

**ҚАЗАҚСТАН РЕСПУБЛИКАСЫНЫҢ БІЛІМ ЖӘНЕ ҒЫЛЫМ  
МИНИСТРЛІГІ Ш.ЕСЕНОВ АТЫНДАҒЫ КАСПИЙ МЕМЛЕКЕТТІК  
ТЕХНОЛОГИЯ ЖАНЕ ИНЖИНИРИНГ УНИВЕРСИТЕТІ**

**«ҚҰРЫЛЫС» КАФЕДРАСЫ**

**БРЖАНОВ Р.Т.**

**5В5072900- «ҚҰРЫЛЫС» МАМАНДЫҒЫ БОЙЫНША "ҚҰРЫЛЫС  
КОНСТРУКЦИЯЛАРЫ – 2" ПӘНІНЕН СТУДЕНТТЕРДІҢ  
ПРАКТИКАЛЫҚ САБАҚТАРЫНА АРНАЛҒАН**

**ӘДІСТЕМЕЛІК НҰСҚАУЛАР**

**ОҚУ ТҮРІ - КҮНДІЗГІ**

**АҚТАУ 2011Ж.**

ӘОЖ 624.012.031

Құрастырғандар: Бржанов Р.Т. т.ғ.к., проф.

"Құрылыс конструкциялары – 2" пәнінен практикалық сабақтарды орындауға арналған әдістемелік нұсқау. – Ақтау: Ш. Есенов атындағы КМТЖИУ, 2011-27-б.

Әдістемелік нұсқаулар "Құрылыс конструкциялары – 2" пәнінің оқу жоспарына және типтік бағдарламасына сәйкес құрастырылған және әдістемелік нұсқауларда пән бойынша практикалық сабақтарды өткізуге арналған барлық қажетті мәліметтер келтірілген.

Әдістемелік нұсқауларға өндірістік ғимараттарда кеңінен қолданылатын плитаны есептеу шектік жағдайлардың 1және 2-ші топтарының талаптарына сәйкес орындалған.

Пікір берушілер: Сугиров Д.У.. – т.ғ.д.,проф., «Құрылыс» кафедрасының менгерушісі.

Нигметов М.Ж. – т.ғ.к., «Құрылыс» кафедрасының доценті

«Құрылыс» кафедра мәжілісінде («\_\_» \_\_\_\_\_ 2011ж., хаттама № \_\_ ) талқыланып, бекітілген.

Тениз техникалық институттың әдістемелік комиссиясында («\_\_» \_\_\_\_\_ 2011ж., хаттама № \_\_ ) талқыланып, бекітілген.

Ш. Есенов атындағы КМТЖИУ әдістемелік кеңесімен баспаға ұсынылған, («\_\_» \_\_\_\_\_ 2011ж., хаттама № \_\_ )

© Ш. Есенов атындағы КМТЖИУ, 2011ж.

## КІРІСПЕ

### 1-Мысал. Бастапқы мәліметер

Құрастырмалы темірбетон конструкцияларын жобалау құрамына оларды дайындау, тасымалдау, құрастыру және пайдалану кезеңдерінде жүргізілетін есептеу мен конструкциялау жұмыстары кіреді.

Қазіргі кезде жабын плиталарының бірнеше түрлері бар. Біздің дипломдық жобада жабын плиталарының қырлы алдын-ала кернеуленген түрі қарастырылды, олар негізгі көтергіш жабын конструкцияларға фермалар тіреледі.

Плиталардың итарқалық конструкциялармен бірігуі жапсарлық бөлшектерін дәнекерлеу арқылы орындалады. Плита сөреден (тақтадан), көлденең және бойлық қырларынан тұрады, олардың (қырларының) қималарының өлшемдері әсер ететін күшсалмақтардың шамасына, ені мен ұзындығына тікелей байланысты болады.

Тақтаның қалыңдығы негізінен 25-30 мм деп қабылданады және 8478-81 МЕҮЛ бойынша алынатын дәнекерлі торлармен ұзына бойлық және көлденең бағыттағы «жарық түсетін» өлшемдерінің қатынасына байланысты көлденең бағытта жұмыс істейтін қиылмаған арқалық ретінде есептелінеді ( $l_2 / l_1 > 2$ ).

Көлденең қырларды шектік жағдайлардың бірінші тобы бойынша тавр қималы екі тіректе бос жататын арқалық ретінде есептейді. Көлденең қырларда В<sub>p</sub>-1, А-II, А-III класты стерженьдерден жасалынатын дәнекерлі қаңқалар мен арматура қолданылды.

Плитаның есебі шектік жағдайлардың екі тобы бойынша және пайдалану, құрастыру және жабын плиталарын тасымалдау жұмыстарынан пайда болатын күшсалмақтардың әсеріне орындалды. Бойлық қырлардың керілетін арматурасы жоғары беріктікті стерженьді арматурадан қабылдады, бетонның класын В25 кластарынан қабылдады.

Плита қырлы, 3х6м өлшемді алдын-ала кернеуленген А-У класты стерженьді арматурамен арматураланған. Плитаның жарықшаққа төзімділігіне 3-категориялық талаптар қойылады. Плита атмосфералық қысымда жылулық өңдеуден өткізіледі.

В25 класты ауыр бетон қолданылды, арнаулы кесте бойынша бетонның мөлшерлік кедергісі (призмалық беріктігі) сығылуға  $R_{bn} = 18,5 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , шектік жағдайлардың бірінші тобы үшін есептік кедергісі  $R_b = 14,5 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , ал екінші тобы үшін  $R_{bser} = 18,5 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , жұмыс шарты коэффициенті  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Бетонның созылуға мөлшерлік кедергісі  $R_{btm} = 1,6 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , шектік жағдайлардың бірінші тобы үшін есептік кедергісі  $R_{bt} = 1,05 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , ал екінші тобы үшін  $R_{bser} = 1,6 \text{ I } \dot{\text{a}}$ . Бетонның алғашқы серпімділік модулі  $E_b = 27000 \text{ I } \dot{\text{a}}$ . Бетонның берілетін беріктігін сығылғанда кернеулер қатынасы  $\sigma_b / R_{bp} \leq 0,95$  тең болатындай етіп қабылдайды.

А-У класты арматуралар үшін (ұзына бойлық қырларындағы), созылуға мөлшерлік кедергісі  $R_{sn} = 785 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , шектік жағдайлардың бірінші тобы үшін арматураның есептік кедергісі  $R_s = 680 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_{s\omega} = 545 \text{ I } \dot{\text{a}}$ , сығылуға

$R_{sc} = 400 \text{ I } \dot{\text{a}}$ . Шектік жағдайлардың екінші тобы үшін созылуға есептік кедергісі  $R_{s,ser} = 785 \text{ I } \dot{\text{a}}$ . Шектік жағдайлардың бірінші тобы бойынша конструкцияны есептегенде сенімділік коэффициент  $\gamma_s = 1,15$ , ал екінші тобы үшін -  $\gamma_s = 1,00$ . Серпімділік модулі  $E_s = 190000 \text{ I } \dot{\text{a}}$ .

Арматураның алдын-ала кернеуі  $\sigma_{sp} = 0,6R_{sn}$  тең  $\sigma_{sp} = 0,6 \cdot 725 = 470 \text{ I } \dot{\text{a}}$ .

Төмендегі шарттың орындалуын тексереміз.

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{sn} \text{ және } \sigma_{sp} - P \geq 0,3R_{sn}$$

Бұл жерде арматураны электрлік термиялық тәсілмен кергенде

$$P = 30 + 360/l = 90 \text{ I } \dot{\text{a}}$$

Мұндағы: P- мПа;

l - керілетін стерженнің ұзындығы-[l ].

Сонда

$$\sigma_{sp} + P = 560 \text{ I } \dot{\text{a}} \leq 785 \text{ I } \dot{\text{a}};$$

$$\sigma_{sp} - P = 470 - 90 = 380 \text{ I } \dot{\text{a}} > 0,3 \cdot 785 = 235 \text{ I } \dot{\text{a}}$$

Арматурадағы алдын-ала керудің коэффициенті  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$ ; Бұл жерде алдын-ала кернеудің шектік ауытқуы (электрлік термиялық тәсілді қолданғанда)

$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot P / \sigma_{sp} \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right)$ , алдын-ала қабылданған керілген стержендердің саны -

$$n_p = 2$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \cdot 90 / 4700,16 \left( 1 + \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,16$$

Алдын-ала керудің әсері қолайсыз болған кезде плитаның сығылған жоғары аймағында жарықшақтардың пайда болуын тексергенде  $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1,16 > 0,1$ . Дәлдікпен керуді ескеретін алдын-ала кернеудің мәні  $\sigma_{sp} = 385 \text{ I } \dot{\text{a}}$ . Алдын-ала керудің әсері қолайлы болған кезде:  $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 0,84$ .

Егер  $\Delta\gamma_{sp} \leq 0,1$ , онда  $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$  деп қабылдаймыз.

Плитаның дәнекерлі торының және бойлық қырларының қаңқасы Вр-I класты арматурадан қабылданады, алдын-ала арматураның диаметрін 4мм деп қабылдаймыз. Онда  $R_{sn} = R_{s,ser} = 405 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_s = 365 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_{s\omega} = 265 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_{sc} = 365 \text{ I } \dot{\text{a}}$ .

Көлденең қырлардың қаңқасын А-III класты болаттан қабылдаймыз  $R_{sn} = R_{s,ser} = 390 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_s = 365 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_{s\omega} = 290 \text{ I } \dot{\text{a}}$ ,  $R_{sc} = 365 \text{ I } \dot{\text{a}}$  (диаметрі 10 мм.-ден аспайды), дәнекерлеу шарты бойынша көлденең стержендердің ең кіші диаметрі 3 мм - ге тең.

Жабын плитасы келесі есептік элементтерден: плитаның сөресінен, көлденең және ұзына бойлық қырларынан тұрады.

## 2-Мысал. Плитаны шектік күйлердің I-тобы бойынша есептеу Плита сөресін есептеу

Плитаның есептік аралығы  $l_0 = l - 12 = 588 \text{ мм}$ . Алдын-ала кер-неуленген қырлы плита қимасының биіктігі келесі шарт бойынша қабылданады:  $h \geq l_0 / 20 = 29,4 \text{ см}$ ,  $h = 30 \text{ см}$  деп қабылдаймыз. Ұзынабойлық қырдың төменгі ені  $75 \text{ мм}$ , жоғарғы сөренің ені -  $2980 \text{ мм}$ .

Плита сөресінің қалыңдығы  $h_f' = 3,0 \text{ см}$ -ге тең. Сөре екі ұзына бойлық және жеті көлденең қырларға тіреледі. Плитаның «жарық түсетін» аралығы көлденең қырларының бойымен  $l_2 = 2840 \text{ мм}$ , ұзына бойлық қырларының бойымен шеткі аралықтары үшін  $l_1^{AB} = 1025 - 110 - 50 = 865 \text{ мм}$ ., ортадағы аралықтар үшін  $l_1^{BC} = 880 \text{ мм}$ . Сонда  $l_2 / l_1^{AB} = 3,2 / 2,0$  және  $l_2 / l_1^{BC} = 3,1 / 2,0$  болғандықтан плитаны шектік тепе-тендік тәсілі бойынша қиылмайтын көпаралықты арқалық ретінде есептейміз.

Есептеу үшін  $b = 1,0 \text{ м}$  ені бар жолақты қарастырамыз, сондықтан  $q(H/\dot{i}^2) = q(H/\dot{i})$ . Күшсалмақтарды есептеу - кестеде келтірілген, - суретте есептік үлгісі көрсетілген.

Плитаның шеткі аралықтағы июші моменті:

$$M_I^{AB} = (g + v) \cdot (l_1^{AB})^2 / 11 = 187,74 \dot{i} \cdot \dot{i} ;$$

Ортадағы аралықтағы июші момент:

$$M_I^{BC} = (g + v) \cdot (l_1^{BC})^2 / 16 = 133,66 \dot{i} \cdot \dot{i} ;$$

Шеттен санағандағы екінші тіректегі:

$$M_{\text{sup}}^{AB} = -(q + v) \cdot (l_1^{BC})^2 / 11 = -194,3 \dot{i} \cdot \dot{i} ;$$

Ортадағы тіректегі:

$$M_{\text{sup}}^{BC} = -(q + v) \cdot (l_1^{BC})^2 / 16 = -133,6 \dot{i} \cdot \dot{i} .$$

Жұмыстық арматураны табу үшін моменттердің ең үлкен мәнін қабылдаймыз  $M = 194,3 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

Торлардың бойлық стержендері сөре қалыңдығының ортасында ор-наласады, онда оның жұмыстық биіктігі  $h_0 = h / 2 = 15 \text{ см}$ .

$$\alpha_M = M / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b \cdot h_0^2 = 0,066$$

Бұдан былай, (100) еселігі бөлшектің алымын (Н·см) мен бөлімін ( $\text{мПа}\cdot\text{см}^2$ ) бір өлшем бірлігіне келтіру үшін колданылады. Кесте бойынша  $\alpha_M = 0,066$  болғанда  $\xi = 0,07$  деп аламыз. Жұмыстық арматураның көлденең қимасының қажетті ауданын есептейміз.

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b / R_s = 0,38 \text{ м}^2$$

8478-81 МЕҮЛ бойынша ұзына бойлық жұмыстық арматурасы бар дәнекерлі торды қабылдаймыз.

$$A_{s\phi} = 0,39 > 0,38 \text{ м}^2$$

### **3-Мысал. Плитаның көлденең қырларын есептеу Элементгі ұзына бойлық осіне тік болып келетін қимасы бойынша беріктікке есептеу**

Көлденең қырды екі тіректе бос жататын арқалық ретінде қарастыруға болады. Көлденең қырдың есептік аралығы бойлық қырлар осьтері арасындағы қашықтыққа тең болады.

$$l_0 = 290,5 \text{ см.}$$

Плитаның бір шаршы метріне ( $1 \text{ м}^2$ ) келетін күшсалмақ - кестеде келтірілген. Плитаның күшсалмақтың ең үлкен мәні әсер ететін ортадағы қырларының бірін есептейміз. Қырдың өз салмағынан пайда болатын күшсалмақ:

$$q_1 = (0,1 + 0,05) / 2 \cdot 0,12 \cdot 25000 \cdot 1,1 = 250 \text{ Н/м,}$$

Плитадан түсетін күшсалмақ:

$$q_2 = (q + v) \cdot 0,98 = 2704,8 \text{ Н/м,}$$

мұндағы: 0,98- көлденең қырлар арасындағы қашықтық.

Күшсалмақтардың қосындысы:  $g = 2954,8 \text{ Н/м.}$

Бұрыштарда плитадан түсетін күшсалмақтар бойлық пен көлденең қырларына биссектриса бойымен таралатындықтан, есептік үлгіде  $\alpha = 0,98/2 = 0,49 \text{ м.}$  аралығында тіректегі күшсалмақ  $g = 2954,8 \text{ Н/м}$  шамасынан  $250 \text{ Н/м-ге}$  дейін төмендейді.  $g = 2954,8 - 250 = 2704,8 \text{ Н/м.}$  Плитаның бір шаршы метріне ( $1 \text{ м}^2$ ) келетін күшсалмақ - кестеде келтірілген.

Плитаның көлденең қырындағы июші момент:

$$M = q \cdot l_0^2 / 8 - q \cdot a^2 / 6 = 3008,78 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

Көлденең күш:

$$Q = q \cdot l_0 / 2 - q \cdot a / 2 = 3629,2 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

кесте

№№ р/с	Күшсалмақтың түрі	Мөлшерлік күшсалмақ [н/м <sup>2</sup> ]	Күшсалмақ бойынша сенімділік коэффициент $i\gamma_f$	Есептік күшсалмақ [н/м <sup>2</sup> ]
1	1.Тұрақты Плитаның өз салмағы (0,03x25000)	750	1,1	825
2	Жабын конструкциясының салмағы:			
	а) битум мастикасындағы рубероидтың 1-қабаты	30	1,3	39
	б) газдыбетон-жылудан оқшау- лайтын қабат $\delta = 80$ мм, $\gamma = 4$ кн/м <sup>3</sup>	320	1,3	416
	в) цемент-күм қоспасы $\delta = 15$ мм ерітіндінің марка-сы 25, $\gamma = 1800$ кн/м <sup>3</sup> (0,015x18000)	270	1,3	351
	г) судан оқшаулайтын қабат- битум мастикасындағы рубероидтың 4-қабаты.			
	д) битумға енгізілген қиыршық тас, $\gamma = 21000$ кн/м <sup>3</sup> (0,01x21000)	120	1,3	156
	Жабын конструкциясының салмағының қосындысы	210	1,3	273
		950	-	1235
3	Тұрақты күшсалмақ	1700	-	2060
4	II. Уақытша (Ақтау қаласы) үшін қардан түсетін күшсалмақ	500	1,4	700
5	Толық күшсалмақ. Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақ. Қысқа мерзімді күшсалмақ.	2200 1700 500	- - -	2760 - -

Есептеуді шектік жағдайлардың 1-тобы бойынша жүргіземіз, тавр қималы сығылған сөренің есептік қалыңдығы  $h'_f = 3$  см-ге тең болады, ал олардың қатынасы

$$h'_f / h = 0,2 > 0,1 \text{ болуы керек.}$$

ҚМЖЕ бойынша сөренің аспалы бөлігінің ені шектеледі:

а)  $1/6 \cdot l_0$  -ден үлкен емес;

б) егер  $h'_f / h \geq 0,1$  болса қырлардың арақашықтығының жартысынан үлкен емес.

Біздің есепте  $b'_{f1} = 1/6 \cdot 290,5 = 48,4 \text{ м} ; b'_{f2} = 1/2 \cdot 88 = 44 \text{ см}$

Сонымен төмендегі мәндердің  $b'_f = 2 \cdot 48,4 + 10 = 106,4 \text{ м}$  және  $b'_f = 2 \cdot 44,0 + 10 = 98 \text{ м}$  ең кіші мәні  $b'_f = 98 \text{ м}$  деп қабылданады.

Қырдағы ұзына бойлық стерженнің диаметрін алдын-ала қабылдаймыз ( $d_s = 10 \text{ см}$ ) және стерженнің ауырлық орталығынан төменгі созылған шетіне дейінгі қашықтықты  $a = 2,5 \text{ см}$  деп қабылдасақ, онда қиманың жұмыстық биіктігі  $h_0 = h - a = 12,5 \text{ см}$  болады.

Тавр қималы плитаның есептік жағдайын анықтаймыз, ол үшін сөренің қабылдайтын моментінің шамасын есептейміз.

$$M = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h - 0,5h'_f) = 4220 \text{ Н} \cdot \text{м}$$

$M = 3008,7 < 4220 \text{ (Н} \cdot \text{м)}$  болғандықтан, бейтарап ось сөре арқылы өтетін болады, яғни бұл кезде тавр қиманың есебі 1-есептік жағдай бойынша жүргізіледі және қиманы  $h'_f = 98 \text{ м}$  ені бар тік бұрышты қима ретінде есептейміз.

$$a_M = M / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 = 0,015$$

Кесте бойынша  $\xi = 0,015$  болады.

Келесі шартты тексереміз  $\xi \leq \xi_R$ , ол үшін бетонның сығылған аймағының сипаттамаларын анықтаймыз.

$$\omega = a - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,75$$

мұндағы:  $\omega = 0,85$  - ауыр бетон үшін қабылдайтын мән.

Сығылу аймағының салыстырмалы шектік биіктігі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_{sR} / 500(1 - \omega / 1,1)} = 0,69$$

Біздің мысалда  $\xi = 0,015 < \xi_R = 0,69$ ;

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp} = 365 \text{ МПа}$$

Арматураның көлденең қимасының ауданы:

$$A_s = \xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot (\gamma_{b2} \cdot R_b / R_s) = 0,66 \text{ м}^2$$

Арматураны  $1 \text{ } \varnothing 10 \text{ А-III}$ -деп қабылдаймыз,  $A_s = 0,785 \text{ м}^2 > A_s = 0,66$

### Элементті ұзына бойлық өсіне көлбеу болып келетін қимасы бойынша беріктікке есептеу

Есептеудің тізбегі:

а) Көлденең стерженьдердің диаметрін, санын және арматурасының класын анықтаймыз. Әдетте көлденең стерженьдердің арматурасының класын А-I, Вр-I, А-III деп қабылдайды. Көлденең стерженьдердің ең кіші диаметрін ұзына бойлық арматураның диаметріне байланысты дәнекерлеу шарты бойынша арнайы кестелер арқылы қабылдайды. Көлденең стерженьдердің саны бойлық



арматуралар санына және көлденең қиманың өлшемдеріне (еніне) байланысты болады.

Біздің жағдайда  $d_{sw} = 10$  мм болғандықтан  $d_{sw} \geq 3$  мм болуы керек, сондықтан көлденең стерженьдердің диаметрін 6 мм және арматураның класын А-III деп қабылдаймыз (өйткені А-III класты арматураның диаметрі 6 мм және одан жоғары болып шығарылады).

б) Төмендегі шарттың орындалуын тексереміз:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0$$

мұндағы:  $\varphi_{b3} = 0,6$  - ауыр бетон үшін қабылданатын мән.

Егер шарт орындалса, онда есеп бойынша көлденең стерженьдер қажет емес. Бұл жағдайда оларды конструкциялық талаптарға сәйкес қабылдайды.

$$Q = 3629,2(H) < 0,6 \cdot 1,05 \cdot (10 + 5) / 2 \cdot 12,5 \cdot (100) = 5906(H)$$

Шарт орындалады, яғни есеп бойынша көлденең стерженьдер қажет емес.

в) Құрылыс мөлшерінің талаптарына сәйкес көлденең стерженьдердің адымы ( $S$ ) келесі конструкциялық талаптарды қанағаттандыруы керек.

- біркелкі таратылған күшсалмақтар әсер етсе  $1/4$  аралықтағы тірек аймағында, егер  $h \leq 450$  мм болғанда  $S_1 \leq 1/2h$  және  $S_1 \leq 150$  мм болуы керек, ал  $h > 450$  мм болғанда  $S_1 \leq 1/3h$  және  $S_1 \leq 500$  мм болуы керек;

- аралықтың қалған ортадағы бөлігінде  $h > 300$  мм болғанда  $S_2 \leq 3/4h$  және  $S_2 \leq 500$  мм болуы керек;

- көлденең стерженьдердің адымы  $S_1$ ;  $S_2$  мәндері бойынша 50 мм-ге еселі деп қабылданады.

Біздің есепте  $h = 150$  мм  $< 450$  мм, яғни тірек аймағында  $\frac{1}{4} 2980 = 745$  мм-ге тең

ұзындықта көлденең стерженьдердің адымы  $S_1 \leq 1/2h = 1/2 \cdot 150 = 75$  мм және  $S_1 \leq 150$  мм болуы керек. Сонымен  $S_1 = 100$  мм деп қабылдаймыз, өйткені 50 мм-ге еселі болатын шамаға дейін жуықтап ең кішісін қабылдайды.

Аралықтың қалған ортадағы бөлігінде  $h = 150 < 300$  мм болғанда  $S_2 \leq 3/4h = 3/4 \cdot 150 = 112,5$  мм және  $S_2 \leq 500$  мм болуы керек, сонымен  $S_2 = S_1 = 100$  мм деп қабылданады.

#### **4-Мысал. Плитаның ұзына бойлық қырларын есептеу Күшсалмақтарды жинақтау**

Бір шаршы метрге ( $1\text{ м}^2$ ) әсер ететін мөлшерлік күшсалмақтар:

а) плитаның өз салмағынан:

$$q_{n1} = 0,03 \cdot 3 \cdot 6 + 5 \cdot (0,1 + 0,05) / 2 \cdot 0,12 \cdot 3 + 2 \cdot 0,11 \cdot 0,12 + 2 \cdot (0,075 + 0,105) / 2 \cdot 6 \cdot 0,27 \cdot 25000 \cdot 1 / 3 \cdot 6 = 1452,5 \text{ } \dot{I} / \dot{i}^2$$

б) жабын конструкциясының салмағынан ( $1\text{м}^2$ -ауданға)  $q_{n2} = 950 \text{ Н/м}^2$  - ( -кесте бойынша);

в) қар салмағынан  $v_n = 500 \text{ Н/м}^2$  - ( -кесте бойынша);

Ғимараттың орналасуына байланысты алынатын сенімділік коэф-фициенті  $\gamma_n = 0,95$  екендігін ескерсек плитаның бір ұзындық метріне келетін күшсалмақтар:

-тұрақты мөлшерлік -  $g_n = (1452,5 + 950) \cdot 3 \cdot 0,95 = 6847 \text{ Н/м}$ ;

-тұрақты есептік -  $g_n = (1452,5 \cdot 1,1 + 1235) \cdot 3 \cdot 0,95 = 8074 \text{ Н/м}$ ;

-уақытша мөлшерлік -  $v_n = 500 \cdot 3 \cdot 0,95 = 1425 \text{ Н/м}$ ;

-уақытша есептік -  $v = 700 \cdot 3 \cdot 0,95 = 1995 \text{ Н/м}$ ;

-толық мөлшерлік -  $q_n = 6847 + 1425 = 8272 \text{ Н/м}$ ;

-толық есептік -  $q = 8074 + 1995 = 10069 \text{ Н/м}$ .

Арқалықтың есептік аралығы  $l_0 = 5990 - 2 \cdot 60 = 5870$  мм, ал жоғарғы белдеуінің ені  $b = (15 + 105) \cdot 2 = 240$  мм тең.

Күшсалмақтардан пайда болатын ішкі күштер:

- есептік июші момент -  $M = 10069 \cdot 5,87^2 / 8 = 43368,3 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

- есептік көлденең күш -  $Q = 10069 \cdot 5,87 / 2 = 29552,5 \text{ Н}$ ;

- мөлшерлік июші момент -  $M = 8272 \cdot 5,87^2 / 8 = 35628,4 \text{ Н}\cdot\text{м}$ ;

- мөлшерлік көлденең күш -  $Q = 8272 \cdot 5,87 / 2 = 24278,3 \text{ Н}$ .

Ұзақ мерзімді әсер ететін күшсалмақтардан пайда болатын мөлшерлік июші момент  $M = 6847 \cdot 5,87^2 / 8 = 29490,8 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

Қысқа мерзімді әсер ететін күшсалмақтардан:  $M = 425 \cdot 5,87^2 / 8 = 6137,6 \text{ Н}\cdot\text{м}$ .

### **Элементті ұзына бойлық өсіне тік болып келетін қимасы бойынша беріктікке есептеу**

Ұзынабойлық қырдың есептік қимасы  $h = 30$  см тавр қима, бұл қиманың жұмыстық биіктігі  $h_0 = 30 - 3 = 27$  см, қырының ені  $b = 2(7,5 + 10,5) / 2 = 18$  см, плита сөресінің қалыңдығы  $h'_f = 3$  см.

Есептеуге енгізілетін сөренің аспасының ені, егер  $h'_f / h = 0,1$  болғанда  $b'_{f1} = 1 / 6 \cdot l_0 = 98$  см-ден артық болмауы керек және  $b'_{f1} = 1 / 2 \cdot 274 = 137$  см-ден артық болмауы керек.

Сөренің толық ені келесі шамалардың ең кіші мәніне тең деп қабылданады:  $b'_{f1} = 2 \cdot 98 + 18 = 214$ ,  $b'_f = 2 \cdot 137 + 18 = 292$  см, яғни  $b'_{f1} = 214$  см-ге тең болады.

Тавр қиманың есептік жағдайын анықтаймыз, ол үшін сөренің қабылдай-тын моментін есептейміз.

$$M_{per} = \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h'_f (h_0 - 0,5 \cdot h'_f) = 136155 \text{ Н}\cdot\text{м}$$

$M = 43368,3(I \cdot i) < I_{per} = 136155(I \cdot i)$  болғандықтан, бейтарап ось сөрениң бойында жатады, сондықтан қиманы  $b'_f = 214$  см-ені бар тік бұрышты ретінде есептейміз. Сонда:

$$\alpha_M = M / \gamma_{b2} \cdot R_b \cdot b'_f \cdot h_0^2 = 0,022$$

Кесте бойынша  $\xi = 0,022$ -ге тең болады.

Төмендегі шартты тексереміз  $\xi \geq \xi_R$ , ол үшін бетонның сығылған аймағының сипаттамаларын анықтаймыз.

$$\omega = a - 0,008 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,75$$

мұндағы:  $\omega = 0,85$ - ауыр бетон үшін қабылдайтын мән.

Сығылу аймағының салыстырмалы шектік биіктігі:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \sigma_{sR} / 500(1 - \omega / 1,1)} = 0,49$$

$\xi = 0,022 < \xi_R = 0,49$  - шарт орындалды.

Бұл формулада класты арматура үшін  $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$

А-У класты арматураны алдын-ала электрліктермиялық тәсілмен кергенде  $\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp} - 1200 \geq 0$ ;

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \cdot 470 - 1200 = -164,2 < 0 \text{ болса, онда } \Delta\sigma_{sp} = 0.$$

Сонымен біздің мысалда

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 810 \text{ мПа.}$$

Алдын-ала кернеудің толық шығындарын ескерсек,  $\Delta\sigma_{sp} = 0,7 \cdot 385 = 270 \text{ мПа}$  деп қабылдаймыз.

Жоғары беріктікті арматураның жұмыс шарты коэффициенті:

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

мұндағы:  $\eta$  - коэффициенті арматураның класына байланысты қабылданады.

А-У класы үшін  $\eta = 1,15$

Біздің жағдайда  $\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot (2 \cdot 0,022 / 0,49 - 1) = 1,280 > \eta = 1,15$

$\gamma_{s6} = 1,15$  деп қабылдаймыз.

Созылған арматураның көлденең қимасының ауданын есептейміз.

$$A_s = \xi \cdot b'_f \cdot h_0 \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b / \gamma_{s6} R = 2,13 \text{ см}^2$$

Кесте бойынша 2Ø12А-У класты арматураны қабылдаймыз, ауданы:

$$A_{s\phi} = 2,26\text{сi}^2 > A_s = 2,13\tilde{\text{и}}^2$$

### Элементті ұзына бойлық осіне көлбеу болып келетін қимасы бойынша беріктікке есептеу

а) Көлденең стерженьдердің диаметрін, санын тағайындаймыз. Қаңқа жасау үшін екі ұзына бойлық кернелмейтін Ø5Вр-1 арматураны орналастырамыз, ол стерженьдерді көлденең стерженьдермен Ø5Вр-1 ( $A_s = 0,196\text{сi}^2$ ) арматурамен байланыстырамыз.

Төмендегі шартты тексереміз:

$$Q \leq \varphi_{b3} \cdot R_{bt} \cdot \gamma_{b2} \cdot b \cdot h_0$$

Біздің жағдайда,  $Q = 29552,5(H) > 0,6 \cdot 1,05 \cdot 0,9(7,5 + 10,5) / 2 \cdot 2 \cdot 27 \cdot (100) = 28628(H)$

мұндағы:  $\varphi_{b3} = 0,6$  - ауыр бетон үшін қабылданатын мән.

Шарт орындалмайды, көлденең стержендер есеп бойынша кажет.

б) Барлық көлденең күшті көлденең стержендер мен сығылған аймақтың бетоны қабылдайтындықтан  $Q = Q_{s\omega}$  теңестіреміз де көлденең стерженьдегі (қамыттағы) ұзындық бірлігіндегі күшті анықтаймыз.

$$q_{s\omega} = Q^2 / 4 \cdot \varphi_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 = 88 \text{ Н} \cdot \text{см},$$

мұндағы:  $\varphi_{b2} = 2$  - ауыр бетон үшін қабылданатын мән.

Көлденең стерженьдер үшін төмендегі шарт орындалуы керек:

$$q_{s\omega} \geq \varphi_{b3} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b / 2;$$

$$q_{s\omega} = 88 > 0,60 \cdot 1,24 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 18(100) / 2 = 7,03 \text{ Н/см-шарт орындалды.}$$

Тавр қималы сығылған сөрелердің әсерін ескеретін коэффициент:

$$\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot (b'_f \cdot b) \cdot h'_f / b \cdot h_0 = 0,08 < 0,5$$

Сонымен бірге  $b'_f = 214 > b + 3h'_f = 27$  см. Сонда  $b'_f = 27$  см деп қабылдаймыз.

Ұзына бойлық күштің әсерін ескеретін коэффициент:

$$\varphi_n = 0,1 \cdot N / \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot h_0 = 0,16 < 0,5,$$

мұндағы  $N = A_s \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 83260$  Н (алдын-ала кернеуленген элементтер үшін N орнына P қойылады).

Сонымен қатар  $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1,24 < 1,5$

в) Көлденең стерженьдердің есептік адымы:

$S = R_{sw} \cdot A_{sw} \cdot n / q_{sw} = 11,7$  см бұл жерде  $n=2$  плитаның екі қыры үшін бір қимадағы көлденең стерженьдердің саны.

г) Көлденең стерженьдердің мүмкін болатын ең үлкен адымы:

$$S_{\max} = 0,75 \cdot \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / Q.$$

мұндағы  $0,75$  – қамыттарды (көлденең стерженьдерді) орналастыру кезінде болатын дәлсіздіктерді ескеретін коэффициент.

$$S_{\max} = 0,75 \cdot 2 \cdot 1,24 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 18 \cdot 27^2 (100) / 29552,5 = 85 \text{ см.}$$

д) Есеп бойынша алынған көлденең стерженьдердің адымы конструкциялық талаптарға сәйкес болуы қажет. Тірек аймағындағы биіктігі  $h \leq 450$  мм-ге тең болатын аралықтың  $1/4$  бөлігінде орналасқан көлденең стерженьдердің адымы

$$S \leq 1/2h = 15 \text{ см}, \quad S \leq 15 \text{ см}$$

Осы табылған төрт адымның ішінен –  $11,7; 85,0; 15,0; 15,0$  см ең кішісін  $11,7$  см мәнін  $S_1=10$  см тең деп аламыз, өйткені  $50$  мм-ге еселі етіп жуықтауымыз қажет. Тірек аймағында  $1/4l_0 = 1/4 \cdot 597 = 150$  см ұзындықта көлденең стерженьдердің адымы  $S_1=10$  см тең деп қабылданады.

е) Көлденең күшті  $Q_1 = 0,5 \cdot Q = 14776,3$  (Н) деп қабылдап, аралықтың қалған ортадағы бөлігінде көлденең стерженьдердің адымын анықтаймыз.

$$q_{sw} = 14776^2 / 4 \cdot 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 18 \cdot 272 \cdot (100) = 22 \text{ Н/см}$$

$$S = 265 \cdot 0,195 \cdot 2 \cdot (100) \cdot 22 = 46,8 \text{ см}$$

Мүмкін болатын ең үлкен адымы:

$$S_{\max} = 0,75 \cdot 2 \cdot 1,24 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 18 \cdot 27^2 \cdot (100) / 14776,3 = 170 \text{ см.}$$

Конструкциялық талаптар:

$$S \leq 3/4h = 22,5 \text{ см}; \quad S \leq 50 \text{ см.}$$

Ортадағы бөлігіне де төрт адымының ішінен –  $46,8; 170; 22,5; 50$  см ең кішісін  $22,5$  қабылдаймыз, яғни  $S_2=20$  см тең деп аламыз ( $50$  мм-ге еселі).

Көлбеу жарықшақтың тұсында бетонның қабылдайтын көлденең күші:

$$Q_b = \varphi_{b2} \cdot (1 + \varphi_f + \varphi_n) \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2 / c \geq \varphi_{b3} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

мұндағы:  $c_{\max} = 2 \cdot h_0 = 54 \text{ см.}$

Сонымен бұл шарт төмендегідей болады.

$$Q_b = 2 \cdot 1,24 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot (100) \cdot 18 \cdot 27 / 2 = 37966,3H$$

Сонымен қатар  $Q = 29552,5 < Q_b = 63277,2$  (H) болуы керек.

з) Көлбеу жолақтың бойымен беріктікті қамтамасыз ету үшін көлденең арматурасы бар элементтердегі көлбеу жарықшақтар арасында келесі шарт орындалуы керек.

$$Q \leq 0,3 \cdot \varphi_{w1} \cdot \varphi_{b1} \cdot \gamma_{b2} \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0,$$

мұндағы:  $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha \cdot \mu_w \leq 1,3$  - көлденең арматураның әсерін ескеретін коэффициент.

Серпімділік модульдерінің қатынасы  $\alpha = E_s / E_b = 190000 / 27000 = 7,04$ ;

$$\mu = A_{sw} / b \cdot s = 0,0022;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,04 \cdot 0,0022 = 1,076 < 1,30;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \cdot \gamma_{b2} \cdot R_b = 0,70$$

$\beta = 0,01$  - ауыр бетон үшін қабылдайтын мән.

$$Q = 29552,5(H) < 0,3 \cdot 1,076 \cdot 0,7 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot (100) \cdot 18 \cdot 27 = 196288,6(H),$$

шарт орындалды.

Егер бұл шарт орындалмаса, онда қиманың өлшемдерін үлкейту керек немесе бетон мен арматура үшін беріктігі жоғары кластар қабылдау керек.

### **5-Мысал. Плитаны шектік күйлердің II-тобы бойынша есептеу Келтірілген қиманың геометриялық сипаттамаларын анықтау**

Келтірілген қиманың ауданы:

$$A_{red} = A_b + \alpha \cdot A_s = 1390 \text{ см}^2.$$

Келтірілген қиманың ауданының плитаның төменгі бөлігі үшін статикалық моменті:

$$S_{red} = 296 \cdot 3 \cdot 28,5 + 18 \cdot 27 \cdot 13,5 + 7,04 \cdot 2,26 = 31917 \text{ см}^3.$$

Плитаның төменгі жағынан келтірілген қиманың ауырлық центріне дейін  $y = S_{red} / A_{red} = 31917 / 1390 = 23 \text{ см}$ .

Келтірілген қиманың инерциялық моменті:

$$J_{red} = 296 \cdot 3^3 / 12 + 296 \cdot 3 \cdot 5,5^2 + 18 \cdot 27^3 / 12 + 18 \cdot 27 \cdot (23 - 27 / 2)^2 + 7,04 \cdot 2,26 \cdot (23 - 3) \cdot 2 = 107278 \text{ см}^4$$

Плитаның төменгі бөлігі үшін келтірілген қиманың кедергілік моменті:

$$W_{red} = J_{red} / y = 4664 \text{ см}^3, \text{ ал жоғарғы бөлігі үшін}$$

$$W'_{red} = J_{red} / (h - y) = 15323 \text{ см}^3.$$

Созылған аймақтың қашық жатқан (жоғары) ядролық нүктеден келтірілген қиманың ауырлық орталығына дейінгі қашықтық:

$$r = \varphi \cdot W_{red} / A_{red} = 2,35 \text{ см}$$

мұнда:  $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser} = 0,65$  және  $0,7 \leq \varphi \leq 1,0$  шарты орындалуы керек. Біздің жағдайда  $\varphi = 0,65 < 0,70$  деп қабылдаймыз. Алдын-ала  $\sigma_b / R_{b,ser} = 0,95$  деп қабылдаймыз.

Созылған аймақтан жақын жатқан (төменгі) ядролық нүктеден келтірілген қиманың орталығына дейінгі қашықтық:

$$r_{inf} = 0,7 \cdot 15325 / 1390 = 7,7 \text{ см.}$$

Созылған (төменгі аймақ үшін) аймақ бойынша серпімді-пластикалық кедергілік моменті:

$$W_{pl} = \gamma \cdot W_{red} = 8162 \text{ см}^3$$

Мұнда:  $\gamma = 1,5$ - егер  $b'_f / b > 2$  және  $h'_f / h < 0,2$  болса созылған аймақта орналасқан сөресі бар тавр қимасы үшін қабылданатын мән.

### Арматураның алдын-ала кернеуінің шығындары

Бұл есепте арматураны керудің дәлдік коэффициенті  $\gamma_{bp} = 1,0$

а) Бірінші шығындар:

Электрліктермиялық керу тәсілі бойынша арматурадағы кернеудің төмендеуінен пайда болатын шығын:

$$\sigma_1 = 0,03 \cdot \sigma_{sp} = 14,1 \text{ МПа};$$

Келтірілген арматура мен тіректердің арасындағы температура айырмашылығынан  $\sigma_2 = 0$ ;

$$\text{Сығу күші: } P_1 = A_{sp} \cdot (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 103033 \text{ Н.}$$

Осы күштің келтірілген қиманың ауырлық орталығына дейінгі эксцентриситеті:  $e_{op} = y - a = 20 \text{ см}$ .

Сығу кезіндегі бетондағы кернеу:

$$\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} + P_1 \cdot e_{op} \cdot y / J_{red} = 5,16 \text{ İ İ à}$$

Сонда,  $\sigma_{bp} / R_b = 0,41$ , төмендегі шарттардан  $R_{bp} \geq 11 \text{ İ İ à}$  және  $R_{bp} \geq 0,5 \cdot B = 12, \text{ İ İ à}$  болуы керек, сонымен  $R_{bp} = 12,5$  МПа деп қабылдаймыз.

Сығу күші  $P_1$  және плитаның салмағынан пайда болатын июші моменттен  $M$  алдын-ала кернiлген арматураның ауырлық орталығының деңгейіндегі сығушы кернеудің мәні:

$$M = 750 \cdot 3 \cdot 5,87^2 / 8 = 9,69 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_{bp} = P_1 \cdot A_{red} + (P_1 \cdot e_{op} - M) e_{op} / J_{red} = 2,78 \text{ İ İ à}$$

Тез өтетін жылжығыштықтан пайда болатын шығын, егер:  $\sigma_{bp} / R_{bp} = 0,22 < 0,50$  болса  $\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \cdot (\sigma_{bp} / R_{bp}) = 7,5 \text{ İ İ à}$

Бірінші шығындардың мәні:

$$\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 21,6 \text{ İ İ à}$$

Сонда  $\sigma_{los1}$ -ді ескеріп:

$$P_1 = 2,26 \cdot (470 - 14,1 - 7,5) \cdot (100) = 100118 \text{ Н};$$

$$\sigma_{bp} = [100118 / 1390 + (100118 \cdot 20 - 969075) \cdot 20 / 107278] \cdot 1 / 100 = 2,65 \text{ İ İ à}$$

б) Екінші шығындар:

Бетонның ширауынан  $\sigma_8 = 35 \text{ İ İ à}$ .

Бетонның жылжығыштығынан:

$$\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot (\sigma_{bp} / R_b) = 27 \text{ İ İ à}$$

Екінші шығындардың мәні:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 62 \text{ İ İ à}$$

в) Толық шығындар:

$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 83,6 < 100$  МПа, сондықтан  $\sigma_{los} = 100$  МПа деп қабылдаймыз.

Толық шығындарды ескергендегі сығушы күш:

$$P_2 = A_{sp} \cdot (\sigma_{bp} - \sigma_{los}) = 83620 \text{ Н}.$$

**6-Мысал. Элементтің ұзына бойлық осіне тік қимада жарықшақтың пайда болуын тексеру**



Жарықшаққа төзімділік 3-санаттық талаптар қойылатын эле-менттерге күшсалмақтар үшін серпімділік коэффициенті  $\gamma_f = 1,0$  және  $M_{II} = 35,63$  кн·м мәндері қабылданады.

Ядролық моменттер тәсілі бойынша элементтің ұзына бойлық осіне тік қимада жарықшақтың пайда болған кезіндегі момент:

$$M_{crc} = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} + M_{rp} = 28,76 \hat{e}I \cdot i ;$$

мұнда,  $M_{rp} = P_2 \cdot \gamma_{sp} \cdot (e_{op} + r) = 150000H \cdot \tilde{m}i$  ;

$M_{rp}$ -сығушы күштің ( $P_2$ ) әсерінен  $\gamma_{sp} = 0,84$ - ке тең болған кездегі ядролық момент.

Төмендегі шартты тексереміз  $M_n = 35,63 > M_{crc} = 28,76 \hat{e}I \cdot i$  , яғни созыл-ған аймақта жарықшақтар пайда болады. Сондықтан олардың ашылу енін есептеу қажет.

$\gamma_{sp} = 1,16$  мәнін ескеріп плитаның жоғарғы аймағында алғашқы сызаттардың пайда болуын тексереміз.

Плитаның салмағынан пайда болатын июші момент  $M_n = 9,69 \hat{e}I \cdot i$

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot P_1 (e_{op} - r_{inf}) - M = 501075H \cdot \tilde{m}i$$

Төмендегі шарт орындалуы қажет:  $M_{rp} = 501075 < R_{bm} \cdot W_{pl}' = 2298800H \cdot \tilde{m}i$  шарт орындалды, сызаттар пайда болмайды.

Мұнда:  $R_{bm} = 1,0 \hat{I} \hat{a}$  кесте бойынша  $R_{bp} = 12,5 \hat{I} \hat{a}$ -ға сәйкес келетін мән.

### 7-Мысал. Ұзына бойлық оське тік жарықшақтардың ашылуын есептеу

Ұзына бойлық оське тік жарықшақтардың ашылу ені

$$a_{crc} = 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \delta \cdot \eta \cdot \varphi_\ell \cdot (\sigma_s / E_s) \cdot \sqrt[3]{d_s} ,$$

мұндағы,  $\delta = 1,0$ -иілген элементтер үшін;

$\varphi_\ell = 1,6 - 1,5 \cdot \mu$ - ауыр бетоннан дайындалатын конструкциялар үшін тұрақты және күшсалмақтардың ұзақ мерзімді әсері кезінде;

$\varphi_\ell = 1,0$  - тұрақты, ұзақ және қысқа мерзімді күшсалмақтар қысқа мерзімді әсері кезінде;

$\mu = A_s / bh_0 \leq 0,02$ - арматуралау коэффициенті;

$\eta = 1,0$  - периодтық профилді стерженьдік арматура үшін;

$d_s$  - арматураның диаметрі (мм);

$\sigma_s = M - P_2 (z - e_{sp}) / A_s \cdot z$  - иілген элементтер үшін

$$z = h_0 \left[ 1 - \frac{h_1 \cdot \varphi_1 / h_0 + \xi^2}{2 \cdot (\gamma_f + \xi)} \right]; \quad \varphi_f = \frac{(b_f - b) \cdot h_f + \frac{a}{2 \cdot \nu} \cdot A_s}{b \cdot h_0};$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta_1 + \lambda)}{10\mu \cdot a}} + \frac{1,5 + \varphi_1}{11,5 \cdot \frac{e_{s,los}}{h_0} - 5} \leq 1,0$$

$\beta = 1,8$ -ауырбетон үшін қабылдайтын мән;  $a = E_s / E_b$ ;

$$\sigma_1 = M / (b \cdot h_0^2 \cdot R_{b,ser}); \quad \lambda = \varphi_f (1 - h_f^1 / 2h_0); \quad e_{s,tol} = M / N_{tol};$$

Плитаның жарықшаққа төзімділігіне 3 - санаттық талап қойылатын-дықтан, ені бойынша шектелетін жарықшақтардың қысқа мерзімді ашылуы -  $a_{crc1}$  және жарықшақтардың ұзақ мерзімді ашылуы -  $a_{crc2}$  рұқсат етіледі. Кесте бойынша А-У класты стерженьдер үшін жарықшақтың ашылу енінің шектік мәндері  $a_{crc1} = 0,4i \text{ } \grave{\text{a}}$ ;  $a_{crc} = 0,3i \text{ } \grave{\text{a}}$ ;  $a_{crc3} = 0,5i \text{ } \grave{\text{a}}$ .

Мөлшерлік күшсалмақтардан пайда болатын июші моменттері:

-тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтан  $M_n = 29,49 \text{ Кн}\cdot\text{м}$ ;

-толық күшсалмақтан  $M_n = 35,63 \text{ Кн}\cdot\text{м}$ ;

-толық күшсалмақтың қысқа мерзімді әсерінен жарықшақтың ашылу ені:

$$\delta = 1,0; \quad d_s = 12i \text{ } \grave{\text{a}}; \quad \mu = 2,26 / (18 \cdot 27) = 0,046 > 0,02;$$

$$\varphi_l = 1,0; \quad \sigma_s = 398i \text{ } \grave{\text{a}}$$

Созылған арматураның ауырлық орталығы бойынша Р-сығу күші әсер еткендіктен, оның эксцентриситеті  $e_{SN} = 0$  тең болады, сондықтан көлденең қиманың сығылған аймағында сөре бар жағдайда бұл қиманың есебі тік бұрышты ретінде жүргізіледі ( $b = b'_f$ ).

$$\xi = 0,022 \cdot (3/27) = 0,11; \quad A_s = 0; \quad \text{яғни } \varphi'_f = 0 \text{ және } \lambda = 0$$

$$z = h_0 (1 - 0,5\xi) = 23,6 \text{ см}$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5 \cdot 0,147}{10 \cdot 0,0046 \cdot 7,04}} + \frac{1,5}{11,5 \cdot (42,6/27) - 5} = 0,25;$$

$$\delta_1 = 3563000 / 18 \cdot 27^2 \cdot 18,5 \cdot (100) = 0,147;$$

$$e_{s,tot} = 3563000 / 83620 = 42,6 \tilde{m} ; N_{tot} = P = 83620H;$$

$$a_{crc1} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0046) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 (398 / 190000) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,24 < 0,4 \tilde{m}$$

б) Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтардың қысқа уақыт әсерінен жарықшақтың ашылу ені:

$$M_n = 29,49 \text{ Кн}\cdot\text{м}; e_{s,tot} = 2949000 / 83620 = 35,3 \text{ см};$$

$$\delta_1 = 2949000 / 18 \cdot 27^2 \cdot 18,5 \cdot (100) = 0,12;$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5 \cdot 0,12}{10 \cdot 0,0046 \cdot 7,04}} + \frac{1,5}{11,5 \cdot (35,3 / 27) - 3} = 0,29;$$

$$z = (1 - 0,5\xi) \cdot h_0 = 23,1 \text{ см}$$

$$\sigma_s = 2949000 - 83620 \cdot 23,1 / 2,26 \cdot 23,1 = 19500H / \tilde{m}^2 = 195 \tilde{m} \tilde{m}^2$$

$$a_{crc2} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0046) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 (195 / 190000) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,14 < 0,3 \tilde{m}$$

в) Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтардың ұзақ уақыт әсерінен жарықшақтың ашылу ені

$$\varphi_\ell = 1,6 - 1,5 \cdot 0,0046 = 1,59$$

$$a_{crc3} = 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0046) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1,59 (195 / 190000) \cdot \sqrt[3]{12} = 0,18 < 0,3 \tilde{m}$$

Жарықшақтың қысқа мерзімді ашылу ені:

$$a_{crc} = a_{crc3} = 0,18 < [0,3] \text{ мм.}$$

### 8-Мысал. Элементті ұзына бойлық осіне көлбеу болатын жарықшақтың пайда болуына есептеу

Келтірілген қиманың ауырлық орталығы арқылы өтетін осіне салыстырғандағы сөре қимасының статикалық моменті:

$$S_{red1} = 214 \cdot 3 \cdot (30 - 23 - 0,5 \cdot 3) = 3531 \tilde{m}^3;$$

Ол ауырлық орталығынан жоғары орналасқан қима бөлігінде:

$$S_{red2} = 3531 \cdot 18 \cdot (30 - 23 - 3)^2 / 2 = 3675 \tilde{m}^3;$$

Сөренің қырына түйісу деңгейіндегі жанама кернеу:

$$\tau_{xy} = Q_n \cdot S_{red} / J_{red} \cdot b = 46,6 H / \tilde{m}^2;$$

Ал ауырлық орталығының деңгейінде:

$$\tau_{xy} = 24278,3 \cdot 3675 / 107278 \cdot 18 = 48,5 H / \tilde{m}^2.$$

Сөренің қырына түйісу деңгейіндегі тік кернеу:

$$\sigma_x = -N_{tot} / A_{red} + N_{tot} \cdot e_0 \cdot y / J_{red} - M_n \cdot y / J_{red} = -134,1 H / \tilde{m}^2$$

мұндағы:  $N_{tot} = P_2 = 83620 H$ , ал ауырлық орталығы деңгейінде:

$$\sigma_x = -83620 / 1390 = -60,2 H / \tilde{m}^2; \quad \sigma_y = 0$$

Қырдың сөреге түйісу жазықтығындағы созушы бас кернеулер:

$$\sigma_{mt} = (\sigma_x + \sigma_y / 2) + \sqrt{[(\sigma_x - \sigma_y) / 2]^2 + \tau_{xy}^2} = 14,6 H / \tilde{m}^2$$

Ал ауырлық орталығы деңгейінде:

$$\sigma_{mt} = -60,2 / 2 + \sqrt{(60,2 / 2)^2 + 48,5^2} = 27 H / \tilde{m}^2,$$

Жоғарыда айтылған жазықтықтардағы сығушы бас кернеулер

$$\sigma_{mc} = -134,1 / 2 - \sqrt{(134,1 / 2)^2 + 46,6^2} = -148,7 H / \tilde{m}^2,$$

$$\sigma_{mc} = -60,2 / 2 - \sqrt{(60,2 / 2)^2 + 48,5^2} = -87,2 H / \tilde{m}^2$$

Көлбеу қиманың жарықшаққа төзімділігін қамтамасыз ету үшін келесі шарт орындалуы керек:

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} \cdot R_{bt,ser};$$

мұнда:  $\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}) / (0,2 + \alpha \cdot B) \leq 1,0$  - бетонның жұмыс шарты коэффициенті:  $\alpha = 0,01$  - ауыр бетон үшін қабылдайтын мән.

Егер  $\alpha \cdot B = 0,25 < 0,30$  болса, онда  $\alpha \cdot B = 0,30$  тең деп қабылдайды,  $\delta_{mc}$  - абсолюттік мағынасы бойынша алынады.

$\gamma_{b4} = (1 - 148,7 / 1850) / (0,2 + 0,3) = 1,84 > 1,0$ ;  $\gamma_{b4} = 1,0$  деп аламыз.

$\sigma_{mt} = 27 H / \tilde{m}^2 < 1 \cdot 1600 = 1600 \text{ } \tilde{m}^2$ , яғни көлбеу жарықшақтар пайда болмайды (егер олар пайда болса, онда элементтің ұзына бойлық осіне көлбеу болып келетін жарықшақтардың енінің ашылуы есептелінеді).

## 9-Мысал. Жарықшақтардың жабылуы бойынша есептеу

Элементтің бойлық осіне тік және көлбеу болатын жарықшақтардың жабылуы 2-санаттық жарықшаққа төзімділік талаптарына сәйкес болып келетін элементтерге қамтамасыз етілуі тиіс.

Плитаның жарықшаққа төзімділігіне 5-санаттық талап қойыла-тындықтан бұл есептің орындалуы қажет емес.

## 10-Мысал. Плитаны деформациясы бойынша есептеу

Плитаның созылған аймағында жарықшақтар бар болатындықтан иілу шамасын есептегенде келесі мәндерді пайдаланамыз.

Толық күшсалмақтың әсері кезінде:

$$\varphi_m = R_{bt,ser} \cdot W_{pl} (M_n - M_{rp}) = 0,7 < 1,0$$

Ұзақ мерзімді күшсалмақтардың әсері кезінде:

$\varphi_m = 1,6 \cdot 8162 \cdot (100) / (2949080 - 1866890) = 1,2 < 1,0$  онда  $\varphi_m = 1,0$  тең деп қабылдаймыз.

Бойлық күштің қосындысы барлық шығындарды ескеретін алдын-ала сығылатын күшке тең және  $\gamma_{sp} = 1,0$ ,  $N_{tot} = P_2 = 83620H$  болғанда:

$$M_{rp} = \gamma_{sp} \cdot N_{tot} \cdot (e_{op} + r) = 1866890H \cdot \tilde{m}$$

Жарықшақтардың арасындағы аймақтағы созылған арматураның біркелкі емес деформациясын сипаттайтын коэффициент:

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

Толық күшсалмақтың қысқа мерзімде әсері кезінде:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,7 - (1 - 0,7^2) / [(3,5 - 1,8 \cdot 0,7) \cdot 42,6 / 27] = 0,34$$

мұндағы эксцентриситет  $e_{s,tot} = M_n / N_{tot} = 42,6\tilde{m}$

$$e_{s,tot} / h_0 = 1,58 > 1,2 \cdot \varphi_{ls} = 1,32$$

Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтың қысқа мерзімді әсері кезінде:

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 1,0 - (1 - 1^2) / [(3,5 - 1,8 \cdot 1,0) \cdot 35,3 / 27] = 0,15$$

$$e_{s,tot} = M_n / N_{tot} = 35,3\tilde{m}$$

Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтың ұзақ мерзімді әсері кезінде:

$$\psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1,0 - (1 - 1^2) / [(3,5 - 1,8 \cdot 1,0) \cdot 35,3 / 27] = 0,45$$

$$e_{s,tot} / h_0 = 1,3 > 1,2 \cdot \varphi l_s = 0,96$$

Қисықтықты есептейміз

$$\frac{1}{r} = \frac{M_n}{h_0 \cdot z} \cdot \left( \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \cdot b \cdot h_0 \cdot E_b \cdot \nu} \right) - \frac{N_{tot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s \cdot A_s};$$

Толық күшсалмақтың қысқа мерзімді әсері кезінде

$$\frac{1}{r_1} = \frac{3562830}{27 \cdot 23,6 \cdot (100)} \cdot \left( \frac{0,34}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} + \frac{0,9}{(0 + 0,25) \cdot 18 \cdot 27 \cdot 27000 \cdot 0,45} \right) - \frac{83620}{27} \cdot \frac{0,34}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} = 5,38 \cdot 10^{-5} \tilde{m}^{-1};$$

Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтың қысқа мерзімді әсері кезінде:

$$\frac{1}{r_2} = \frac{2949080}{27 \cdot 23,1 \cdot (100)} \cdot \left( \frac{0,15}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} + \frac{0,9}{(0 + 0,29) \cdot 18 \cdot 27 \cdot 27000 \cdot 0,45} \right) - \frac{83620}{27} \cdot \frac{0,15}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} = 3,08 \cdot 10^{-5} \tilde{m}^{-1};$$

Тұрақты және ұзақ мерзімді күшсалмақтың ұзақ мерзімді әсері кезінде:

$$\frac{1}{r_3} = \frac{2949080}{27 \cdot 23,1 \cdot (100)} \cdot \left( \frac{0,45}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} + \frac{0,9}{(0 + 0,29) \cdot 18 \cdot 27 \cdot 27000 \cdot 0,15} \right) - \frac{83620}{27} \cdot \frac{0,45}{190000 \cdot 2,26 \cdot (100)} = 8,76 \cdot 10^{-5} \tilde{m}^{-1};$$

Сығушы күштің (Р) әсерінен пайда болатын бетонның ширауы мен жылжығыштығының нәтижесіндегі  $\frac{1}{r_4}$  қисықтықты анықтау

үшін:  $\sigma_b = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 7,5 + 35 + 27 = 59,5$  МПа кернеулерінен созылған арматураның ауырлық орталығының деңгейіндегі бетонның салыстырмалы деформациясын және  $\sigma'_b = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9$  кернеулерінен сығушы шеткі талшықтың деңгейіндегі бетонның салыстырмалы деформациясын есептейміз. Біздің сығушы аймақта керілетін арматура жоқ, сондықтан  $\sigma'_b = 0$ ,  $\varepsilon_b = \sigma_b / E_s$ ,  $\varepsilon'_b = \sigma'_6 / E_s$ . Біздің есепте  $\varepsilon_b = 59,5 / 190000 = 31,3 \cdot 10^{-5}$ ;  $\varepsilon'_b = 0$ .

$$\frac{1}{r_4} = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b) / h_0 = 1,16 \cdot 10^{-5} \tilde{m}^{-1}$$

Қисықтықтың толық шамасы

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} - \frac{1}{r_4} = 9,9 \cdot 10^{-5} \tilde{m}^{-1}$$

Иілу шамасы:

$$f = \left[ \frac{5}{48} \left( \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} \right) - \frac{1}{8} \cdot \frac{1}{r_4} \right] \cdot l_0^2 = 2,4 \tilde{m} < [2,5] \tilde{m} ;$$

яғни мүмкін болатын мәнінен аз.

**Плитаны құрастыру кезінде пайда болатын күшсалмақтарға есептеу**  
Панельдің дайындау, тасымалдау және құрастыру кезіндегі беріктігін тексеру

Бұл тексеруді ( -сурет) құрастыру ілмегі астындағы қима үшін орындайды, яғни панельдің шетінен бастап 1,025 м қашықтықта (бұл қашықтық 0,207 ℓ деп қабылдануы мүмкін).

Плитаның өз салмағынан пайда болатын июші момент  $26145/6 = 4357,5$  Н/м, тасымалдау кезінде динамикалық коэффициентті 1,6-ға деп ескерген жағдайда июші момент  $M_1 = 1,6 \cdot 4357,5 \cdot 1,025^2 / 2 = 3663 \text{ Н} \cdot \text{м} ;$

Шектік жағдайдағы сығушы күш:

$$P = (\sigma_{sp} - \sigma_{los1}) \cdot A_s = 101,388 \hat{E} \hat{t}$$

Осы күштен пайда болатын июші момент:

$$M_2 = P \cdot e_0 = 2026676 \hat{I} \cdot \tilde{m}$$

Июші моменттердің қосындысы:

$$M = M_1 + M_2 = 2392976 \text{ Н} \cdot \text{см}$$

Плитаны алдын-ала стерженьдік арматурамен қысқандағы есептеу үшін жұмыс шарты коэффициентін  $\gamma_{b3} = 1,2$  деп қабылдаймыз. Сонда:

$$\alpha_M = [M - R_{sc} \cdot A'_s \cdot (h_0 - a) - R_{sc} \cdot A_{sp} \cdot (h_0 - a)] / \gamma_{b3} \cdot R_{bp} \cdot b \cdot h_0^2 = 0,12$$

Кесте бойынша  $\xi = 0,13$ ;  $\omega = 0,75$ ;  $\sigma_{SR} = R_s = 360 \hat{I} \hat{a}$  (Вр-1 класты арматура үшін).

Сығылу аймағының салыстырмалы шектік биіктігі:

$$\xi_R = 0,75 / [1 + 360 / 500 \cdot (1 - 0,75 / 1,1)] = 0,61 > 0,13$$

Созылған арматураға берілетін күш:

$$N_s = \xi \cdot \gamma_{b4} \cdot b \cdot h_0 + R_{sc} \cdot A'_s + R_{sc} \cdot A_{sp} - P = 9,79 \hat{E}i$$

Сөре қимасындағы арматураның қабылдайтын күші (2Ø5 Вр-1 және 16Ø3 Вр-1 арматуралар үшін).

$$N_s = R_s \cdot A_s = 54,72 \hat{E}i > 9,79 \hat{E}i$$

Шарт орындалды, яғни құрастыру кезінде плитаның беріктігі қамтамасыз етілген.

Көтергіш ілмектердің диаметрін анықтау

Плитаны көтергенде динамикалық коэффициент 1,4-ке тең деп қабылданады, сонда бір ілмекке келетін күш:

$$N = 26145 \cdot 1,4 / 3 = 1220H$$

$$A_s = N / R_s = 0,54 \tilde{m}^2$$

1Ø10 А-І деп қабылдаймыз,  $A_s = 0,785 > 0,54 \tilde{m}^2$  болады.

**11-Мысал. Дайындау, тасымалдау және құрастыру кездерінде тік қиманың жарықшаққа төзімділігін есептеу**

Бұл есеп беріктікке есептеген қима үшін орындалады. Плитаның өз салмағынан пайда болатын июші момент:

$$M_1 = 4357,6 \cdot 1,025^2 / 2 = 2282 \hat{I} \cdot i ;$$

Сығушы күш  $P=470 \cdot 2,26 (100)=106220$  Н; Осы күштен пайда болатын июші момент:

$$M_2 = 106220 \cdot (13 - 3) = 2132400 \hat{I} \cdot \tilde{m} ;$$

Июші моменттердің қосындысы:

$$M = 2282 + 21324 = 23606 \hat{I} \cdot i$$

Келтірілген қиманың ауырлық ортасына салыстырғандағы бойлық күштің эксцентриситеті:

$$e_0 = M / P = 22,2 \tilde{m}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{b2} \cdot R_{bm} \cdot W'_{pl} &= 0,9 \cdot 1,6 \cdot 22988 \cdot (100) = 3310272 \hat{I} \cdot \tilde{m} > p(\ell_0 - rin_f) = \\ &= 106220(22,2 - 7,7) = 1540190 \hat{I} \cdot \tilde{m} \end{aligned}$$



болғандықтан жоғары аймақта жарықшақтар пайда болмайды. Егер бұл шарт орындалмаса, онда күшсалмақтың қысқа мерзімді әсері кезінде жарықшақтың ашылу енін тексеру қажет болады.

## **ӘДЕБИЕТТЕР**

1. Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс: учебник / В.Н. Байков, Э.С. Сигалов. – М.: Стройиздат. 1991.-767с.

2. Попов Н.Н. Проектирование и расчет железобетонных конструкций: учебник / Н.Н. Попов, А.В. Забегаев. – М.: Высшая школа. 1985.-319с.
- 3.Мандриков А.П. Темірбетон конструкцияларын есептеудің мысалдары: оқу құралы. I-бөлім / А.П. Мандриков. – Алматы.: РБК. 1996.-229б.
4. Бржанов Р.Т. Темірбетон және тас құрылымдары: Қысқаша дәрістер құралы / Бржанов Р.Т. – Петропавловск.: М.Қозыбаев атындағы СКМУ. 2006.- 67 бет.

Пішімі 60x84 1/12  
Көлемі 27 бет 2,25 шартты баспа табағы  
Таралымы 20 дана.  
Ш.Есенов атындағы КМТЖИУ  
Редакциялық - баспа бөлімінде басылды.  
Ақтау қаласы, 32 ш/а.