CADRUL ETAJAT)

În proiectul de curs, cum a fost indicat anterior, grinda se examinează ca riglă a unui cadru multietajat cu mai multe deschideri, cu schemă de calcul uniformă, deschideri egale (sau variază în limita 20 %) și înălțimile nivelelor egale. Cadrul multietajat este divizat în mai multe cadre cu un nivel. Divizarea se face la mijlocul înălțimii stâlpilor fiecărui nivel (cu excepția primului nivel), în secțiunile unde momentele încovoietoare sunt egale cu zero (fig.16).

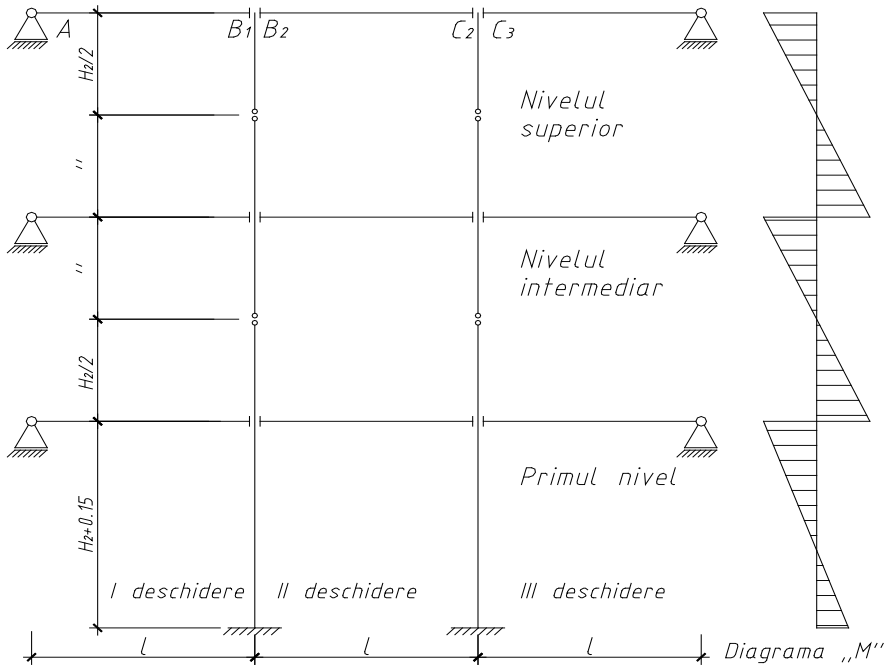


Fig.16. Schemele de calcul ale cadrelor multietajate și diagramele momentelor în stâlpi.

Pentru calculul cadrelor cu trei deschideri se folosesc tabele cu coeficienți auxiliari (tab.A.1). Aceste tabele pot fi folosite și pentru calculul cadrelor cu mai multe deschideri, adoptând valorile momentelor încovoietoare M în deschiderile mediane egale cu valoarea momentului încovoietor M în deschiderea mediană a cadrului cu trei deschideri.

Pentru determinarea valorilor M în secțiunile pe reazeme de la diferite grupări de încărcări (fig.17) se folosește principiul de acțiune independentă a forțelor:

$$M = (\alpha_1 g + \beta_i v),$$

unde:

α_1 - coeficient la încărcarea permanentă g .

β_i - coeficient la încărcarea temporară, care corespunde schemei respective de solicitare ($i=2,3,4$).

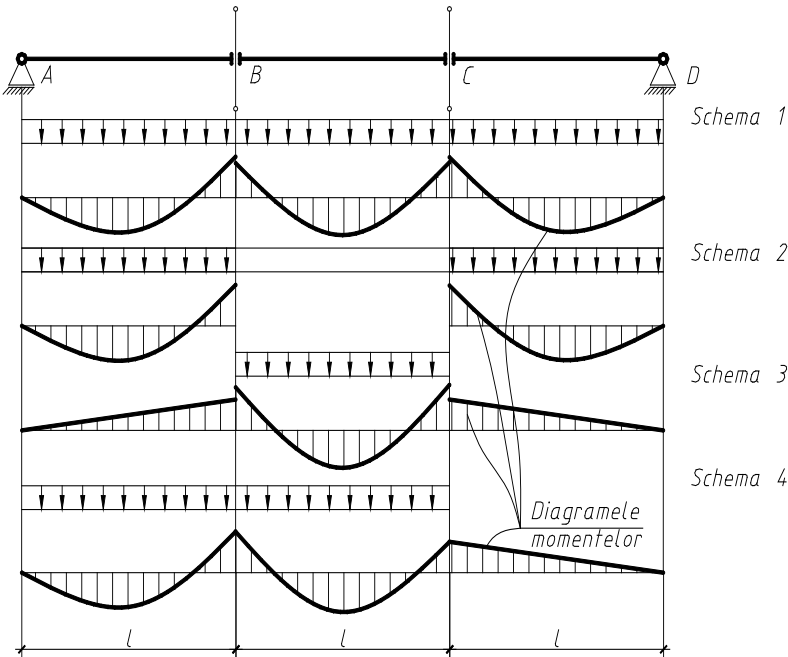


Fig. 17. Schemele de încărcare și diagramele momentelor.

La calculul grinzii cadrului e rațional să se țină seama de formarea articulațiilor plastice și redistribuirea momentelor încovoietoare cu țelul reducerii consumului materialelor și înlesnirii condițiilor uzinale de confecționare a grinzilor. De aceea, în grinda continuă se calculează momentele pe reazeme în stadiul elastic, apoi se multiplică cu coeficienții de corecție, care țin seama de rigiditatea diferită a secțiunilor din câmp și pe reazeme. În continuare cu momentele pe reazeme corectate se calculează momentele din câmp. Valorile momentelor corectate în secțiunile de calcul trebuie să alcătuiască nu mai puțin de 70% din valorile calculate în stadiul elastic.

Deschiderile de calcul ale grinzii se adoptă: în deschiderea marginală egală cu distanța de la centrul reazemului pe zidărie pînă la axa stîlpului (m)

$$l_{01} = l - a_1 - \frac{a_2}{2},$$

unde : l – distanța dintre 0 de tasare.

a_1 - distanța de la muchia interioară a peretelui pînă la axa de trasare (pentru peretele portant din cărămidă $a_1 = 0,2 \dots 0,25m$).

a_2 -lungimea de încastrare a grinzii în perete ($a_2 = 0,25 \dots 0,3m$);

în deschiderea mediană l_{02} - distanța între axele stîlpilor;

$$l_{02} = l.$$

Sarcina pe grindă de la plăcile planșeului poate fi uniform distribuită sau concentrată. Dacă numărul de forțe concentrate în deschidere este mai mare de patru, atunci ele se reduc la o sarcină echivalentă uniform distribuită.

Dimensiunile preliminare ale secțiunii transversale a grinzii le determinăm conform cerințelor constructive:

$$h \cong \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{15}\right)l; b \cong (0,3 \dots 0,4)h.$$

Secțiunea de calcul a grinzii pe reazemul B_1 se află pe muchia stîlpului, unde momentul încovoietor:

$$M_{11} = M_{B1} - Q_{B1} \left(\frac{h_{col}}{2} \right),$$

unde: M_{11} , Q_{B1} - momentul încovoietor și forța tăietoare pe axa stîlpului;

h_{st} - înălțimea secțiunii transversale a stîlpului ($b_{st} \leq h_{st}$ se obțin 40540 sau 40550 cm).

Momentul M_{11} are valoare maximă (după valoarea absolută) din partea deschiderii solicitate numai de sarcina permanentă g , de aceea în formula (4) valoarea Q_{B1} se determină de la acțiunea sarcinii permanente.

Înălțimea utilă a secțiunii grinzii:

$$h_0 \cong 1,8 \sqrt{\frac{M_{11}}{R_c b}}$$

Înălțimea grinzii:

$$h = h_0 + a,$$

unde: a – distanța de la centrul de greutate al armăturii de rezistență întinsă pînă la fibra extremă întinsă a betonului.

Momentele încovoietoare în secțiunile din cîmp ale grinzii se determină prin “suspendarea” de ordonatele momentelor pe reazeme ale unei parabole, care este funcția schimbării momentelor încovoietoare într-o grindă static determinată de la acțiunea sarcinii uniform distribuite.

Aria armăturii longitudinale a grinzii se determină din calculul la starea limită de rezistență în patru secțiuni normale: în cîmpul deschiderii marginale și mediane, la primul reazem intermediar și la reazemul median.

Calculul la starea limită de rezistență în secțiuni înclinate se execută pentru trei secțiuni: pe reazemul marginal din stînga și dreapta primului reazem intermediar.

5.1. Determinarea deschiderilor de calcul

Se cere de calculat la starea limită de rezistență în secțiuni normale și înclinate grinda cu trei deschideri ale unui cadru multietajat. Grinda este alcătuită din trei elemente, îmbinate rigid cu stâlpii în procesul betonării.

- marginală $l_{01} = l_{mb,1} - a_1 - \frac{a_2}{2} = 620 - 20 + \frac{20}{2} = 590 \text{ cm} .$

- mediană $l_{02} = l_{mb,2} = 630 \text{ cm} .$

5.2. Determinarea sarcinilor

Sarcina totală pe 1 m de lungime a grinzii este alcătuită din sarcina permanentă – de la planșeele intermediare și greutatea proprie a grinzii g și temporară v . Secțiunea transversală a grinzii este prezentată în fig.18. Aria secțiunii transversale:

$$A_{mb} = 0,25 \cdot 0,6 = 0,15 \text{ m}^2 .$$

Greutatea proprie a unui metru al grinzii:

$$G_{mb} = A_{mb} \cdot \rho \cdot \gamma_f \cdot \gamma_n = 0,15 \cdot 2500 \cdot 9,8 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 3,92 \frac{\text{kN}}{\text{m}} ,$$

unde:

$\gamma_n = 0,95$ - coeficient de siguranță la destinație.

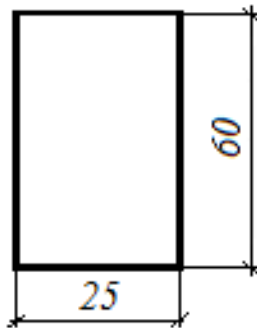


Fig.18. Secțiunea transversală a grinzii.

Valorile de calcul ale sarcinilor temporare (utile) V_{mb} și a celor permanente g_{mb} alcătuiesc sarcina totală, care acționează pe un metru lungime a grinzii principale. Ținând cont de clasa de importanță a clădirii proiectate ($\gamma_n = 0.95$), valorile V_{mb} și g_{mb} vor fi:

$$g_{mb} = g \cdot l_{sb,2} \cdot \gamma_n + n_{sb,2} \cdot \frac{G_{sb} \cdot l_{sb,2}}{l_{mb,2}} + G_{mb} =$$

$$= 3,13 \cdot 6,2 \cdot 0,95 + 2 \cdot \frac{1,64 \cdot 6,2}{6,3} + 3,92 = 25,61 \frac{kN}{m}$$

$$V_{mb} = V \cdot l_{sb,2} \cdot \gamma_n = 11,4 \cdot 6,2 \cdot 0,95 = 67,15 \frac{kN}{m}$$

$n_{sb,2} = 2$ – numărul grinzilor secundare pe o ”deschidere” a grinzii principale.

5.3. Determinarea valorilor auxiliare de calcul

Momentul de inerție al secțiunii:

grinzii:
$$I_{mb} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{25 \cdot 60^3}{12} = 450000 \text{ cm}^4,$$

stâlpului:
$$I_{col} = \frac{b_{col} \cdot h_{col}^3}{12} = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333,3 \text{ cm}^4,$$

Rigiditatea liniară a grinzii:

$$i_{mb} = \frac{I_{mb}}{l_{mb,2}} = \frac{450000}{630} = 714,29 \text{ cm}^3,$$

Rigiditatea liniară:

a stâlpului primului nivel: ($H_{et} = 4,2\text{m}$)

$$i_{col,1} = \frac{1,33 \cdot I_{col}}{H_{et} + 0,15} = \frac{1,33 \cdot 213333,3}{420 + 15} = 652,3 \text{ cm}^3,$$

a stâlpului nivelului doi :

$$i_{col,2} = \frac{I_{col}}{0,5 \cdot H_{et}} = \frac{213333,3}{0,5 \cdot 420} = 1016 \text{ cm}^3.$$

coeficientul „k”:

$$k = \frac{E_{c,1} \cdot (i_{col,1} + i_{col,2})}{E_{c,2} \cdot i_{mb}} = \frac{652 + 1016}{714,3} = 2,34 \approx 2$$

(considerăm $E_{c,1} = E_{c,2}$).

5.4. Calculul static al grinzii

În calculul grinzii continue a planșeului cu grinzi din elemente prefabricate ținem seama de diferite scheme de încărcare a deschiderilor cu sarcina temporară v (fig.17). Mai întâi determinăm momentele pe reazeme.

Momentul pe reazem, de exemplu M_{B1} , se determină ca suma momentelor de la sarcina permanentă și temporară:

$$M_{B1} = \alpha_1 \cdot g \cdot l_{01}^2 + \beta_1 \cdot v \cdot l_{01}^2,$$

din anexa 9, când sarcina permanentă acționează conform schemei 1, iar cea temporară – conform schemei 2. Determinăm coeficienții prin interpolare:

$$\alpha_1 = -0,1112; \beta_1 = -0,0881;$$

Caracteristicile de încărcare:

$$g_{mb} \cdot l_{01}^2 = 25,61 \cdot 5,9^2 = 891,36 \text{ kNm};$$

$$V_{mb} \cdot l_{01}^2 = 67,15 \cdot 5,9^2 = 2337,35 \text{ kNm};$$

$$g_{mb} \cdot l_{02}^2 = 25,61 \cdot 6,3^2 = 1016,32 \text{ kNm};$$

$$V_{mb} \cdot l_{02}^2 = 67,15 \cdot 6,3^2 = 2665,02 \text{ kNm}.$$

Valoarea momentului încovoietor:

$$M_{B1} = -(0,1112 \cdot 891,36 + 0,0881 \cdot 2337,35) = -305,04 \text{ kNm}.$$

Calculul momentelor este dat în tab. 4. În acest tabel sunt prezentate grupările posibile ale schemelor de încărcare a grinzilor și reducerea cu 20% a momentelor încovoietoare pe reazeme pentru gruparea 1+4. Această reducere ține seama de formarea articulațiilor plastice în grinda în stadiul de echilibru limită.

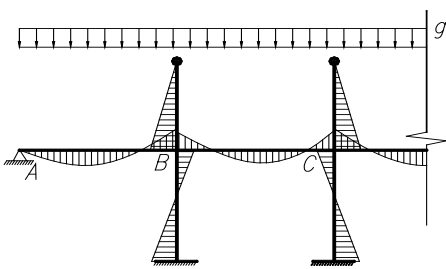
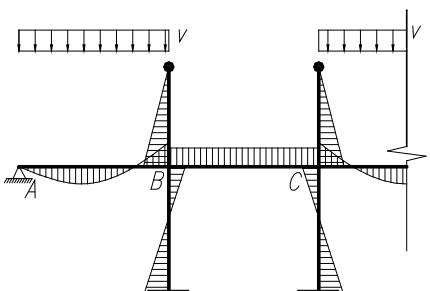
Pentru calcularea momentelor în câmpuri determinăm în fiecare deschidere momentul de încovoiere M ca într-o grindă simplu rezemată :

$$M_{\max} = \frac{P_{loi}^2}{8} = 0,125P^2 \quad \text{sau} \quad M_{\min} = 0,125g \cdot l_{oi}^2$$

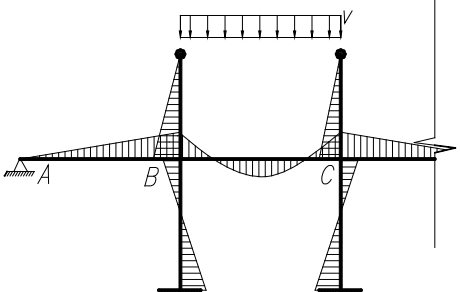
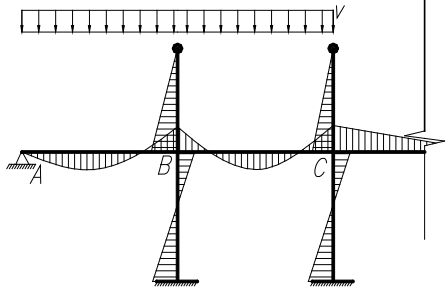
În raport de tipul încărcării. Tipul încărcării se determină din grupările schemelor de încărcare: 1+2, 1+3, 1+4. Când construim diagrama momentelor, depunem valorile momentelor pe reazeme, le unim cu o dreaptă și de ea “suspendăm” ordonatele momentelor de încovoiere în grinda simplu rezemată.

Notă. Analizând valorile momentelor de încovoiere pe reazeme pentru grupările de încărcări 1+2, 1+3, 1+4, observăm că în urma redistribuirii valorilor maxime ale momentelor în gruparea 1+4 ca valoare de calcul devine momentul de încovoiere din gruparea 1+2 ($M = - 305.04$).

Tabelul 4

r.crt.	Schema de încărcare a grinzii	Momentele pe reazeme, kNm			
		M_{B1}	M_{B2}	M_{C1}	M_{C2}
	2	3	4	5	6
		-0,0112	-0.0862	-0.0862	-0.0862
		891,36	1016,32	1016,32	1016,32
		-99,12	-87,61	-87,61	-87,61
		-0.0881	-0.0172	-0.0172	-0.0172
		2337,35	2665,02	2665,02	2665,02
		-205,92	-45,84	-45,84	-45,84

Tabelul 4 (continuare)

	2	3	4	5	6
		-0.0231	-0.0691	-0.0691	-0.0691
		2337,35	2665,02	2665,02	2665,02
		-53,99	-184,15	-184,15	-184,15
		-0.1144	-0.0943	-0.0690	-0.0690
		2337,35	2665,02	2665,02	2665,02
		-267,39	-251,31	-183,89	-183,89
	1+2	-305,04	-133,45	-133,45	-133,45
	1+3	-153,11	-271,76	-271,76	-271,76
	1+4	-293,21	-271,13	-217,19	-217,19

Capitolul VI: CALCULUL STILPULUI

6.1. Materiale de confecționare

Stâlpii din beton armat de obicei se confecționează din beton greu de clasa cel puțin C15, însă pentru cei mai încărcăți – de clasa cel puțin C25. Armarea longitudinală a stâlpilor monolitice efectuează cu bare de diametrul 12-25 mm din oțel laminat cu profil periodic de clasa A-III și At-IIIc. În calitate de armătură întinsă (la comprimare excentrică) se poate de folosit și armătură de clasa A-IIIb. Armătura de clasele A-IV, A-V, A-VI și modificările lor se pot folosi în calitate de armătură comprimată. Clasa A-IV poate fi folosită în calitate de armătură întinsă numai în cazurile când e dovedită rentabilitatea ei economică.

În calitate de armătură de montaj și transversală se folosește armătură din bare de oțel de clasa A-II, A-I și sîrmă de clasa B_p-I. Pentru urechile de montaj se folosește armătură de clasa A_o-II marca 10 ΓT și clasa A-I marca BC_t 3CII2 și B_{ct} 2.

Rezistențele marcate și de calcul ale betonului ($R_c, R_{ct}, E_c, R_{cn} = R_{c,ser}$) și armăturilor (R_s, R_{sc}, E_s, R_{sw}) sunt date în tabelele normelor și regulilor de proiectare a construcțiilor din beton armat [1] – (vezi tab. 1 și 2 ale anexei la indicațiile indicate).

În exemplul prezentat mai jos am primit beton de clasa C15, armătura longitudinală din oțel de clasa A-III și transversală – A-I.

Conform tab. din anexa 1 și 2 primim:

Pentru betonul clasei C15:

Rezistența prismatică de calcul la starea limită ultimă (cu $\gamma_{c2}=1,0$): - $R_c = 8,5$ MPa; (cu $\gamma_{c2}=0,9$): - $R_c = 7,7$ MPa;

Rezistența prismatică de calcul la starea limită de serviciu: - $R_{c,ser} = 11,0$ MPa;

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă
(cu $\gamma_{c2}=1,0$) - $R_{ct} = 0,75$ MPa; (cu $\gamma_{c2}=0,9$): - $R_{ct} = 0,67$ MPa;

Rezistența de calcul la întindere la starea limită de
serviciu: - $R_{ct,ser} = 1,15$ MPa;

Coefficientul condițiilor de lucru:

$$\gamma_{c2}=0,9$$

Modulul inițial al deformațiilor:

$$- E_c = 2,3 \times 10^4 \text{ MPa};$$

Caracteristicile de rezistență ale armăturii clasa **A-III**:

Rezistența de calcul la întindere și comprimare la starea
limită ultimă:

$$- R_s = 365 \text{ MPa};$$

Modulul de elasticitate:

$$- E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa};$$

Caracteristicile de rezistență ale armăturii clasa **A-I**:

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă:

$$- R_s = 225 \text{ MPa};$$

Rezistența la întindere transversală:

$$- R_{sw} = 175 \text{ MPa};$$

Modulul de elasticitate:

$$- E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa};$$

*Calculul in continuare se va face cu coeficientul 0,9 pentru
rezistenta betonului, in formule ce urmează valoarea rezistentei
 R_c se va introduce deja cu coeficientul 0,9.*

6.2. Dimensionarea secțiunilor

La construcția clădirilor cu multe etaje de obicei se
utilizează stâlpii din beton armat cu secțiunea pătrată sau
dreptunghiulară.

Dimensiunile secțiunii clădirilor transversale a
stâlpilor (b_c ; h_c) se primesc multiple la 50 mm în așa fel, ca

flexibilitatea lor $\frac{l_0}{i}$ în orice direcție să nu depășească valoarea de 120 (sau $\frac{l_0}{h} \leq 35$ - pentru stâlpii cu secțiune pătrată și dreptunghiulară).

Secțiunile stâlpilor în componența unei clădiri se recomandă de primit egale. Capacitatea portantă în acest caz se regulează prin variația armăturii în limitele convenite și prin mărirea clasei betonului. Dimensiunile secțiunilor permise trebuie să îndeplinească cerințelor unificării stâlpilor de rezemare a grinzilor, panourilor și cerințelor pentru îndeplinirea convenită a rigidității transversale. În clădirile cu multe etaje se recomandă de primit următoarele dimensiuni a secțiunii transversale a stâlpilor:

Lățimea b_c , mm	300	400	500
Înălțimea h_c , mm	300,400	400, 500, 600, 700, 800, 900	500, 600, 700, 800, 900, 1000

6.3. Armarea stâlpilor

Stâlpii din beton armat se armează cu armătură transversală și longitudinală. Aria secțiunii transversale a armăturii longitudinale se determină prin calcul, iar a celei transversale – în mai multe cazuri din dispoziții constructive și mai rar – din calculul capacității portante la forța tăietoare. Aria secțiunii transversale a armăturii longitudinale se recomandă de obicei să fie nu mai mare de 3% (procent de armare) din aria totală a secțiunii stâlpului și nu mai mică de :

$$1) \quad 0.10\% - \text{pentru stâlpii cu flexibilitatea } 5 \leq \frac{l_0}{h_c} \leq 10$$

;

2) 0.20% - pentru stâlpii cu flexibilitatea
 $10 \leq \frac{l_0}{h_c} \leq 24$;

3) 0.25% - pentru stâlpii cu flexibilitatea $\frac{l_0}{h_c} > 24$.

Armătura longitudinală se recomandă de amplasat pe marginile perpendiculare planului de încovoiere a stâlpului. Pentru stâlpi cu secțiunea de $40 \times 40 \text{ cm}$ și mai mica se va arma cu 4 bare amplasate în colturile secțiunii, pentru stâlpi cu secțiune mare se va prevedea și bare intermediare, astfel încât distanța dintre bare să nu depășească 400 mm . În cazul, când distanța între armăturile de rezistență în direcția planului de încovoiere depășește 400 mm e necesar de adăugat armătură constructivă (fără calcul) cu diametrul nu mai mic de 12 mm , distanța între ele să nu fie mai mare de 400 mm (fig.19). Distanța în lumină între barele armăturii longitudinale trebuie să fie nu mai mică decât diametrul maximal al barei și nu mai mică de 25 mm – pentru armătura de jos, și 30 mm – pentru armătura de sus, dacă barele stâlpilor la betonare ocupă o poziție orizontală sau înclinată.

Diametrul maximal al armaturii longitudinale pentru betoane obișnuite și cu agregate de clasa mai mica de C25 conform [1] este de 40 mm , însă pentru o conlucrare mai eficientă dintre beton și armătura aceasta va varia în limitele $\varnothing 12 - 25 \text{ mm}$.

Se recomandă ca toate barele longitudinale ale armăturii de rezistență să fie primite de un diametru. În caz dacă avem bare cu diametre diferite, atunci se recomandă de primit nu mai mult de două tipuri de diametre, ne luând în considerație armătura constructivă. Barele cu diametre maximal se amplasează în ungherile secțiunii transversale a stâlpilor.

Distanța dintre armătura transversală (etrierii) în carcasa sudată trebuie să fie nu mai mare de 15_{ds} (unde „ ds ” este diametrul minimal al armăturilor longitudinale în zona

comprimată) și nu mai mare de 500 mm. Dacă coeficientul de armare obținut din calculul armăturii longitudinale din zona comprimată (A_s') este mai mare de 1,5% atunci etrierile se amplasează la o distanță nu mai mare de 10 d_s și nu mai mare de 300 mm. Diametrul etrierelor se primește din condițiile de sudare a armăturii, însă nu mai puțin de 0,25 d_s și minim cu 5 mm (unde „ d_s ” este diametrul maximal al armăturilor longitudinale).

Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturii de rezistență trebuie să fie nu mai mică decât diametrul barei și nu mai puțin de 20 mm, iar pentru armătura transversală – nu mai puțin de 15 mm.

Capetele barei armăturii longitudinale, care nu sunt sudate cu piesele înglobate, trebuie să fie îndreptate de la marginea stîlpului nu mai puțin de 10 mm (inclusiv pentru stîlpii de lungimea 18 m). Capetele armăturii transversale trebuie să aibă stratul de acoperire cu beton nu mai puțin de 5 mm.

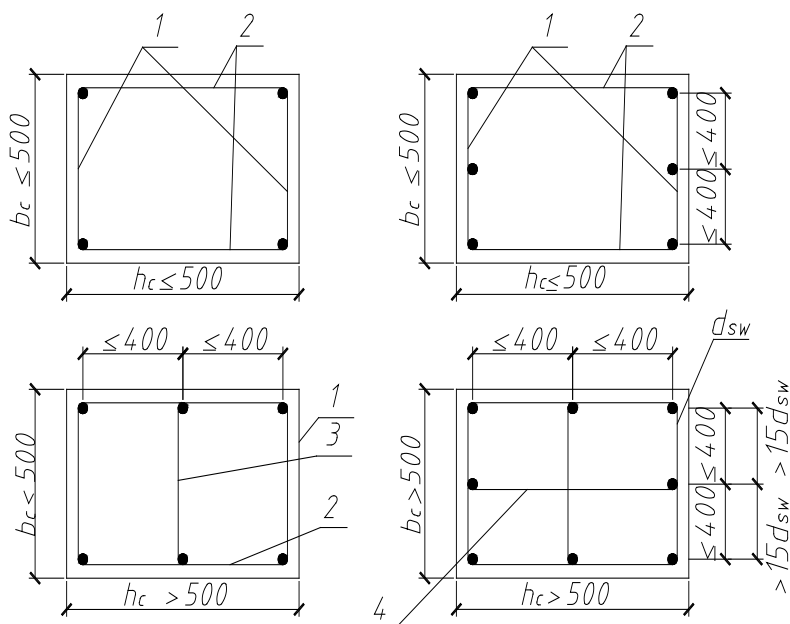


Fig. 19. Exemplu de armare a stîlpilor cu carcasse sudate:

1 – carcasse plane; 2 – bare de legătură; 3 – carcasă intermediară; 4 – fișă de oțel.

Stîlpul supuși la acțiunea momentelor de încovoiere de semn diferit aproximativ egale după mărime, se recomandă ca armătura longitudinală să fie instalată simetric, deci armătura comprimată (A'_s) și întinsă (A_s) se primesc de aceeași clasă cu ariile secțiunii transversale egale ($A'_s = A_s$).

6.4. Calculul stîlpului

6.4.1. Noțiuni generale

Stâlpii clădirilor cu multe etaje se calculează ca elemente comprimate excentrice la acțiunea momentului de încovoiere (M) și forței longitudinale (N). Valorile M și N se determină din calculul static al unui cadru transversal la diferite combinații ale sarcinilor de lungă și scurtă durată. Pe baza valorilor M și N determinate din calculul pentru anumite solicitări se compun diferite combinații ale sarcinilor. Pentru toate secțiunile de calcul se determină M_{\max} , M_{\min} și valorile N corespunzătoare. În unele cazuri (pentru stâlpii înalți) se determină N_{\max} și valoarea M care-i corespunde. Pentru fiecare combinație a sarcinilor în secțiunea cu valorile forțelor de calcul maxime se determină aria necesară a armaturii întinse (A_s), și comprimate (A_s'). Definitiv se primește cea mai mare valoare din mărimile primite A_s și A_s' .

În acest îndrumar metodic nu se descrie calculul static al cadrului multietajat din beton armat, dar se descrie detaliat numai metoda de calcul al stâlpului. În proiect de curs de construcții de beton armat valorile momentului de încovoiere pentru diferite combinații de forțe se determină din calculul static al grinzii continue 4 prin repartizarea momentelor neechilibrate în noduri, luând în considerație rigiditatea liniară a stâlpilor și grinzilor.

Valorile totale N și de lungă durată N_1 ale forțelor longitudinale se determină după suprafața de încărcare ce revine la fiecare stâlp fără a se lua în considerație grinda continuă.

6.4.2. Determinarea sarcinilor de calcul (pentru primul și al doilea nivel).

În proiectul de curs se vor calcula stâlpul median (lăuntric) de la primul și al doilea etaj. Mai întâi se determină M și N în două secțiuni: pentru primul etaj - cea de sus la nivelul planșeului, cea de jos - la nivelul încărcăturii stâlpului în fundație, pentru

etajul doi - cea de sus la nivelul planșeului, cea de jos – la nivelul îmbinării cu stâlpul inferior. În proiectul de curs pentru a determina forța de calcul se primesc două combinații de sarcini (1+2) și (1+3) [1].

Valorile forței longitudinale N și de lungă durată N_l în diferite secțiuni se determină după relațiile:

a) *În secțiunea de jos* – la nivelul încastrării stâlpului în fundație

$$N = (n-1) \cdot (P \cdot l_{sb,2} \cdot l_{mb,2} + G_{sb} (l_{sb,2} - b_{mb}) (n_{sb,2} + 1) + G_c + G_b) \quad (6.1)$$

$$N_l = (n-1) \cdot ((g + v_l) \cdot l_{sb,2} \cdot l_{mb,2} + G_{sb} (l_{sb,2} - b_{mb}) (n_{sb,2} + 1) + G_c + G_b) \quad (6.2)$$

unde:

n - numărul etajelor clădirilor ($n=4$)

P - forța totală care revine la 1 m^2 de planșeu.

$g + v_l$ - sarcina permanentă de calcul a forței

G_c, G_b - greutatea unui stâlp și a unei grinzi.

$H = 4,2 \text{ m}$ - înălțimea etajului

$\gamma_f = 1,1$ - coeficient. de asigurare a solicitărilor.

$\gamma_c = 2500 \text{ kg/m}^3$ - masa volumetrică.

$n_{sb,2}$ - numărul grinzilor secundare pe o "deschidere" a grinzii principale.

b) *În secțiunea de sus*

$$N' = N - G_c;$$

$$N'_l = N_l - G_c.$$

Valorile momentelor de încovoiere pentru două combinații ale sarcinilor (1+2) și (1+3) [1] se determină după relațiile următoare:

În secțiunea de sus:

- pentru combinarea de sarcini (1+2):

$$M_1'(1+2) = [M_{B1}(1+2) - M_{B2}(1+2)] \frac{i_1}{i_1 + i_2}; \quad (6.3)$$

- pentru combinarea de sarcini (1+3):

$$M'(1+3) = [M_{B1}(1+3) - M_{B2}(1+3)] \frac{i_1}{i_1 + i_2}; \quad (6.4)$$

unde:

M_{B1} și M_{B2} - valorile momentelor de încovoiere în grinda continuă (din stînga și din dreapta) pentru combinarea de forțe corespunzătoare[1];

i_1 și i_2 - rigiditatea liniară de inerție al secțiunii transversale a stîlpului:

$$i_1 = 1.33 \cdot \frac{I_1}{H}; \quad i_2 = 2 \cdot \frac{I_1}{H};$$

unde :

I_1 - momentul de inerție al secțiunii transversale a stîlpului.

$$I_1 = \frac{b_c \cdot h_c^3}{12};$$

În secțiunea de jos la nivelul încastrării stîlpului în fundație pentru combinarea de sarcini (1+2) și (1+3).

$$M_1(1+2) = 0,5 \cdot M'_1(1+2) \quad (6.5)$$

$$M_1(1+3) = 0,5 \cdot M'_1(1+3) \quad (6.6)$$

Din relația dată se observă că pentru a determina valorile forțelor longitudinale și momentelor de încovoiere e necesar de știut dimensiunile transversale ale stîlpului și grinzii.

În proiectul de curs dimensiunile de secțiuni transversale a grinzii sunt cunoscute deja din calculul grinzii continue [1]. În general dimensiunile secțiunii transversale a stîlpului de la început se recomandă de primit din dispoziții constructive și după aceea se precizează prin calcul. În prima aproximație se poate de primit dimensiunile secțiunii transversale a stîlpului:

Pentru primul nivel:

$$b_{c1} \times h_{c1} = 45 \times 45$$

Pentru celelalte nivele:

$$b_c \times h_c = 40 \times 40.$$

Primind de la început valoarea procentului de armare a armăturii longitudinale $\mu = 0,01(1,0\%)$ și din practica ingineriasca de proiectare pentru $l_0 / h \approx 10$, $\varphi = 0,95$ determinăm aria secțiunii necesare a stîlpului:

$$A = \frac{N}{m\varphi(0,85 \cdot R_c + \mu \cdot R_s)} \quad (6.7)$$

unde :

N - forța totală longitudinală de calcul în secțiunea de jos a stîlpului;

$R_c = 7,7 \text{ MPa}$ - rezistența la compresiune a betonului de clasa $C15$ cu coeficientul de siguranță $\gamma_{c2} = 0,9$

$$m = 1$$

$$\varphi = 0,95$$

0,85 - coeficient ce ia în considerație neomogenitatea betonului pe înălțime la betonarea stîlpilor

$\mu = 0,01(1,0\%)$ - valoarea procentului de armare a armăturii longitudinale

$R_s = 365 \text{ MPa}$ - rezistența la compresiune a armăturii de clasa $A-III$

După determinarea valorii ariei secțiunii transversale totale a stîlpului calculăm una din dimensiunile secțiunii din relația:

$$b_c = \sqrt{A}. \quad (6.8)$$

Dimensiunile stîlpului b_c și h_c se primesc în așa mod, ca să fie multiple la 50 mm conform recomandațiilor.

În exemplul prezentat primim:

$$p = 13807,3 \text{ N/m}^2; \quad g = 3134 \text{ N/m}^2; \quad v_{sh} = 2400 \text{ N/m}^2; \quad g + V_l = 12134 \text{ N/m}^2.$$

$$l_{mb,2} = 630 \text{ cm}; \quad l_{sb,2} = 620 \text{ cm};$$

$$b_c = 0,4 \text{ m}; \quad h_c = 0,4 \text{ m}; \quad n = 4;$$

- dimensiunile secțiunii transversale a grinzii
 $b \times h = 25 \times 60 \text{ cm}$;

- dimensiunile secțiunii stâlpului:

Primului etaj:

$$b_{c1} \times h_{c1} = 45 \times 45$$

Etajelor superioare:

$$b_{c2} \times h_{c2} = 40 \times 40$$

$$M_{B1} (1+2) = -305,04 \text{ kNm}; \quad M_{B1} (1+3) = -153,11 \text{ kNm};$$

$$M_{B2} (1+2) = -133,45 \text{ kNm}; \quad M_{B2} (1+3) = -271,76 \text{ kNm};$$

Obținem:

$$G_{c,1} = 0,45 \cdot 0,45 \cdot 4,2 \cdot 1,1 \cdot 25 = 23,39 \text{ kN};$$

$$G_{c,2} = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 1,1 \cdot 25 = 18,48 \text{ kN};$$

$$G_b = 3,92 \cdot (6,3 - 0,4) = 23,12 \text{ kN}.$$

Valorile forței longitudinale N și de lungă durată N_1 în diferite secțiuni se determină după relațiile:

Pentru stâlpul primului nivel:

a) În secțiunea de jos – la nivelul încastrării stâlpului în fundație

$$N_1 = (4-1) \cdot (13,81 \cdot 6,2 \cdot 6,3 + 1,64 \cdot 5,95 \cdot 3 + 23,12) + 2 \cdot 18,48 + 23,39 = 1835,5 \text{ kN}$$

$$N_{1,l} = (4-1) \cdot (12,13 \cdot 6,2 \cdot 6,3 + 1,64 \cdot 5,95 \cdot 3 + 23,12 + 18,48) + 2 \cdot 18,48 + 23,39 = 1639,4 \text{ kN}$$

b) În secțiunea de sus

$$N'_1 = N - G_{c1} = 1835,5 - 23,39 = 1812,1 \text{ kN};$$

$$N'_{1,l} = N_l - G_{c1} = 1639,4 - 23,39 = 1616,0 \text{ kN}.$$

Pentru stâlpul nivelului doi:

c) În secțiunea de jos

$$N_2 = (4 - 2) \cdot (13,81 \cdot 6,2 \cdot 6,3 + 1,64 \cdot 5,95 \cdot 3 + 18,48 + 23,12) =$$

$$= 1220,4 \text{ kN}$$

$$N_{2,l} = (4 - 2) \cdot (12,13 \cdot 6,2 \cdot 6,3 + 1,64 \cdot 5,95 \cdot 3 + 18,48 + 23,12) =$$

$$= 1089,7 \text{ kN}$$

d) În secțiunea de sus

$$N'_2 = N - G_{c,2} = 1220,4 - 18,48 = 1201,9 \text{ kN};$$

$$N'_{2,1} = N_l - G_{c,2} = 1089,7 - 18,48 = 1071,2 \text{ kN}.$$

Precizăm dimensiunile secțiunii stîlpului:

Pentru primul nivel:

$$A_1 = \frac{N}{m\varphi(0,85 \cdot R_c + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{1835,5 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,95 \cdot (0,85 \cdot 7,7 \cdot 100 + 0,01 \cdot 365 \cdot 100)} =$$

$$= 1895,1 \text{ cm}^2$$

$$b_c = \sqrt{1895,1} = 43,53 \text{ cm}$$

Rotunjind multiplul la 50 mm secțiunea stîlpului sa primit pătrată cu dimensiunile:

$$h_{c,1} \times b_{c,1} = 45 \times 45 \text{ cm}$$

Pentru nivelele superioare:

$$A_2 = \frac{N_2}{m\varphi(0,85 \cdot R_c + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{1220,4 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,95 \cdot (0,85 \cdot 7,7 \cdot 100 + 0,01 \cdot 365 \cdot 100)} =$$

$$= 1260 \text{ cm}^2$$

$$b_c = \sqrt{1260} = 35,5 \text{ cm}$$

Rotunjind multiplul la 50 mm secțiunea stîlpului sa primit pătrată cu dimensiunile:

$$h_{c,2} \times b_{c,2} = 40 \times 40 \text{ cm}$$

După precizarea dimensiunilor secțiunii stîlpului în proiectul de curs se poate de a nu recalcula valorile N și N_1 , dar de folosit mai departe pe ele în calcul cu valorile lor inițiale.

Momentul de inerție a secțiunii stîlpului:

a) pentru primul etaj:

$$I_1 = \frac{45 \cdot 45^3}{12} = 341718,75 \text{ cm}^4$$

b) pentru etajul doi:

$$I_2 = \frac{40 \cdot 40^3}{12} = 213333,33 \text{ cm}^4$$

Rigiditatea liniară a stîlpului:

a) pentru primul etaj:

$$i_1 = 1,33 \cdot \frac{341718,75}{420} = 1082,1 \text{ cm}^3;$$

b) pentru etajul doi:

$$i_2 = 2 \cdot \frac{213333,33}{420} = 1015,9 \text{ cm}^3$$

Atunci valorile momentelor de încovoiere:

Pentru stîlpul primului nivel:

1) pentru secțiunea de sus a stîlpului:

a) pentru combinarea de sarcini (1+2):

$$M'_1(1+2) = [-305,04 + 133,45] \cdot \frac{1082,1}{1082,1 + 1015,9} =$$

$$= -88,5 \text{ kNm}$$

b) pentru combinarea de sarcini (1+3):

$$M'(1+3) = [-153,11 + 271,76] \cdot \frac{1082,1}{1082,1 + 1015,9} =$$

$$= 61,2 \text{ kNm}$$

2) pentru secțiunea de jos a stîlpului:

$$M_1(1+2) = 0,5 \cdot (-88,5) = -44,25 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_1(1+3) = 0,5 \cdot (+61,2) = 30,6 \text{ kN} \cdot m$$

Pentru stîlpuletajului doi:

1) pentru secțiunea de sus a stâlpului:

a) *pentru combinarea de sarcini (1+2):*

$$M'_1(1+2) = [-305,04 + 133,45] \cdot \frac{1015,9}{1082,11 + 1015,9} =$$
$$= -83,1 \text{ kNm}$$

b) *pentru combinarea de sarcini (1+3):*

$$M'(1+3) = [-153,11 + 271,76] \cdot \frac{1015,9}{1082,11 + 1015,9} =$$
$$= 57,5 \text{ kNm}$$

2) pentru secțiunea de jos a stâlpului:

$$M_1(1+2) = 0,5 \cdot (-83,1) = -41,5 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_1(1+3) = 0,5 \cdot (+57,5) = 28,7 \text{ kN} \cdot m$$

6.4.3. Calculul capacității portante a stâlpului (*primului nivel*) din planul de încovoiere

Din planul de încovoiere a stâlpului din beton armat se calculează ca elemente comprimate excentric cu excentricitate accidentală (adițională e_a) la acțiunea forței longitudinale maxime. Elementele cu secțiunea dreptunghiulară din beton greu de clasa C15...C40 armate cu oțel de clasa A-I, A-II și A-III la care $l_0 \leq 20h_c$ se permite de calculat ca elemente comprimate centric. Lungimea de flambaj (l_0) a stâlpului se primește:

a) *pentru stâlpii etaj:*

$$l_0 = 0,7 \cdot (H + a);$$

unde:

a – distanța de la partea de sus a fundației până la nivelul podelei primului etaj (în proiectul de curs această valoare se recomandă de primit 15 cm).

b) pentru stâlpii etajelor de mai sus:

$$l_0 = H,$$

Luând în considerație că pentru elementele cu secțiunea dreptunghiulară ($h_c \neq b_c$) la calculul stâlpilor din planul de încovoiere înălțimea va fi lățimea ei (b_c), de aceea se determină raportul $l_0/b_c \leq 20$, atunci aria totală a secțiunii transversale a armăturii longitudinale $A_s + A'_s$ se determina din relația următoare, însă dacă $l_0/b_c > 20$, atunci calculul se efectuează conform punctului 6.4.4., primind $e_0 = e_a$.

$$A_s + A'_s = A_{s,tot} = \frac{N}{m\phi R_{sc}} - A \frac{0,85 \cdot R_c}{R_{sc}} \quad (6.9)$$

unde:

N - este deja calculat ;

m - coeficientul condițiilor de lucru egal cu $m = 0,9$

când $b_c \leq 200mm$; iar $m = 1,0$ dacă $b_c \geq 200cm$;

R_c, R_{sc} - rezistențele de calcul a betonului și armăturii;

b_c, h_c - dimensiunile transversale ale laturilor stîlpului.

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b) \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{0,85 \cdot R_c A} \leq \phi_r \quad (6.10)$$

unde:

ϕ_r, ϕ_b - coeficienții care sunt luați din Anexa 10 în dependență de raporturile: N_1/N și l_0/h_c ;

N_1 - forța longitudinală de la sarcinile de lungă durată și permanente;

N - forța longitudinală de la toate sarcinile exterioare de calcul.

$$\alpha_s = \mu \cdot \frac{R_{sc}}{0,85 \cdot R_c};$$

Pentru valorile $\alpha_s > 0,5$ primim $\varphi = \varphi_r$.

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{A} = \frac{A_{s,tot}}{A} = 0,01;$$

unde:

μ - coeficientul de armare longitudinală a stîlpului, care de la început poate fi primit $\mu = 0,01$ (1,0 % - ca un procent mai optimal pentru elementele comprimate).

Excentricitatea accidentală (adițională e_a) se primește:

- 1) 1/600 din lungimea elementului;
- 2) 1/30 din înălțimea secțiunii;
- 3) 10 mm.

După determinarea ariei necesare a armăturii totale longitudinale $A_{s,tot}$ calculăm procentul de armare reală:

$$\mu\% = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\%; \quad \mu_{min} = 0,05\%; \quad \mu_{max} = 3\%.$$

În cazul dacă valoarea calculată $\mu\%$ se găsește în intervalele arătate în p.6.3 ($\mu_{min} \% \leq \mu\% \leq \mu_{max}$), calculul se termină și după aria armăturii $A_{s,tot}$ din Anexa 3 alegem nu mai puțin de 4 bare în așa fel, ca suma totală a ariei lor să fie aproape egală cu cea necesară din calcul (+5.....15%; -5.....7%).

În exemplul prevăzut pentru fabricarea stîlpilor este folosită beton greu de clasa C15, armătură longitudinală de oțel A-III;

$$l_0 = 0,7 \cdot (H + a) = 0,7 \cdot (4,2 + 0,15) = 3,045 \text{ m}$$

Raportul:

$$l_0 / b_c = 304,5 / 45 = 6,77 < 20$$

ceea ce ne permite ca calculul stîlpului să fie înfăptuit conform relației (6.9).

Raportul:

$$N_l / N = 1639,4 / 1835,5 \approx 0,893$$

Din anexa 10 pentru $N_l / N = 0,893$ și $l_0 / h = 6,77$ (după interpolare) primim $\varphi_b = 0,916$ și $\varphi_r = 0,917$.

Coeficientul :

$$\alpha_s = 0,01 \cdot \frac{365}{0,85 \cdot 7,7} = 0,558.$$

Deoarece $\alpha_s > 0,5$, atunci primim:

$$\phi = \phi_r = 0,917$$

Aria necesară a armăturii longitudinale va fi:

$$A_{s,tot} = \frac{N}{m\phi R_{sc}} - A \frac{0,85 \cdot R_c}{R_{sc}} = \frac{1835,5 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,917 \cdot 365 \cdot (100)} - \frac{45^2 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100)}{365 \cdot (100)} =$$

$$= 18,53 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare $\mu = \frac{18,53}{45^2} \cdot 100\% = 0,915\%$ este mai mic ca 3% și mai mare ca 0,10% (pentru stîlpul cu flexibilitatea $l_0 / b_c = 6,77 < 20$), adică se află în limitele valorilor arătate în punctul p. 6.3. Din Anexa 5 se poate de primit cîte4 bare de diametrul 25 mm cu aria $A_s = 19,63\text{cm}^2$

Determinăm cu cîte procente aria barelor adoptate se deosebește de cea calculată:

$$+\Delta\% = \frac{19,63 - 18,53}{18,53} \cdot 100\% = 5,95\%$$

Supraarmarea se încadrează în limitele admisibile +5.....15% deci în final adoptam **4Ø25mm** cu aria **$A_s = 19,63\text{cm}^2$** .

6.4.4. Calculul capacității portante a stîlpului (*de la primul nivel*) în planul de încovoiere.

În planul de încovoiere stîlpul se calculează ca un element comprimat la acțiunea momentelor de încovoiere și forțelor longitudinale pentru toate combinațiile sarcinilor în secțiunea de jos și de sus. Pentru armarea definitivă a stîlpului se primesc valorile maxime a ariei secțiunii transversale a armăturii longitudinale întinse (sau mai puțin comprimată) A_s și comprimate A'_s obținute din calcul.

În proiectul de curs se permite de calculat numai o secțiune a stîlpului pentru o singură combinație a sarcinilor cu valorile maxime ale M și N . După cum se vede pentru orice caz momentul de încovoiere va avea valorile maximă în secțiunea de sus și atunci pentru calcul se poate de obținut $M'_1(1+2)$ sau $M'_1(1+3)$ și N'

În exemplul prezentat:

$$M_{\max} = M'_1(1+2) = -88,5 \text{ kN} \cdot m$$

$$N_{\max} = N'_1 = 1812,1 \text{ kN}$$

În calculul stîlpului în planul de încovoiere trebuie de luat în considerație influența săgeții asupra excentricității forței longitudinale N . Această influență se ia în considerație prin multiplicarea excentricității inițiale la coeficientul η , care este calculat după relația:

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (6.11)$$

unde:

N_{cr} - forța critică de pierdere a stabilității prin flambaj, care se poate de calculat după relația următoare pentru elementele cu secțiunea dreptunghiulară:

- 1) Dacă flexibilitatea elementului este $\frac{l_0}{h} > 10$ atunci:

$$N_{cr} = \frac{1,6E_c \cdot b_c \cdot h_c}{\left(\frac{l_0}{h_c}\right)^2} \left[\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right. \\ \left. + \mu \cdot \alpha \left(\frac{h_{oc} - a'_s}{h_c} \right)^2 \right] \quad (6.12)$$

2) Dacă flexibilitatea elementului este în limitele

$$4 \leq \frac{l_0}{h_c} \leq 10 \text{ și } \mu = \frac{A_{s,tot}}{b_c \cdot h_c} \leq 0,25, \text{ adică procentul de armare}$$

$$\mu \leq 2,5\%$$

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b_c \cdot h_c}{\left(\frac{l_0}{h_c}\right)^2} \quad (6.13)$$

3) Dacă flexibilitatea este $\frac{l_0}{h_c} < 4$, atunci primim $\eta = 1$;

unde:

E_c - modul de elasticitate a betonului;

φ_l - coeficientul care ia în considerație durata acțiunii sarcinii flambajului elementului în stare limită.

$$\varphi_l = \min \left(1 + \beta \cdot \frac{M_l}{M}, 1 + \beta \right);$$

unde:

β - coeficient care se primește în dependență de tipul betonului ($\beta = 1,0$ pentru beton greu);

M și M_l - momentul maxim încovoietor de la forța totală și de lungă durată.

Aproximativ se poate de primit:

$$\frac{M_l}{M} \approx \frac{g + V_l}{p} \text{ atunci:}$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{g + v_l}{p}$$

$$\delta_e = \max \left(\frac{e_0}{h_c}, \delta_{e,\min} \right)$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot (0,85 \cdot R_c) \quad (\text{aici } R_c \text{ în MPa});$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{s,\text{tot}}^{\text{real}}}{b_c \cdot h_c} \cdot \frac{E_s}{E_c}$$

(6.14)

unde:

$$E_s = 20 \cdot 10^{10} \text{ MPa},$$

$$E_c = 27 \cdot 10^9 \text{ MPa};$$

$A_{s,\text{tot}}^{\text{real}}$ - aria totală a secțiunii transversale a armăturii longitudinale, obținută din calculul stîlpului din planul de încovoiere. În exemplul prezentat pentru $4\text{Ø}25 \text{ A-III}$ cu $A_{s,\text{tot}}^{\text{real}} = 19,63 \text{ cm}^2$;

h_{oc} - înălțimea de calcul a secțiunii stîlpului;

$$h_{oc} = h_c - a_s;$$

a'_s, a_s - stratul de acoperire cu beton a armăturii comprimate și întinse (sau mai puțin comprimate);

E_s - modul de elasticitate al armăturii.

Dacă $N > N_{cr}$ este necesar de mărit dimensiunile secțiunii stîlpului și de repetat calculul.

Valoarea excentricității forței longitudinale față de centrul de greutate a secțiunii reduse se primește egală $e_0 = M_{\max} / N_{\max}$, însă nu mai mică decât excentricitatea accidentală (adițională). Valoarea excentricității totală a forței longitudinale (distanța de la forța N pînă la centrul de greutate al armăturii întinse) se determină din relația:

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h}{2} - a'_s.$$

La calcularea elementelor cu secțiunea dreptunghiulară comprimate excentric pot fii două cazuri de amplasare a armăturii longitudinale:

- 1) armarea simetrică, când $A_s = A'_s$ și $R_s = R_{SC}$;
- 2) armarea asimetrică, când $A_s \neq A'_s$ și $R_s \neq R_{SC}$.

Pentru fiecare caz aparte metoda de calcul este diferită. Luăm în considerație, că în stâlpii mediani ai clădirilor cu multe etaje la diferite combinații de sarcini apar momente încovoietoare de sens opus (pozitive sau negative), dar aproximativ egală după mărime. În acest caz deseori se primește armarea simetrică a stâlpilor.

Aria necesară a armăturii simetrice se calculează în dependență de valoarea relativă a forței longitudinale:

$$\alpha_n = \frac{N}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_c}; \quad (6.15)$$

a) Dacă $\alpha_n \leq \xi_R$ atunci:

$$A_s = A'_s = \frac{0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{0,c}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta};$$

(6.16)

b) Dacă $\alpha_n > \xi_R$ atunci:

$$A_s = A'_s = \frac{0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{0,c}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta} \quad (6.17)$$

În aceste relații :

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{0,c}^2}; \quad (6.18)$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0,c}}; \quad (6.19)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta}; \quad (6.20)$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s}; \quad (6.21)$$

Pentru exemplul prezentat primim:

$$M_1 = M_{\max} = M_1' (1 + 2) = 88,5 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$N_1 = N_1' = 1812,1 \text{ kN}$$

$$\frac{l_0}{h_c} = \frac{3,045}{0,45} = 6,77;$$

$$\mu = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\% = \frac{19,63}{45^2} \cdot 100\% = 0,97\%;$$

$$a_s = a_s' = 4 \text{ cm}$$

Calculăm valorile următoare:

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1} = \frac{88,5}{1812,1} = 0,049 \text{ m} = 4,9 \text{ cm};$$

$$\varphi_l = 1 + \frac{g + V_l}{p} = 1 + \frac{12134}{13807,3} = 1,879 < 1 + \beta = 2;$$

$$h_{oc} = 45 - 4 = 41 \text{ cm}$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h_{c1}} - 0,01 \cdot (0,85 \cdot R_c) = 0,5 - 0,01 \cdot 6,77 - 0,01 \cdot (0,85 \cdot 7,7) = 0,367$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_{c,1}} = \frac{4,9}{45} = 0,109 \quad \text{adoptăm } \delta_e = 0,367$$

$$\mu \alpha = \frac{A_{s,tot}^{real}}{b_c \cdot h_c} \cdot \frac{E_s}{E_c} = \frac{19,63}{45 \cdot 45} \cdot \frac{20 \cdot 10^{10}}{23 \cdot 10^9} = 0,084.$$

$$\text{Pentru } \frac{l_0}{h_{c,1}} = 6,77 \text{ și } \mu = 0,97\% < 2,5\%$$

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b_{c,1} \cdot h_{c,1}}{\left(\frac{l_o}{h_{c,1}}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{23 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 45}{\left(\frac{304,5}{45}\right)^2} =$$

$$= 15257900 \text{ N} = 15257,9 \text{ kN}$$

Deci dimensiunile secțiunii transversale a stâlpului sunt îndestulătoare.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1812,1}{15257,9}} = \frac{1}{1 - 0,119} = 1,135$$

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h_c}{2} - a'_s = 1,135 \cdot 4,9 + \frac{45}{2} - 4 = 24,0 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = \frac{N}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_0} = \frac{1812,1 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41} = 1,876;$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0c}} = \frac{4}{41} = 0,098;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{0c}^2} = \frac{1812,1 \cdot 10^3 \cdot 24}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41^2} = 1,1$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{1,1 - 1,876 \cdot (1 - 0,5 \cdot 1,876)}{1 - 0,098} = 1,09$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,88 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 1,09 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 1,09} = 0,802$$

Deoarece $\xi > 0,8$ calculele se repeta fara coeficientul 0,8:

$$\alpha_n = \frac{N}{0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_0} = \frac{1812,1 \cdot 10^3}{0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41} = 1,50;$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0c}} = \frac{4}{41} = 0,098;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{0,85 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{oc}^2} = \frac{1812,1 \cdot 10^3 \cdot 24}{0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41^2} = 0,878$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,878 - 1,50 \cdot (1 - 0,5 \cdot 1,50)}{1 - 0,098} = 0,558$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,50 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 0,558 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,558} = 0,838$$

Deoarece $\alpha_n = 1,5 > \xi_R$ calculul se efectuează conform relației (6.17).

$$A_s = A'_s = \frac{0,85 \cdot R_c \cdot b_{c,1} \cdot h_{0,c,1}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot (1 - 0,5 \cdot \xi)}{1 - \delta} =$$

$$\frac{0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41}{365 \cdot 100} \cdot \frac{0,878 - 0,838 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,838)}{1 - 0,098} = 14,36 \text{ cm}^2$$

Din Anexa 5 se pot adopta **3Ø25mm cu aria**
 $A_s = A'_s = 14,73 \text{ cm}^2$

Calculăm procentul de supraarmare:

$$+\Delta\% = \frac{14,73 - 14,36}{14,36} \cdot 100\% = 2,6\% < 15\% ;$$

După cum vedem se încadrează în abaterile admisibile (+5...+15%; -5...-7%), de aceea definitiv primim câte 3Ø25mm
 .Procentul de armare longitudinală :

$$\mu = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\% = \frac{14,73 \cdot 2}{45^2} \cdot 100\% = 1,46\%; \mu_{min} = 0,05\%; \mu_{max} = 3\%.$$

În final am obținut:

a) 4n25 cu $A_s^{real} = 19,63 \text{ cm}^2$ - din calculul stâlpului din planul de încovoiere

b) 6n25 cu $A_s^{real} = 29,46 \text{ cm}^2$ - din calculul capacității portante a stâlpului din planul de încovoiere
 Definitiv alegem armarea cu 6n25: $A_s^{real} = 29,46 \text{ cm}^2$
 Etrierele din armătură A-I n8 cu pasul $s=300 \text{ mm}$.

6.4.5. Calculul capacității portante a stâlpului de la etaj (nivelul doi) din planul de încovoiere.

În exemplul prevăzut pentru executarea stâlpilor este folosit beton greu de clasa C15, armătură longitudinală de oțel A-III.

$$l_0 = H = 4,2 \text{ m}$$

Raportul $l_0 / b_c = 420 / 40 = 10,5 < 20$ ceea ce ne permite calculul stâlpului să fie înfăptuit conform relației (6.9).

Raportul $N_l / N = 1089,7 / 1220,4 \approx 0,893$. Din anexa 10 pentru $N_l / N = 0,893$ și $l_0 / h = 10,5$ (după interpolare) primim $\phi_b = 0,885$ și $\phi_r = 0,898$. Coeficientul

$$\alpha_s = 0,01 \cdot \frac{365}{0,85 \cdot 7,7} = 0,558.$$

Deoarece $\alpha_s > 0,5$, atunci primim:

$$\phi = \phi_r = 0,898$$

Aria necesară a armăturii longitudinale va fi:

$$A_{s,tot} = \frac{N_2}{m\phi R_{sc}} - A \frac{0,85 \cdot R_c}{R_{sc}} = \frac{1220,4 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,898 \cdot 365 \cdot (100)} - \frac{40^2 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100)}{365 \cdot (100)} = 8,54 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare $\mu = \frac{8,54}{40^2} \cdot 100\% = 0,53\%$ este mai mic ca 3% și mai mare ca 0,10% (pentru stâlpul cu flexibilitatea $l_0 / h_c = 10,5 < 20$), adică se află în limitele valorilor arătate în punctul p. 6.3. Din Anexa 5 se poate de

adoptatcîte 4 bare de diametrul 16 mm cu aria $A_s = 8,04cm^2$
sau 4 bare de diametrul 18 mm cu aria $A_s = 10,18cm^2$

Pentru stabilirea definitivă a ariei necesare a armăturii determinăm cu cîte procente aria barelor permise se deosebește de cea calculată:

Pentru $d_s = 16$ mm

$$-\Delta\% = \frac{8,04 - 8,54}{8,54} \cdot 100\% = -5,86\% ;$$

Pentru $d_s = 18$ mm

$$+\Delta\% = \frac{10,18 - 8,54}{8,54} \cdot 100\% = 19,20\% ;$$

După cum vedem în acest caz e mai bine să adoptam patru bare de diametrul 16 mm, deoarece subarmarea nu depășește valoarea maximala (-5.....7%). Deci in final adoptam $4\varnothing 16$ mm cu aria $A_s = 8,04cm^2$.

6.4.6. Calculul capacității portante a stâlpului de la etaj (nivelul doi) în planul de încovoiere.

Pentru exemplul prezentat primim:

$$M_2 = M_{\max} = M'(1 + 2) = 83,1 \text{ kN} \cdot m;$$

$$N_2 = N'_2 = 1201,9 \text{ kN}$$

$$\frac{l_0}{h_{c,2}} = \frac{420}{40} = 10,5;$$

$$\mu = \frac{A_{s,tot,2}^{real}}{A_2} \cdot 100\% = \frac{8,04}{40^2} \cdot 100\% = 0,502\% ;$$

$$a_s = a'_s = 4cm$$

Calculăm valorile următoare:

$$e_0 = \frac{M_2}{N_2} = \frac{83,1}{1201,9} = 0,069m = 6,9cm;$$

$$\varphi_e = 1 + \frac{g + V_l}{p} = 1 + \frac{12134}{13807,3} = 1,879 < 1 + \beta = 2;$$

$$h_{oc,2} = 40 - 4 = 36cm$$

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_{0,2}}{h_2} - 0,01 \cdot (0,85 \cdot R_c) = 0,5 - 0,01 \cdot 10,5 - 0,01 \cdot (0,85 \cdot 7,7) = 0,33$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_{c,2}} = \frac{6,9}{40} = 0,173 \quad \text{adoptăm } \delta_e = 0,33$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{s,\text{tot}}^{\text{real}}}{b_c \cdot h_c} \cdot \frac{E_s}{E_c} = \frac{8,04}{40 \cdot 40} \cdot \frac{20 \cdot 10^{10}}{23 \cdot 10^9} = 0,044.$$

Pentru $\frac{l_{0,2}}{h_{c,2}} = 10,5 > 10$ și $\mu = 0,502\% < 2,5\%$

$$N_{cr,2} = \frac{1,6E_c \cdot b_{c,2} \cdot h_{c,2}}{(l_{0,2}/h_{c,2})^2} \left[\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1}{3 \cdot \varphi_t} + \mu\alpha \left(\frac{h_{oc,2} - a'_{s}}{h_{c,2}} \right)^2 \right] =$$

$$= \frac{1,6 \cdot 23 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 40 \cdot 40}{\left(\frac{420}{40} \right)^2} \left[\frac{0,11}{0,1 + 0,33} + 0,1}{3 \cdot 1,879} + 0,044 \cdot \left(\frac{36 - 4}{40} \right)^2 \right] \cdot 10^{-3}$$

$$= 4867kN$$

Deci dimensiunile secțiunii transversale a stîlpului sunt satisfacatoare.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N_2}{N_{cr,2}}} = \frac{1}{1 - \frac{1201,9}{4867}} = \frac{1}{1 - 0,251} = 1,335$$

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h_{c,2}}{2} - a'_s = 1,335 \cdot 6,9 + \frac{40}{2} - 4 = 25,2 \text{ cm}$$

$$\alpha_n = \frac{N_2}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_{c,2} \cdot h_{0c,2}} = \frac{1201,9 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 40 \cdot 36} = 1,594;$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0c}} = 36 = 0,111;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N_2 \cdot e}{0,8 \cdot 0,85 \cdot R_c \cdot b_{c,2} \cdot h_{0c,2}^2} = \frac{1201,9 \cdot 10^3 \cdot 25,2}{0,8 \cdot 0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 40 \cdot 36^2} = 1,117$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{1,117 - 1,594 \cdot (1 - 0,5 \cdot 1,594)}{1 - 0,111} = 0,893$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,594 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 0,893 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,893} = 0,782$$

Deoarece $\xi < 0,8$ și $\alpha_n = 1,594 > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{0,85 \cdot R_c \cdot b_{c,2} \cdot h_{0c,2}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \alpha_0}{1 - \delta} = \frac{0,85 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 40 \cdot 36}{365 \cdot 100} \cdot \frac{1,117 - 0,782 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,782)}{1 - 0,111} = 18,61 \text{ cm}^2$$

În cazul de față din Anexa 5 se poate de adoptat cîte $4\varnothing 25 \text{ mm}$ cu aria $A_s = A'_s = 19,63 \text{ cm}^2$

Calculăm procentul de supraarmare:

$$+\Delta\% = \frac{19,63 - 18,61}{18,61} \cdot 100\% = 2,45\% ;$$

După cum vedem se încadrează în abaterile admisibile (+5...+15%; -5...-7%), de aceea definitiv primim cîte $4\varnothing 25 \text{ mm}$.

Procentul de armare longitudinală :

$$\mu = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\% = \frac{19,63 \cdot 2}{40^2} \cdot 100\% = 2,45\%; \quad \mu_{min} = 0,05\%; \quad \mu_{max} =$$

În final am obținut:

a) 4 n16 cu $A_s^{real} = 8,04 \text{ cm}^2$ - din calculul stâlpului în planul de încovoiere

b) 8n25 cu $A_s^{real} = 39,26 \text{ cm}^2$ - din calculul capacității portante a stâlpului din planul de încovoiere

Definitiv alegem armarea cu 8n25: $A_s^{real} = 39,26 \text{ cm}^2$

Etrierele din armătură A-I n 8 cu pasul $s=300 \text{ mm}$.

In cazul când se asigura tehnologic omogenitatea amestecului de beton pe înălțimea stâlpului, coeficientul 0,85, ce diminuează rezistența betonului, poate fi eliminat din formulele de calcul. In varianta de mai jos este prezentat calculul stâlpului primului nivel fără acest coeficient, pentru a observa diferența in aria armaturii obținute.

Valorile forței longitudinale N și de lungă durată N_1 în diferite secțiuni:

a) În secțiunea de jos – la nivelul încastrării stâlpului în fundație

$$N_1 = 1835,5 \text{ kN}$$

$$N_{1,l} = 1639,4 \text{ kN}$$

b) În secțiunea de sus

$$N' = 1812,1 \text{ kN};$$

$$N'_1 = 1639,4 \text{ kN}.$$

Precizăm dimensiunile secțiunii stâlpului

$$A = \frac{N}{m\varphi(R_c + \mu \cdot R_{sc})} = \frac{1835,5 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,95 \cdot (7,7 \cdot 100 + 0,01 \cdot 365 \cdot 100)} = 1702,3 \text{ cm}^2$$

$$b_c = \sqrt{1702,3} = 41,2 \text{ cm}$$

Rotunjind multiplul la 50 mm secțiunea stîlpului sa primit pătrată cu dimensiunile:

$$h_c \times b_c = 45 \times 45 \text{ cm}$$

Valorile momentelor de încovoiere:

1) pentru secțiunea de sus a stîlpului:

a) *pentru combinarea de sarcini (1+2):*

$$M'_1(1+2) = -88,5 \text{ kNm}$$

b) *pentru combinarea de sarcini (1+3):*

$$M'_1(1+3) = 61,2 \text{ kNm}$$

2) pentru secțiunea de jos a stîlpului:

$$M_1(1+2) = -44,3 \text{ kN} \cdot m$$

$$M_1(1+3) = 30,6 \text{ kN} \cdot m$$

Calcululcapacitățiiportante a stîlpului din planul de încovoiere

$$l_0 = 0,7 \cdot (H + a) = 0,7 \cdot (4,2 + 0,15) = 3,045 \text{ m}$$

Din anexa 10 pentru $N_1 / N = 0,893$ și $l_0 / h = 6,77$
(după interpolare) primim $\varphi_b = 0,916$ și $\varphi_r = 0,917$.

$$\text{Coeficientul } \alpha_s = 0,01 \cdot \frac{365}{7,7} = 0,474$$

Deoarece $\alpha_s > 0,5$, ϕ se va calcula cu formula:

$$\phi = \phi_b + 2(\phi_r - \phi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_c A} = 0,916 + 2(0,917 - 0,916) \cdot \frac{365}{7,7} \cdot 0,01 = 0,917 \leq \phi_r$$

Aria necesară a armăturii longitudinale va fi:

$$A_{s,tot} = \frac{N}{m\phi R_{sc}} - A \frac{R_c}{R_{sc}} = \frac{1835,5 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,917 \cdot 365 \cdot (100)} - \frac{45^2 \cdot 7,7 \cdot (100)}{365 \cdot (100)} = 12,12 \text{ cm}^2$$

Procentul de armare $\mu = \frac{12,12}{45^2} \cdot 100\% = 0,59\%$ este mai mic ca 3% și mai mare ca 0,10% (pentru stîlpul cu flexibilitatea $l_0 / h_c = 6,77 < 20$), adică se află în limitele valorilor arătate în punctul p. 6.3. Din Anexa 5 se poate de primit cîte 4 bare de diametrul 20 mm cu aria $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$

Determinăm cu cîte procente aria barelor primite se deosebește de cea calculată:

$$+\Delta\% = \frac{12,57 - 12,12}{12,12} \cdot 100\% = 3,6\%$$

Supraarmarea se încadrează în limitele admisibile +5.....15% deci în final adoptam 4 bare de diametrul 20 mm cu aria $A_s = 12,57 \text{ cm}^2$.

Calculul capacității portante a stîlpului în planul de încovoiere.

$$M = M_{\max} = M'(1+2) = 88,5 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$N = N' = 1812,1 \text{ kN}$$

$$\frac{l_0}{h_c} = \frac{3,045}{0,45} = 6,77;$$

$$\mu = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\% = \frac{12,57}{45^2} \cdot 100\% = 0,62\%;$$

$$a_s = a'_s = 4cm$$

Calculăm valorile următoare:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{88,5}{1812,1} = 0,0488m = 4,88cm ;$$

$$\varphi_l = 1,879 < 1 + \beta = 2 ;$$

$$h_{oc} = 45 - 4 = 41cm$$

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} - 0,01 \cdot R_c = 0,5 - 0,01 \cdot 6,77 - 0,01 \cdot 7,7 = 0,355$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{h_c} = \frac{4,88}{45} = 0,108 \quad \text{adoptăm } \delta_e = 0,355$$

$$\mu\alpha = \frac{A_{s,tot}^{real}}{b_c \cdot h_c} \cdot \frac{E_s}{E_c} = \frac{12,56}{45 \cdot 45} \cdot \frac{20 \cdot 10^{10}}{23 \cdot 10^9} = 0,054.$$

$$\text{Pentru } \frac{l_0}{h_c} = 6,77 \text{ și } \mu = 0,62\% < 2,5\%$$

$$N_{cr} = 0,15 \cdot \frac{E_c \cdot b_c \cdot h_c}{\left(\frac{l_0}{h_c}\right)^2} = 0,15 \cdot \frac{23 \cdot 10^3 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 45}{\left(\frac{304,5}{45}\right)^2} = 15257900 \text{ N} =$$

$$= 15257,9 \text{ kN}$$

Deci dimensiunile secțiunii transversale a stîlpului sunt îndestulătoare.

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1812,1}{15257,9}} = \frac{1}{1 - 0,119} = 1,135$$

$$e = \eta \cdot e_0 + \frac{h_c}{2} - a'_s = 1,135 \cdot 4,8 + \frac{45}{2} - 4 = 24,04cm$$

$$\alpha_n = \frac{N}{0,8 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_0} = \frac{1812,1 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41} = 1,594;$$

$$\delta = \frac{a'_s}{h_{0c}} = \frac{4}{41} = 0,098;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{0,8 \cdot R_c \cdot b_c \cdot h_{0c}^2} = \frac{1812,1 \cdot 10^3 \cdot 23,97}{0,8 \cdot 7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41^2} = 0,933$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,933 - 1,594 \cdot (1 - 0,5 \cdot 1,594)}{1 - 0,098} = 0,676$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,594 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 0,676 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,676} = 0,827$$

Deoarece $\xi > 0,8$ calculele se repeta fără coeficientul 0,8:

$$\alpha_n = \frac{N}{R_c \cdot b_c \cdot h_0} = \frac{1812,1 \cdot 10^3}{7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41} = 1,276;$$

$$\alpha_{m1} = \frac{N \cdot e}{R_c \cdot b_c \cdot h_{0c}^2} = \frac{1812,1 \cdot 10^3 \cdot 23,97}{7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41^2} = 0,747$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,747 - 1,276 \cdot (1 - 0,5 \cdot 1,276)}{1 - 0,098} = 0,315$$

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2 \cdot \alpha_s \cdot \xi_R}{1 - \xi_R + 2 \cdot \alpha_s} = \frac{1,276 \cdot (1 - 0,6) + 2 \cdot 0,315 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 0,315} = 0,862$$

Deoarece $\alpha_n = 1,276 > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_c \cdot b_c \cdot h_{0,c}}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi \cdot \alpha_0}{1 - \delta} = \frac{7,7 \cdot (100) \cdot 45 \cdot 41}{365 \cdot 100}$$

$$\frac{0,747 - 0,862 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,862)}{1 - 0,098} = 11,05 \text{ cm}^2$$

În cazul de față din Anexa 5 se poate de primit câte $3\emptyset 22\text{mm}$ cu aria $A_s = A'_s = 11,4\text{cm}^2$

Calculam procentul de supraarmare:

$$+\Delta\% = \frac{11,4-11,0}{11,0} \cdot 100\% = 3,5\% < 15\% ;$$

După cum vedem se încadrează în abaterile admisibile (+5...+15%; -5...-7%), de aceea definitiv primim câte 3Ø22mm

Procentul de armare longitudinală :

$$\mu = \frac{A_{s,tot}^{real}}{A} \cdot 100\% = \frac{11,4 \cdot 2}{45^2} \cdot 100\% = 1,13\%; \quad \mu_{min} = 0,05\%; \quad \mu_{max} = 3\%.$$

În final am obținut:

a) 4 n20 cu $A_s^{real} = 12,56 \text{ cm}^2$ - din calculul stâlpului în planul de încovoiere

b) 6n22 cu $A_s^{real} = 22,8 \text{ cm}^2$ - din calculul capacității portante a stâlpului din planul de încovoiere

Definitiv alegem armarea cu 6n22 cu: $A_s^{real} = 22,8 \text{ cm}^2$

Etrierele din armătură A-I n 8 cu pasul $s=300 \text{ mm}$.

Capitolul VII: CALCULUL FUNDATIEI

7.1. Noțiuni generale

Fundațiile pentru stâlpi se execută din beton armat monolit sau prefabricat. Fundațiile din beton armat prefabricat sînt mai raționale de folosit în cazul, cînd ele se repetă mai des și sînt economic argumentate.

Adîncimea de așezare a fundației se stabilește în dependență de condițiile hidrogeologice de pe șantier, adîncimea de îngheț, prezența subsolului, încastrării stîlpului și pe baza calculelor tehnico-economice conform normelor și regulilor în construcții. Marginea de sus a fundației de obicei se află la cota - 0,15 m, ceea ce e legat cu calculul nul la montarea stîlpilor carcanei.

Fundațiile sînt compuse din partea plată și pe baza stîlpului cu cutia pentru încastrarea stîlpului prefabricat. Partea plată are de obicei forma de trepte. Numărul treptelor – nu mai

mult de trei și depinde de dimensiunile tălpii și totodată de dimensiunile secțiunii transversale a bazei stîlpului. Toate dimensiunile părții plate, la fel și a bazei stîlpului în plan pe fețele exterioare trebuie să fie multiple la 300 mm. Înălțimile bazei stîlpului și părții plate se primesc multiple la 150 mm. Înălțimea treptelor părții plate se primește egală cu 300 mm sau 450 mm.

Talpa fundației la o solicitare centrică sau aproape centrică se admite pătrată în plan. La solicitarea excentrică se recomandă de admis talpa de formă dreptunghiulară cu raportul laturilor nu mai mic de 0,6, cu latura mai mare în planul de acțiune a momentului încovoietor.

Distanța între pereții cutiei și stîlpului (pentru a avea posibilitatea de îndreptat și de betonat calitativ) se admite în partea de jos a cutiei 50 mm și în partea de sus – 75 mm. Înălțimea cutiei trebuie să fie cu 50 mm mai mare ca adîncimea încastrării stîlpului.

Fundațiile se execută din beton greu de clasele C15-C30 și se instalează pe un așternut (strat) de nisip-pietriș cu grosimea de 10 cm. Tălpile fundațiilor se recomandă de armat cu plase sudate tipice sau individuale. Pentru armătura plaselor se recomandă de utilizat oțel A-II. Diametrul barelor de rezistență a armăturii trebuie să fie nu mai mic de 10 mm. Distanța dintre barele plasei (pasul) nu trebuie să depășească 200 mm (de obicei ea se primește egală cu 200 mm). Grosimea stratului de acoperire cu beton pentru armătura de rezistență a tălpii în fundațiile prefabricate trebuie să fie 30-50 mm.

Baza stîlpului se armează cu armătură longitudinală și transversală după principiul armării stîlpilor. Aria secțiunii armăturii longitudinale din fiecare parte a bazei trebuie să fie nu mai puțin de 0,05% din aria secțiunii transversale a bazei stîlpului. Diametrul barei longitudinale a bazei trebuie să fie nu mai mic de 12 mm. Armarea transversală a pereților cutiei se efectuează din plase orizontale sudate cu pas uniform. Barele acestor plase se instalează pe suprafețele interioare ale

pereților. Diametrul armăturii plaselor se restabilește prin calcul, dar nu mai mic de 8 mm și totodată nu mai mic de $\frac{1}{4}$ din diametrul armăturii longitudinale a bazei stîlpului. Distanța între plase se primește nu mai mare de $\frac{1}{4}$ din adîncimea cutiei și nu mai mare de 200 mm. Barele armăturii longitudinale a bazei stîlpului trebuie să treacă prin interiorul plaselor sudate.

Calculul capacității portante a fundațiilor include determinarea înălțimii părții plate, dimensiunile treptelor și armătura necesară a tălpii fundației. Calculul armăturii longitudinale și transversale a bazei stîlpului se înfăptuiește la sarcinile de calcul multiplicare la coeficientul de siguranță a sarcinii.

7.2. Date pentru proiectarea în exemplul dat

Se dă:

Pentru betonul clasei C15:

Rezistența prismatică de calcul la starea limită ultimă (cu $\gamma_{c2}=1,0$): - $R_c = 8,5 \text{ MPa}$;

Rezistența prismatică de calcul la starea limită de serviciu: - $R_{c,ser} = 11,0 \text{ MPa}$;

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă (cu $\gamma_{c2}=1,0$) - $R_{ct} = 0,75 \text{ MPa}$;

Modulul inițial al deformațiilor:

$$- E_c = 2,3 \times 10^4 \text{ MPa};$$

Caracteristicile de rezistențale armăturii clasa A-II:

Rezistența de calcul la întindere la starea limită ultimă:
- $R_s = 280 \text{ MPa}$;

Modulul de elasticitate:

$$- E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa};$$

Dimensiunile secțiunii transversale a stîlpului:

$$h_c \times b_c = 45 \times 45 \text{ cm}.$$

7.3. Eforturile care acționează asupra bazei

Din calculul stîlpului (p.6.4.2) primim valoarea maximală a forței longitudinale și a momentului încovoietor (în secțiunea de jos a stîlpului):

$$M_{\max} (1 + 2) = 44,25 \text{ kNm},$$

$$N_{\max} = 1835,5 \text{ kN}.$$

Mărimile eforturilor pentru calculul fundațiilor sunt admise din calculul stîlpului. Valorile normale ale eforturilor N_{fn} și M_{fn} se determină cu aproximație, împărțind valoarea lor de calcul la coeficientul median de siguranță a sarcinilor $\gamma_f = 1,15$.

$$N_{fn} = \frac{N_{\max}}{\gamma_f} = \frac{1835,5}{1,15} = 1596,1 \text{ kN}$$

$$M_{fn} = \frac{M_{\max}}{\gamma_f} = \frac{44,25}{1,15} = 38,5 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

7.4. Calculul fundației la străpungere

7.4.1. Dimensionarea tălpii fundației.

Pentru determinarea dimensiunilor preliminare al tălpii fundației ne folosim de rezidența de calcul a solului dat - R_f .

Dimensiunile preliminare ale tălpii fundației se determină din condițiile că presiunea medie asupra bazei sub talpa fundației sa nu depășească rezistența de calcul a solului.

La solicitare excentrică fundația se obține în dependență de excentricitate de la pătrata pînă la depășirea lungimii cu 15-20%.

Preliminar se determină aria fundației

$$A = \frac{N_{fn}}{R_0 - \gamma_m \cdot d} = \frac{1596,1}{220 - 20 \cdot 1} = 7,6m^2$$

Pentru fundația pătrată:

$$A = b^2$$

$$b = 2,75cm$$

Pentru fundația dreptunghiulară:

$$A = b \cdot l = (1,1 \div 1,2) b^2$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{1,1}} = \sqrt{\frac{7,6}{1,1}} = 2,63m$$

rotunjim la 0,3m și obținem $b = 2,7m$

$$b = 2,7cm \quad l = 3,3cm$$

unde:

$R_0 = 230 kPa$ - rezistența de calcul a solului – conform datelor inițiale

$\gamma_m = 20 kN/m^3$ - masa volumetrică a materialului fundației și a solului de pe treptele ei.

$d = 1,0 m$ - adâncimea de fundare - adoptată

Deoarece excentricitatea în stâlp $e_0 = 4,9cm > 2 \cdot 2cm = 4cm$ este mai mare decât 2 excentricități accidentale, fundația se va proiecta dreptunghiulară. Adoptăm în final $b = 2,7m$ și $l = 3,3 m$ (multiplu la 300 mm), luând în considerație și respectarea condițiilor:

$$P_{\max,n} < 1,2 \cdot R_0 \quad P_{\min,n} > 0 \quad P_{\text{med},n} \leq R_0$$

Totodată facem verificarea din punct de vedere economic:

$$0,9 \leq \frac{P_{\text{med},n}}{R_0} \leq 1$$

Aria reală a fundației:

$$A = b \cdot l = 2,7 \cdot 3,3 = 8,91m^2$$

Modulul de rezistență a tălpii fundației:

$$W = \frac{b \cdot l^2}{6} = \frac{2,7 \cdot 3,3^2}{6} = 4,9 \text{ m}^2.$$

Verificăm dimensiunile admise ale tălpii fundației, reieșind din aceea, că presiunea maximă pe fundația solului $P_{n,max}$ nu trebuie să depășească $1,2 \cdot R_0$, valoarea minimală $P_{n,min}$ nu trebuie să fie mai mică de zero și valoarea $P_{med,n}$ - nu mai mare de R_0 .

Presiunea asupra solului:

$$P_{\min, n}^{\max, n} = \gamma_m \cdot d_1 + \frac{N_{\max}}{A} \pm \frac{M_{\max}}{W},$$

$$P_{\min, n}^{\max, n} = 20 \cdot 1 + \frac{1835,5}{8,91} \pm \frac{44,25}{4,9} = 20 + 206 \pm 9,03;$$

$$P_{\max, n} = 20 + 206 + 9,03 = 235,03 \text{ kPa} < 1,2 \cdot R_0 = 1,2 \cdot 230 = 276 \text{ kPa}$$

$$P_{\min, n} = 20 + 206 - 9,03 = 216,98 \text{ kPa} > 0 \text{ kPa};$$

$$P_{med, n} = 20 + 206 = 226 \text{ kPa} < R_0 = 230 \text{ kPa};$$

$$0,9 < \frac{226}{230} = 0,983 < 1$$

7.4.2. Determinarea înălțimii fundației.

Înălțimea de calcul (utilă) $h_{0,pl}$ a fundației solicitată excentric:

$$h_{0,pl} = -0,5 \cdot b_c + \sqrt{\frac{0,25 \cdot b_c^2 + (b \cdot c_l - c_b^2)}{1+r}},$$

$$r = \frac{R_{ct}}{P_{\max}} = \frac{0,75}{0,235} = 3,19$$

$$c_l = 0,5(l - h_c) = 0,5 \cdot (3,3 - 0,45) = 1,425 \text{ m}$$

$$c_b = 0,5(b - b_c) = 0,5 \cdot (2,7 - 0,45) = 1,125 \text{ m}$$

$$h_{0,pl} = -0,5 \cdot 0,45 + \sqrt{\frac{0,25 \cdot 0,45^2 + (2,7 \cdot 1,425 - 1,25^2)}{1 + 3,19}} = 0,568 \text{ m} =$$

$$= 56,8 \text{ cm}$$

Primind stratul de acoperire cu beton 5 cm, înălțimea totală a

fundației va fi:

$$h_{pl} = h_{0,pl} + a = 56,8 + 5 = 61,8 \text{ cm}$$

Totodată înălțimea fundației trebuie să satisfacă și cerința constructivă de ancorare a armăturii longitudinale a stâlpului în fundație (luind in considerațieîndoirea armaturii)

$$h_{pl} = 20 \cdot d_s + a = 20 \cdot 2,5 + 5 = 50 + 5 = 55 \text{ cm.}$$

Alegem definitiv înălțimea fundației egală cu cea mai mare valoare obținută din doua condiții. Înălțimea și numărul treptelor se primesc în dependență de înălțimea totală a părții plate a fundației și se primește multiplă la dimensiunile de modul. Înălțimea treptelor, pentru fundațiile monolite se vor lua cu modulul de 50 mm. Din considerente de reducere a diametrului armaturii plasei de fundație, vom admite $h_{pl} = 0,80 \text{ m}$. Diametrul armaturii variază între 10–16mm :

$$h_{pl} = 0,80 \text{ m} = 80 \text{ cm}, \quad h_{0,pl} = 75 \text{ cm}, \quad h_1 = 40 \text{ cm}, \quad h_2 = 40 \text{ cm}$$

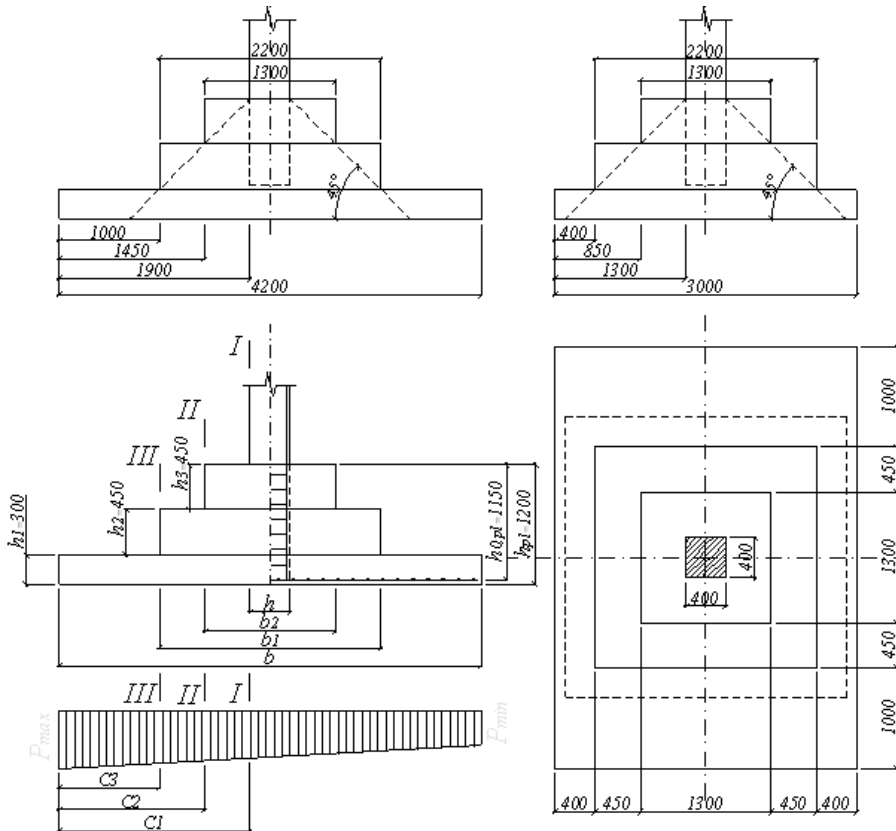


Fig. 20. Schema de formare a piramidei de străpungere în treapta de jos a fundației. Schema de calcul și secțiunile pentru determinarea armăturii fundației.

Presiunea de la stîlp se transmite fundației prin piramida de străpungere, formând din liniile duse sub 45° (fig.20). Pentru determinarea lungimii treptelor și dimensiunilor fundației, folosind metoda grafică, desenăm fundația în scară pe hîrtie milimetrică sau în AutoCAD.

Din fig.20 admitem:

$c_2 = 97,5 \text{ cm}$, $c'_2 = 67,5 \text{ cm}$. - distanța de la marginea fundației până la secțiunea II de-a lungul laturilor l și b .

$c_1 = 142,5 \text{ cm}$, $c'_1 = 112,5 \text{ cm}$. - la fel până la secțiunea I

$b_1 = 135 \text{ cm}$ - lățimea treptei a doua

Aceste mărimi vor fi folosite în calculele de mai jos (fig.20).

7.5. Calculul armării tălpii fundației

Secțiunea armăturii de rezistență a tălpii fundației (A_s de-a lungul laturii l , în care acționează momentul încovoietor) se determină din calculul la încovoiere a lungimii consolei părții plate a fundației la acțiunea presiunii solului sub talpă în secțiunile de pe marginea stîlpului sau bazei stîlpului și pe marginile treptelor fundației.

Calculul armăturii se înfăptuiește ca și în cazul pentru elementele încovoietoare cu secțiunea dreptunghiulară cu armătură simplă după metoda de tabel. Se precaută trei secțiuni periculoase a părții plane a fundației după numărul de trepte. Secțiunile periculoase sunt date în fig.20.

Momentele încovoietoare în secțiunile de calcul a părții plate se determină de la acțiunea presiunii reactive a solului pe talpa fundației și a solului de pe treptele lui.

În dependență de forma epurei a presiunii solului momentele încovoietoare în secțiunea i la distanța C_i de la marginea cea mai încărcată a fundației se determină conform relațiilor următoare:

Excentricitatea forței longitudinale:

$$e_0 = \frac{M_{\max}}{N_{\max}} = \frac{44,25}{1835,5} = 0,024 \text{ m.}$$

Valoarea momentului încovoietor în secțiunea I-I:

$$M_{I-I} = N_{\max} \cdot c_1^2 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_1}{l^2}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot l}$$

$$M_{I-I} = 1835500 \cdot 1,425^2 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,024}{3,3} - \frac{4 \cdot 0,024 \cdot 1,425}{3,3^2}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,3} =$$

$$= 582356,6 \text{ N} \cdot \text{m}.$$

în care:

C_1 - distanța pînă la secțiunea de calcul, 1-1 determinată mai sus;

l - lungimea fundației.

Valoarea coeficientului tabelar:

$$\alpha_{01} = \frac{M_{I-I}}{0,8 \cdot R_c \cdot b_1 \cdot h_{0,pl}^2} = \frac{582356,6 \cdot 100}{0,8 \cdot 8,5 \cdot 100 \cdot 135 \cdot 75^2} = 0,001 \quad \xi_1 = 0,999$$

Conform Anexa 3 în dependență de valoarea α_0 admitem coeficientul $\xi_1 = 0,999$. Atunci aria necesară a armăturii totale, paralelă cu latura l , în secțiunea 1-1 la marginea stîlpului pe lățimea fundației va fi:

$$A_{s,I-I} = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot \xi_1 \cdot h_{0,pl}} = \frac{582356,6 \cdot 100}{280 \cdot 100 \cdot 0,999 \cdot 75} = 27,75 \text{ cm}^2.$$

în care:

R_s - rezistența de calcul a armăturii de clasa A-II.

Pentru secțiunea II-II:

$$M_{II-II} = N_{\max} \cdot c_2^2 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_0}{l} - \frac{4 \cdot e_0 \cdot c_2}{l^2}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot l},$$

$$M_{II-II} = 1835500 \cdot 0,925^2 \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot 0,024}{3,3} - \frac{4 \cdot 0,024 \cdot 0,925}{3,3^2}\right) \cdot \frac{1}{2 \cdot 3,3} =$$

$$= 273680 \text{ N} \cdot \text{m}.$$

în care:

c_2 - distanța pînă la secțiunea de calcul, 2-2 ;

Valoarea coeficientului tabelar:

$$\alpha_{02} = \frac{M_{II-II}}{0,8 \cdot R_s \cdot b \cdot h_{0,1}^2} = \frac{273680 \cdot 100}{0,8 \cdot 8,5 \cdot 100 \cdot 330 \cdot 35^2} = 0,138 \quad \xi_1 = 0,941$$

$$A_{s, II-II} = \frac{M_{II-II}}{R \cdot \xi_1 \cdot h_{01}} = \frac{273680 \cdot 100}{280 \cdot 100 \cdot 0,941 \cdot 35} = 29,67 \text{ cm}^2.$$

Armarea definitivă a fundației se înfăptuiește după una din valorile maxime obținute din calcul. În exemplul prezent pentru secțiunea 2-2 avem $A_s = 29,67 \text{ cm}^2$. Talpa fundației se armează cu plase, la care pasul barelor poate fi de 10, 15, 20 cm. Admitem pasul barelor $S = 15 \text{ cm}$. Atunci numărul necesar de bare pentru plasă pe lățimea fundației va fi egal:

$$n = \frac{b}{s} + 1 = \frac{270}{15} + 1 = 19$$

Aria necesară a unei bare:

$$A_{s1} = \frac{A_{s1}}{n} = \frac{29,67}{19} = 1,561 \text{ cm}^2$$

Pentru armarea tălpii fundației admitem o plasă nestandardă cu aria egală a armăturii în ambele direcții:

$$A_s = 1,561 \text{ cm}^2, \text{ } \emptyset 14 A - II$$

$$19 \emptyset 14 A - II \text{ cu pasul } 15 \text{ cm, } A_{s,tot} = 19 \cdot 1,561 = 29,25 \text{ cm}^2$$

Supraarmarea constituie:

$$-\Delta\% = \frac{29,25 - 29,67}{29,67} \cdot 100\% = -1,4\%$$

7.6. Executarea lucrărilor de armare și betonare

Problemele des întâlnite la executarea lucrărilor de armare și betonare a stâlpului, sunt cele de execuție a nodurilor de îmbinare a carcasi stâlpului superior cu cea a stâlpului inferior la variația dimensiunilor secțiunii acestora; îmbinarea mustăților carcaselor etc.

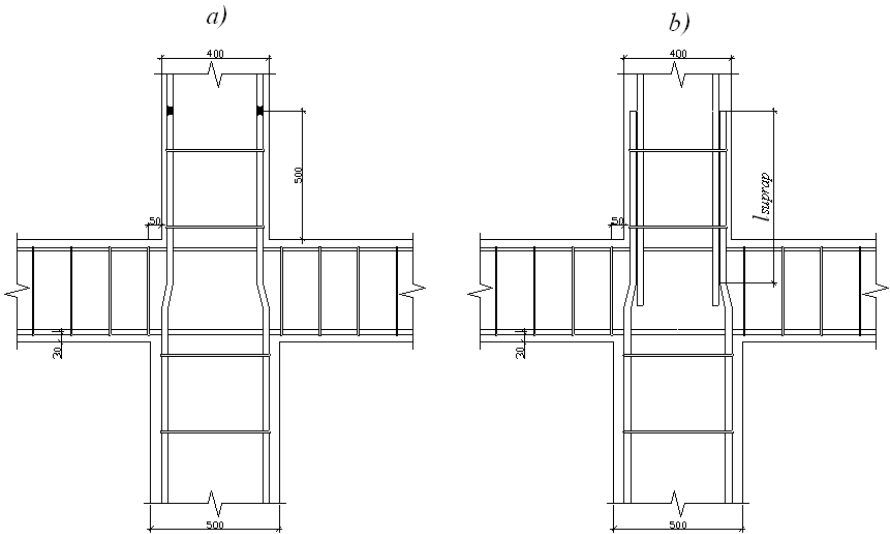


Fig. 21. Îmbinarea barelor stâlpilor la variația secțiunii acestora: a – prin sudura (diametre mai mari de 20 mm); b – prin suprapunere (diametre mai mici de 20 mm)

Pentru barele de armatura a căror diametru nu depășește 18-20mm îmbinarea acestora se poate realiza prin suprapunere 15-20ds. Pentru bare a căror diametru este mai mare de 20 mm îmbinarea se va realiza prin sudura in baie, deoarece îmbinarea prin suprapunere pentru diametre mari duce la cheltuieli nejustificate de armatura.

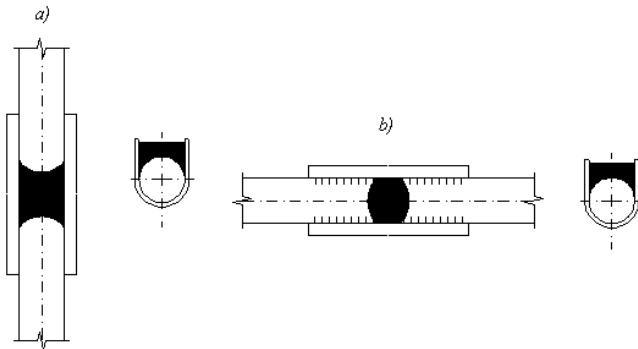


Fig. 22. Sudura in baie cu cordon pe eclisa metalica in forma de jgheab: a – sudura barelor verticale, b - sudura barelor orizontale;

In proiectul de an la executarea coloanelor e permis de folosit si beton cu o clasa mai mare decât cel folosit in executarea grinzilor si planșeului, doar daca va fi argumentat tehnologic betonarea cu asigurarea continuității materialului stâlpului, aceasta se lăsa la discreția studentului, care in calitate de viitor proiectant trebuie sa poată soluționa problemele de acest gen, in caz contrar in nodul îmbinării stâlpului cu grinda se pot obține fisuri la variația temperaturii , betoanele de clase diferite au un modul de deformație diferit.

L I T E R A T U R A

1. NCM F.02.02.2006 - Calculul, proiectarea și alcătuirea elementelor de construcții din beton armat și beton precomprimat. - Chișinău 2006.
2. I. Ciupac, T. Sârbu. Calculul și alcătuirea elementelor planșeului cu plăci și grinzi din beton armat monolit. Material didactic. Chișinău, I.P.C., 2002.
3. T. Sârbu. Calculul grinzilor continui din beton armat. Tezele conferinței tehnico-științifice a U.T.M., - Chișinău, 1996.
4. T. Sârbu. Calculul grinzilor continui din beton armat articulate la extremități. Rezumatele lucrărilor conferinței tehnico-științifice jubiliare a U.T.M., - Chișinău 2000.
5. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Госстрой СССР. - М.: ЦИТП Госстрой СССР, 1987.
6. Байков В. Н. Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Учебник для вузов. – 5-е изд., - М., Стройиздат, 1991.
7. Проектирование железобетонных конструкций: Справочник проектировщика. /Подред. А.Б. Голышева. – Киев: Будівельник, 1990
8. Бондаренко В. М., Суворкин Д. Г. Железобетонные и каменные конструкции. – М., Высшая школа, 1987.
9. V. Corobceanu. Beton armat. Editura tehnica – info Chișinău 2002.
10. R. Agent, D. Dumitrescu, T. Postelnicu. Îndrumător pentru calculul și alcătuirea elementelor de beton armat. Principii și detalii de alcătuire constructivă. Editura Tehnica București — 1992
11. Железобетонные конструкции. Курсовое и дипломное проектирование. Подред. А. Я. Барашикова. – Киев, Вища школа, 1987.

12. Попов Н. Н. Забегаев А. Д.. Проектирование и расчёт железобетонных конструкций. – М., Высшая школа, 1989.

13. Расчет и конструирование частей жилых и общественных зданий. Справочник проектировщика под ред. Вахненко П. Ф. – Киев, Будивельник, 1987.

14. Чупак И. М., Сырбу Ф. П. Расчет элементов ребристого междуэтажного перекрытия в монолит-ном железобетоне. Методические указания к первоначальному курсовому проекту дисциплины «Железобетонные конструкции». К.П.И. – Кишинев, 1987

CUPRINSUL

INTRODUCERE	3
CAPITOLUL I: DATE INITIALE	4
CAPITOLUL II: CALCULUL PLANȘEULUI.....	11

2.1. DETERMINAREA DESCHIDERII DE CALCUL A PLĂCII	11
2.2. DETERMINAREA SARCINILOR	14
2.3. DETERMINAREA EFORTURILOR DE CALCUL DIN PLACĂ	15
2.4. MATERIALE PENTRU PLACĂ	16
2.5. DETERMINAREA ARIEI NECESARE A ARMĂTURII PLASEI.....	17
2.6. ALCĂTUIREA (ARMAREA) PLĂCII	19
CAPITOLUL III: CALCULUL GRINZII SECUNDARE. GRUPA DE	
STĂRI LIMITĂ ULTIME (SLU).....	25
3.1. DETERMINAREA DESCHIDERILOR DE CALCUL	26
3.2. DETERMINAREA SARCINILOR	27
3.3. DETERMINAREA VALORILOR DE CALCUL ALE MOMENTELOR	
ÎNCOVOIETOARE ȘI ALE FORȚELOR TĂIETOARE	28
3.4. MATERIALELE PREVĂZUTE PENTRU PROIECTAREA ȘI EXECUTAREA	
GRINDEI SECUNDARE	30
3.5. DEFINITIVAREA DIMENSIUNILOR SECȚIUNII TRANSVERSALE ALE	
GRINZII SECUNDARE	33
3.6. CALCULUL GRINZII SECUNDARE LA REZISTENȚĂ ÎN SECȚIUNI	
NORMALE	36
3.6.1. <i>Determinarea ariei necesare a armăturii</i>	36
<i>longitudinale de rezistență în deschideri (în câmp)</i>	36
3.6.1.1. <i>Determinarea ariei necesare a armăturii longitudinale de</i>	
<i>rezistență din prima și ultima deschidere</i>	40
3.6.1.2. <i>Calculul ariei necesare a armăturii longitudinale de rezistență</i>	
<i>din deschiderile intermediare</i>	43
3.6.2. <i>Determinarea ariei necesare a armăturii de rezistență pe</i>	
<i>reazeme</i>	44
3.6.2.1. <i>Calculul ariei necesare a armăturii de rezistență pe primele</i>	
<i>reazeme intermediare</i>	45
3.6.2.2. <i>Calculul ariei necesare a armăturii de rezistență de pe</i>	
<i>reazemele intermediare</i>	48
3.7. CALCULUL GRINZII LA REZISTENȚĂ ÎN SECȚIUNILE ÎNCLINATE	49
3.7.1. <i>Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni</i>	50
<i>înclinate de la acțiunea forței tăietoare</i>	50
3.7.1.1. <i>Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni înclinate în</i>	
<i>deschiderile marginale</i>	54
3.7.1.2. <i>Calculul grinzii secundare la rezistență în secțiuni înclinate în</i>	
<i>deschiderile centrale</i>	55
3.8. ALCĂTUIREA (ARMAREA) GRINZII SECUNDARE.....	56
3.9. CONSTRUIREA DIAGramei MATERIALELOR	62
3.9.1 <i>Informație necesară pentru construirea diagramei înfășurătoare</i>	
<i>a momentelor de încovoiere</i>	64

3.9.2. <i>Calculul momentelor încovoietoare preluate de materialele folosite pentru grinda examinată</i>	65
3.9.3. <i>Prezentarea grafică a diagramei materialelor</i>	70
CAPITOLUL IV: CALCULUL GRINZII SECUNDARE. GRUPA DE STĂRI LIMITĂ DE SERVICIU (SLS)	74
4.1. CALCUL ELEMENTELOR DIN BETON LA FISURARE. PRINCIPII GENERALE REFERITOARE LA FISURAREA ELEMENTELOR DIN BETON	74
4.2. CALCULUL LA FISURARE	75
4.2.1 <i>Verificarea la apariția fisurilor normale</i>	75
4.2.2 <i>Verificarea la deschiderea fisurilor normale</i>	79
4.2.2.1 <i>Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale ($W_{cr,sh1}$)</i>	82
4.2.2.2 <i>Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{cr,sh2}$)</i>	84
4.2.2.3 <i>Calculul deschiderii fisurilor normale de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{cr,l}$)</i>	85
4.2.3. <i>Verificarea la deschiderea fisurilor înclinate</i>	86
4.2.3.1 <i>Calculul deschiderii fisurilor înclinate de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor totale ($W_{cr,sh1}$)</i>	89
4.2.3.2 <i>Calculul deschiderii fisurilor înclinate de la acțiunea de scurtă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{cr,sh2}$)</i>	90
4.2.3.3 <i>Calculul deschiderii fisurilor înclinate de la acțiunea de lungă durată a încărcărilor permanente și temporare de lungă durată (cvasipermanente) ($W_{cr,l}$)</i>	92
4.3. STAREA LIMITĂ DE DEFORMAȚIE	93
4.3.1 <i>Principii generale</i>	93
4.3.2 <i>Determinarea curburii elementelor din beton armat pe sectoarele cu fisuri în zona întinsă</i>	94
4.3.2.1 <i>Determinarea curburii de la acțiunea de scurtă durată a sarcinii totale</i>	95
4.3.2.2 <i>Determinarea curburii de la acțiunea de scurtă durată a sarcinilor permanente și de lungă durată</i>	96
4.3.2.3 <i>Determinarea curburii de la acțiunea de lungă durată a sarcinilor permanente și de lungă durată</i>	96
4.3.3 <i>Determinarea săgeților</i>	97
CAPITOLUL V: CALCULUL STATIC AL GRINZII PRINCIPALE (CADRUL ETAJAT)	99

5.1. DETERMINAREA DESCHIDERILOR DE CALCUL	102
5.2. DETERMINAREA SARCINILOR	103
5.3. DETERMINAREA VALORILOR AUXILIARE DE CALCUL	104
5.4. CALCULUL STATIC AL GRINZII	105
CAPITOLUL VI: CALCULUL STILPULUI.....	109
6.1. MATERIALE DE CONFEȚIONARE	109
6.2. DIMENSIONAREA SECȚIUNILOR.....	110
6.3. ARMAREA STÎLPILOR	111
6.4. CALCULUL STÎLPULUI	114
6.4.1. <i>Noțiuni generale</i>	114
6.4.2. <i>Determinarea sarcinilor de calcul (pentru primul si al doilea nivel).</i>	115
6.4.3. <i>Calculul capacității portante a stâlpului (primului nivel) din planul de încovoiere</i>	122
6.4.4. <i>Calculul capacității portante a stâlpului (de la primul nivel) în planul de încovoiere.</i>	125
6.4.5. <i>Calculul capacității portante a stâlpului de la etaj (nivelul doi) din planul de încovoiere.</i>	133
6.4.6. <i>Calculul capacității portante a stâlpului de la etaj (nivelul doi) în planul de încovoiere.</i>	134
CAPITOLUL VII: CALCULUL FUNDATIEI	142
7.1. NOȚIUNI GENERALE	142
7.2. DATE PENTRU PROIECTAREA ÎN EXEMPLUL DAT	144
7.3. EFORTURILE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA BAZEI.....	145
7.4. CALCULUL FUNDAȚIEI LA STRĂPUNGERE.....	145
7.4.1. <i>Dimensionarea tălpii fundației</i>	145
7.4.2. <i>Determinarea înălțimii fundației</i>	147
7.5. CALCULUL ARMĂRII TĂLPII FUNDAȚIEI	150
7.6. EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE ARMARE ȘI BETONARE	152
L I T E R A T U R A	155
C U P R I N S U L	156
A N E X E.....	160

ANEXE

Anexa 1 (Tabelul 5,6 si 7 [1])

Caracteristicile de rezistență si deformații ale betonului

Clasa beto- nului	Rezistența betonului SLU [MPa]				Rezistența betonului SLS [MPa]		Modulul de elasticitate. $E_c \cdot 10^{-3}$ [MPa]	
	comprimare R_c		Întindere R_{ct}		$R_{c,ser}$	$R_{ct,ser}$	fără trat.	trat. term
	γ_{c2} =1,0	γ_{c2} =0,9	γ_{c2} =1,0	γ_{c2} =0,9				
C10	6,0	5,40	0,57	0,51	7,5	0,85	18,0	16,0
C12,5	7,5	6,7	0,66	0,59	9,5	1,00	21,0	19,0
C15	8,5	7,7	0,75	0,67	11,0	1,15	23,0	20,5
C20	11,5	10,5	0,90	0,80	15,0	1,40	27,0	24,0
C25	14,5	13,0	1,05	0,95	18,5	1,60	30,0	27,0

C30	17,0	15,5	1,20	1,10	22,0	1,80	32,5	29,0
C35	19,5	17,5	1,30	1,15	25,5	1,95	34,5	31,0
C40	22,0	20,0	1,40	1,25	29,0	2,10	36,0	32,5

Anexa 2 (Tabelul 9,10,11,13 si 14 [1])

Caracteristicile de rezistență si deformație ale armăturii

Armătura		Rezistența armăturii SLU [MPa]			Rezistența armaturii SLS [MPa]	Modulul de elasticitate $E_s \cdot 10^{-4}$, [MPa]
Clas a	Diametrul [mm]	întindere		compre-siune		
		R_s	R_{sw}	R_{sc}	$R_{s,ser}$	
A-I	6...40	225	175	225	235	21,0
A-II	10...80	280	225	280	295	21,0
A-III	6...8	355	285	355	390	20,0
A-III	10...40	365	290	365	390	20,0
B_p-I	3	375	270	375	410	17,0
B_p-I	4	365	265	365	405	17,0
B_p-I	5	360	260	360	395	17,0

Valorile coeficienților pentru calculul elementelor încovoiate
cu armătură optimă. Anexa 3 (Tabelul 24 [1])

ξ	ξ_1	α_1	ξ	ξ_1	α_1
0,01	0,996	0,00996	0,31	0,876	0,27156
0,02	0,992	0,01984	0,32	0,872	0,27904
0,03	0,988	0,02964	0,33	0,868	0,28644
0,04	0,984	0,03936	0,34	0,864	0,29376
0,05	0,980	0,0490	0,35	0,860	0,3010
0,06	0,976	0,05856	0,36	0,856	0,30816
0,07	0,972	0,06804	0,37	0,852	0,31524
0,08	0,968	0,07744	0,38	0,848	0,32224
0,09	0,964	0,08676	0,39	0,844	0,32916
0,10	0,960	0,0960	0,40	0,840	0,3360
0,11	0,956	0,10516	0,41	0,836	0,34276
0,12	0,952	0,11424	0,42	0,832	0,34944
0,13	0,948	0,12324	0,43	0,828	0,35604
0,14	0,944	0,13216	0,44	0,824	0,36256
0,15	0,940	0,1410	0,45	0,820	0,3690
0,16	0,936	0,14976	0,46	0,816	0,37536
0,17	0,932	0,15844	0,47	0,812	0,38164
0,18	0,928	0,16704	0,48	0,808	0,38784
0,19	0,924	0,17556	0,49	0,804	0,39396
0,20	0,920	0,1840	0,50	0,800	0,4000
0,21	0,916	0,19236	0,51	0,796	0,40596
0,22	0,912	0,20064	0,52	0,792	0,41184
0,23	0,908	0,20884	0,53	0,788	0,41764
0,24	0,904	0,21696	0,54	0,784	0,42336
0,25	0,900	0,2250	0,55	0,780	0,4290
0,26	0,896	0,23296	0,56	0,776	0,43456
0,27	0,892	0,24084	0,57	0,772	0,44004
0,28	0,888	0,24864	0,58	0,768	0,44544
0,29	0,884	0,25636	0,59	0,764	0,45076
0,30	0,880	0,2640	0,60	0,760	0,4560

Asortimentul plaselor sudate din sârmă Bp-1

Anexa 4

M a r c a p l a s e i s u d a t e	Diametrul armăturii în mm	Aria secțiunii transversale a barelor plasei cu pasul lor - mm pentru un metru lățime sau lungime a plasei, în cm^2 :					
		S = 50	S = 100	S = 150	S = 200	S = 250	S = 300
$\frac{d_{s1}B_p - I - S_1}{d_{s2}B_p - I - S_2} B \times L$	3	1,42	0,71	0,47	0,35	0,28	0,23
	4	2,52	1,26	0,84	0,63	0,50	0,42
	5	3,92	1,96	1,31	0,98	0,79	0,65
Aici: d_{s1} și d_{s2} - respectiv diametrul armăturii longitudinale și transversale a plaselor S_1 și S_2 - respectiv pasul barelor longitudinale și transversale B - lățimea și L - lungimea plasei		lățimile plaselor: 1040, 1140, 1230, 1280, 1290, 1340 1440, 1500, 1540, 1660, 2350, 2550 2660, 2830, 2940, 2960, 3030, 3260 3330, 3560 și 3630 mm.					

Raportul diametrelor barelor și distanțele minime dintre ele

Anexa 6

Denumirea	Valorile diametrului armăturii					
Diametrul maximal al barelor într-o direcție	3 - 12	14, 16	18, 20	25	25 - 32	36 - 40
Idem în altă direcție pentru B _p -I A-I	3	4	5	-	-	-
	6	6	6	6	8	10
Distanța minimă între barele aceleiași direcții	50	75	100	100	150	200
Idem pentru barele instalate în două niveluri	30	40	50	50	60	70

Sortimentul ariilor secțiunii transversale a armăturii

n [mm]	Aria secțiunii transversale a n bare de armătură în cm ²									Greutatea 1 m, kg
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,75	0,88	1,01	1,13	0,099
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	0,222
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	0,395
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	0,888
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	1,208
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	1,998
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	2,466
22	3,80	7,60	11,40	15,21	19,01	22,81	26,61	30,41	34,21	2,984
25	4,91	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	3,853
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	4,834
32	8,04	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,30	64,34	72,38	6,313
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,89	61,07	71,25	81,43	91,61	7,99

40	12,57	25,13	37,70	50,27	62,83	75,40	87,96	100,53	113,10	9,865
----	-------	-------	-------	-------	-------	-------	-------	--------	--------	-------

Valorile coeficienților β_{jmax} .

Anexa 7.

Nr. secț.	Valorile coeficienților β_{jmax} pentru raportul v/g									
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
1	0,064	0,064	0,064	0,064	0,064	0,065	0,065	0,065	0,065	0,065
2	0,088	0,088	0,088	0,088	0,089	0,090	0,090	0,090	0,090	0,091
2 ¹	0,088	0,088	0,088	0,088	0,089	0,090	0,090	0,090	0,091	0,091
3	0,072	0,072	0,072	0,072	0,072	0,074	0,074	0,075	0,076	0,076
4	0,016	0,016	0,016	0,016	0,016	0,019	0,019	0,020	0,021	0,022
5	-0,080	-0,080	-0,080	-0,079	-0,077	-0,076	-0,075	-0,075	-0,074	-0,072
6	0,004	0,004	0,004	0,004	0,006	0,008	0,009	0,009	0,010	0,011
7	0,047	0,047	0,048	0,049	0,051	0,052	0,053	0,053	0,054	0,055
7 ¹	0,054	0,054	0,055	0,056	0,058	0,060	0,060	0,060	0,061	0,062
8	0,051	0,051	0,052	0,053	0,055	0,057	0,058	0,058	0,059	0,059
9	0,014	0,014	0,016	0,018	0,020	0,021	0,021	0,021	0,022	0,023
10	-,0625	-0,062	-0,060	-0,058	-0,056	-0,055	-0,054	-0,054	-0,059	-0,053
11	0,018	0,018	0,020	0,021	0,023	0,024	0,024	0,024	0,025	0,026
12	0,058	0,058	0,059	0,060	0,062	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625
12 ¹	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625	0,0625
13	0,058	0,058	0,059	0,059	0,060	0,061	0,062	0,062	0,0625	0,0625
14	0,018	0,018	0,018	0,018	0,019	0,020	0,021	0,021	0,022	0,023

15	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-0,062	-0,061	-0,060	-0,060	-0,059	-0,058
----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------	--------

Valorile coeficienților β_j min.

Anexa 8

Nr. sect.	Valorile coeficienților β_j min pentru raportul v/g									
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0
3	0,042	0,027	0,018	0,013	0,010	0,007	0,005	0,004	0,003	0,002
4	-0,004	-0,014	-0,020	-0,023	-0,024	-0,026	-0,027	-0,027	-0,027	-0,028
5	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080	-0,080
6	-0,017	-0,027	-0,032	-0,035	-0,036	-0,037	-0,037	-0,038	-0,038	-0,038
7	0,017	0,002	-0,006	-0,011	-0,013	-0,015	-0,017	-0,018	-0,019	-0,019
7 ¹	0,023	0,007	-0,001	-0,006	-0,008	-0,011	-0,012	-0,014	-0,015	-0,016
8	0,023	0,006	-0,002	-0,006	-0,009	-0,011	-0,012	-0,014	-0,015	-0,016
9	-0,006	-0,016	-0,020	-0,022	-0,023	-0,024	-0,025	-0,026	-0,026	-0,027
10	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625
11	-0,003	-0,013	-0,017	-0,019	-0,020	-0,021	-0,022	-0,023	-0,023	-0,024
12	0,028	0,013	0,005	0,000	-0,003	-0,005	-0,006	-0,008	-0,009	-0,010
12 ¹	0,031	0,016	0,008	0,0020	-0,001	-0,003	-0,005	-0,007	-0,008	-0,009
13	0,028	0,013	0,005	-0,001	-0,004	-0,006	-0,008	-0,009	-0,010	-0,011
14	-0,003	-0,013	-0,018	-0,022	-0,024	-0,025	-0,025	-0,036	-0,027	-0,027
15	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625	-,0625

Coefficienții α_i și β_i pentru determinarea valorilor momentelor pe reazeme

Anexa 9

Nr. crt.	Schemele de încărcare și diagramele momentelor	K	Momentele pe reazeme		
			M_{B1}	M_{B2}	M_{C2}
1	2	3	4	5	6
1		0,25	-0,1046	-0,0952	-0,0952
		0,5	-0,1074	-0,0923	-0,0923
		1,0	-0,1102	-0,0891	-0,0891
		2,0	-0,1112	-0,0862	-0,0862
		3,0	-0,1115	-0,0855	-0,0855
		4,0	-0,1118	-0,0849	-0,0849
		5,0	-0,1121	-0,0842	-0,0842
		20,0	-0,1128	-0,0834	-0,0834
2		0,25	-0,0616	-0,0401	-0,0401
		0,5	-0,0693	-0,0336	-0,0336
		1,0	-0,0771	-0,0254	-0,0254
		2,0	-0,0881	-0,0172	-0,0172
		3,0	-0,0918	-0,0144	-0,0144
		4,0	-0,0951	-0,0117	-0,0117

		5,0	-0,0991	-0,0089	-0,0089
		20,0	-0,1086	-0,0026	-0,0026

Anexa 9 (continuare)

1	2	3	4	5	6
3		0,25	-0,0431	-0,0551	-0,0551
		0,5	-0,0381	-0,0587	-0,0587
		1,0	-0,0331	-0,0636	-0,0636
		2,0	-0,0231	-0,0691	-0,0691
		3,0	-0,0197	-0,0711	-0,0711
		4,0	-0,0164	-0,0732	-0,0732
		5,0	-0,0131	-0,0753	-0,0753
		20,0	-0,0042	-0,0808	-0,0808
4		0,25	-0,1168	-0,1103	-0,0440
		0,5	-0,1161	-0,1058	-0,0540
		1,0	-0,1152	-0,1001	-0,0632
		2,0	-0,1144	-0,0943	-0,0690
		3,0	-0,1141	-0,0927	-0,0708
		4,0	-0,1139	-0,0903	-0,0730
		5,0	-0,1136	-0,0879	-0,0751
		20,0	-0,1136	-0,0879	-0,0751

		20,0	-0,1128	-0,0847	-0,0783
--	--	------	---------	---------	---------

Coeficienții φ_b și φ_r pentru elementele din beton obișnuit

Anexa 10

N_1/N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	Coeficientul φ_b							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55
	Coeficientul φ_r							
	A. Pentru aria secțiunii barelor intermediare, amplasate la margine, paralele planului analizat, mai puțin ca $l/3(A_s + A_s')$							
0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,90	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,90	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70
	B. Pentru aria secțiunii barelor intermediare, amplasate la margine, paralele planului analizat, nu mai puțin decât $l/3(A_s + A_s')$							
0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,90	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58

Schema	Înălțimea fundației h (cm)	Înălțimea treptelor (cm)		
		h_1	h_2	h_3
	30	30	-	-
	45	45	-	-
	60	30	30	-
	75	30	45	-
	90	30	30	30
	105	30	30	45
	120	30	45	45
	150	45	45	60

Formula interpolării

Anexa 12

x_1	y_1
-------	-------

x	y
x_2	y_2

$$y = y_1 + (x - x_1) \frac{(y_2 - y_1)}{(x_2 - x_1)}$$