

AZƏRBAYCAN RESPUBLİKASI TƏHSİL NAZİRLİYİ
AZƏRBAYCAN MEMARLIQ VƏ İNŞAAT UNİVERSİTETİ
İNŞAAT KONSTRUKSİYALARI KAFEDRASI

ŞÜKÜROV TURAN SEYMUR oğlu

MAGİSTR DİSSERTASİYASI

ALMANİYA NORMALARI ÜZRƏ ƏYİLMƏYƏ
İŞLƏYƏN DƏMİRBETON ELEMENTLƏRİN
HESABLANMA METODİKASININ İŞLƏNMƏSİ

Elmi rəhbər:

texnika elmləri doktoru, professor

Muxlis Əhməd oğlu Hacıyev

Bakı - 2017

MÜNDƏRİCAT

GİRİŞ	4
I FƏSİL. ALMANİYA İNŞAAT NORMALARININ İNKİŞAF TARİXİ VƏ BU NORMALARA ƏSASƏN MATERIALLAR VƏ YÜKLƏR	6
1.1. Hesablama üsullarının inkişaf tarixi.....	6
1.2. Dəmirbeton konstruksiyalar üçün materiallar.....	7
1.3. Yüklər və təsirlər.....	11
II FƏSİL. ALMANİYA NORMALARINA ƏSASƏN DƏMİRBETON KONSTRUKSİYALARIN STATİK HESABATI	12
2.1. Konstruksiyaların statik hesablanması.....	12
2.2. Əyilən və mərkəzdən xaric yüklənən elementlərin normal kəsiklər üzrə hesablanması	14
2.3. Elastikliyin nəzərə alınması ilə sütunların hesabı.....	22
2.4. Kəsici qüvvənin təsirinə hesablanma.....	28
III FƏSİL. İKİNCİ QRUP HƏDDİ HALLARA HESABLAMA VƏ KONSTRUKSİYALANDIRMA	34
3.1. Konstruksiyaların ikinci qrup həddi hallara hesablanması.....	34
3.2. Konstruktiv tələblər.....	38
IV FƏSİL. ƏYİLƏN ELEMENTLƏRİN MÜQAYİSƏLİ TƏHLİLİ	51
4.1. Hesablama üsulunun inkişaf tarixi	51
4.2. Dəmir-beton üçün materiallar.....	54

4.3. Yüklər və təsirlər.....	60
4.4. Həddi hala görə konstruksiyaların hesablanması ümumi göstərişləri.....	63
4.5. Əyilən elementlərin hesabı.....	75
4.6. Əyilən elementlərin maili kəsiklər üzrə hesablanması.....	84
NƏTİCƏ.....	101
İSTİFADƏ OLUNAN ƏDƏBİYYAT.....	102

GİRİŞ

Mövzunun aktuallığı: Keçmişdən bu günümüzə kimi nəzər salsaq tikinti sektorunda böyük inqilabın olduğunu görə bilərik . Texnologiyanın inkişafı bu sahənin daha da irəliyə getməsində əhəmiyyətli rol oynamışdır. Hündür mərtəbəli , dəyişkən konstruksiyalı tikililərin inşasına başlanılmışdır.

Əvvəllər tikintidə daha çox yığma konstruksiyalardan istifadə olunurdusa da daha sonra tikililər monolit dəmir-beton konstruksiyalardan inşa olunmağa başladı. Bütün bu tikililərin dayanıqlılığının tənzimlənməsi və doğru qərarların qəbul edilməsi naminə elm adamları təcrübələr və hesablar apararaq tikinti sahəsi üçün “tikinti norma və qaydaları”nı ərsəyə gətirmişlər.

İnşaat normaları yarandığı vaxtdan başlayaraq günümüzə qədər böyük dəyişikliklərə uğramışdır və hələ də inşaat normalarında dəyişikliklərin şahidi oluruq. İnşaat normaları konstruksiyanın hər bir elementinin doğru hesablanması və lazımi ölçülərin verilməsi, armaturun düzgün seçilməsi, doğru ankerlənmə qaydaları , yük kombinasiyasının seçilməsi, tikintinin yerindən və təyinatından aslı olaraq gərəkli əmsalların götürülməsi və başqa məlumatların alınmasında lazım olan bir bilgi qaynağıdır.

Bu danılmaz bir faktdır ki, Almaniya hər bir sahə üzrə dünyanın öndə gedən ölkələrindən biridir. Tikinti sektorunda da öz sözünü demiş və bu sahənin inkişafında böyük töhfə vermiş bir dövlətdir. Əyilməyə işləyən dəmir-beton elementlərin Almaniya inşaat normaları ilə hesablanması metodikasının öyrənilməsi və bunun Azərbaycan inşaat normaları ilə müqayisəsi , bu normalar arasında nə kimi fərqliliklərin olmasının araşdırılması və bundan nəticə götürərək lazımi qeydlərin aparılması bu sahənin inkişafında mühüm rol oynayacaqdır.

Praktiki əhəmiyyəti: Əyilməyə işləyən dəmir-beton elementlərin Almaniya inşaat normaları sənədlərinə əsaslanaraq hesablanması metodikası işlənmişdir. Həmçinin əyilən elementlər haqqında qısa məlumatlar, konstruktiv xüsusiyyətlərdən danışılmışdır. Mövzu ilə bağlı tədqiqat aparən mühəndis-konstruktorlar, tələbələr və magistrilər istifadə edə bilər.

İşin elmi yeniliyi:

- Almaniya inşaat normalarına əsaslanaraq əyilməyə işləyən dəmir-beton konstruksiyaların hesablanması tədqiq olunmuşdur;
- Hesablama metodikası işlənmişdir;
- Hesablama alqoritminin tərtib olunmuş və məsələ həlləri ilə nümunələr göstərilmişdir;

Dissertasiya işinin informasiya bazasını Almaniya dövlətinin inşaat normativ sənədləri, normativ sənədlərlə bağlı olaraq müxtəlif kitablar, nəşrlər, hesabatlar, metodiki göstərişlər təşkil edir.

Tədqiqatın obyekti: Əyilməyə işləyən dəmir-beton elementlərin Almaniya inşaat normaları əsasında hesablanması metodikasının işlənilməsi.

I FƏSİL. ALMANIYA İNŞAAT NORMALARININ İNKİŞAF TARİXİ VƏ BU NORMALARA ƏSASƏN MATERİALLAR VƏ YÜKLƏR

1.1 Hesablama üsulunun inkişaf tarixi

Tarixə nəzər salsaq görərik ki dəmir-beton konstruksiyaların ilk hesabat normaları 1904-cü ildə Almaniyada yaradılıb(əsas, buraxılabilən gərginlikdə), sonralar 1907-1916-cı illərdə təkmilləşdirilərək 1925-ci ilin DİN normaları üçün əsas(baza) olmuşdur, hansı ki sonradan 1932-1973-cü illərdə bu normalar 7 dəfə dəyişikliklərə məruz qalmışdır. 1978-ci ildə yaradılan DİN 1045 normativləri dəmir betondan yerinə yetirilən bütün konstruksiyaların hesabatı və layihələndirilməsi üçün yararlıdır. Yeni normalar əvvəlkilərə nəzərən elementlərin əyici moment, eninə qüvvələrə, dayanıqlığı nəzərə alınmaqla sıxılmaya hesabat metodikasında köklü şəkildə dəyişiklərlə özünü göstərir.

DİN 1045 normalarına əsasən hesablanmış, konstruksiyaların təhlükəsizlik qiymətləndirilməsi, ЕКБ-ФНП normalarına əsasən məsləhət görülənlərdən köklü şəkildə fərqlidir belə ki, “son hədd” termini mətndə istifadə edilmir, amma bir tərəfdən en kəsiyin müqavimətinə qoyulan , digər tərəfdən istismar şəraitinə qoyulan tələb qeyd edilir. Hər iki halda hesabatda, S normativ təsiri hər hansı bir təhlükəsizlik əmsalsız qəbul edilir. Yükdaşıma qabiliyyətləri R ehtimallıq metodu ilə , amma təhlükəsizlik əmsalı nəzərə alınmaqla təyin edilir. Eyni zamanda uzunmüddətli yüklərin təsirindən betonun müqavimətinin azalması 0,85 azaldıcı əmsalın daxil edilməsi ilə nəzərə alınır. Hesabatda elastiki deformasiyalar nəzəriyyəsiindən istifadə edilir.

Yoxlayıcı şərt aşağıdakı düstura əsasən yerinə yetirilir.

$$S \leq R/\gamma \quad (1.1)$$

γ - konstruksiyanın ümumi etibarlılıq əmsalıdır, qiyməti 1,75-dən 2,5-ə qədər dəyişir.

İstismar mərhələsində (konstruksiyanın 2-ci qrup həddi hall hesabətında) gərginlik dartılmış armaturada cəmləşdirilir, çatların açılma eninin azaldılması məqsədi ilə. Uzunmüddətli yüklərin təsiri vaxtı konstruksiyanın dağılmasına sərhədlər tətbiq edilir.

1.2. Dəmir-beton üçün materiallar

1.2.1 Dəmir-beton konstruksiyalar üçün beton

Betonun sıxılmada müqaviməti 28 günlük 200 mm-lik kublar şəklində hazırlanmış detallarda təyin edilir.

β_{wN} - normativ müqavimət, hər kubun sıxılmada müqavimətinin minimal müqaviməti kimi təyin edilir;

β_{wS} -hər kubun minimum buraxıla bilən orta müqaviməti kimi.

DİN 1045 norması 7 sinif müqavimətini təyin edir (1.1 cədvəl)

Cədvəl 1.1

Betonun normativ xarakteristikası

Betonun qrupu	Betonun sinfi	Yükgötürmə, N/mm^2		Elastiklik Modulu $E_b, MN/m^2$	Tikinti rayonu
		Normativ β_{wN}	Hesabi β_w		
Beton B-I	B5	5,0	8,0	-	Yalnız armaturlanmayan beton konstruksiyaları
	B10	10,0	15,0	22000	
	B15	15,0	20,0	26000	
	B25	25,0	30,0	30000	
Beton B-II	B35	40,0	40,0	34000	Armaturlanan və armaturlanmayan beton konstruksiyaları
	B45	45,0	50,0	37000	
	B55	55,0	60,0	39000	

Kubla müqavimət ölçüsündən β_{200} asılı olaraq silindirə β_c keçdiyimizdə bu şərt yerinə yetirilməlidir.

$$\beta_{W200} = 1,25\beta_c - B15 \text{ sinifli beton üçün}$$

$$\beta_{W200} = 1,18\beta_c - B25 \text{ sinifli beton üçün}$$

Beton müqavimətləri arasında əlaqə 1.2 cədvəlində verilir. Hardakı F –yüksək möhkəmlikli sement L- adi şəraitdə bərkiyən .

B-I qrup betonun keyfiyyətinin təyinində (B5-B25) 3 nümunədən ibarət seriyaya 500 kubluq beton partiyasından ya da 1 həftə ərzində istifadə olunan beton həcmindən götürülür. B-II qrupu üçün eyni şərtlərlə 6 nümunədən götürülür. Bu zaman betonun keyfiyyəti qaydaları ödəyür əgər aşağıdakı şərtlər təmin olunarsa.

$$\beta_{Wm} \geq \beta_{Wm} \text{ və } \beta_{Wi} \geq \beta_{WN}$$

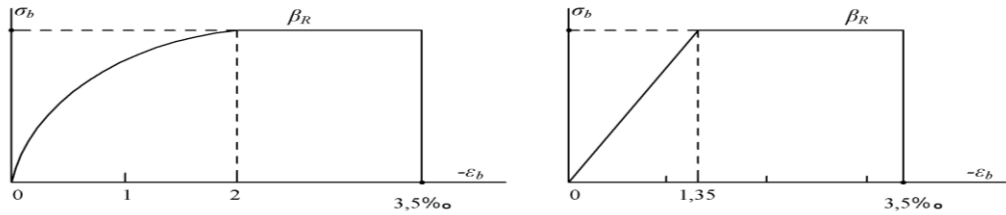
Burada β_{Wm} - seriyalar üçün orta müqavimət; β_{Wi} – hər hansı bir nümunənin orta müqaviməti.

Cədvəl 1.2

Betonun yaşına görə möhkəmliyi	
Sementin sinfi	Nisbət β_{W28}/β_{W7}
Z25	1,4
Z35 L	1,3
Z35 F Z45 L	1,2
Z45 F Z55	1,1

Əgər sınaq prosesində 9 nümunədən 1-də müqavimət lazım olandan azdırsa amma $0,8\beta_{WN}$ -dən az deyilsə bu zaman sınaq nəticələri qənaətbəxş qəbul edilir. Bununla belə 3 nümunədən hər birində $\beta_{WN} \geq \beta_{ws}$ şərti yerinə yetirilməlidir. Gərginlik və deformasiya arasındakı asılılıq aşağıdakı diaqramda şəkil.1.1,a - da göstərilmişdir. Qısamüddətli yüklərin təsirindən konstruksiyanın deformasiyasının hesabatı üçün konstruksiyanın istismarı vaxtı hansı ki dediyimiz yüklərin təsirini

keçir (məsələn sıxılan elementlərinin möhkəmliyə yoxlaması zamanı) 1.1,b şəklindəki sadələşmiş diaqramdan istifadə olunmasına icazə verilir.



Şəkil 1.1. DİN 1045 normativinə görə beton üçün σ_b - ϵ_b -nin sadələşmiş diaqramı

1.2.2.Dəmir-beton konstruksiyaları üçün armatur

Dəmir beton konstruksiyaları üçün armatur hamar (G), periodik profilli (R), soyuq halda deformasiyaya məruz qalmış (K), yada soyuq dəyişilməyə məruz qalmayan-yəni təbii (U) halda ola bilər. Qaynaq olunan və ya toxunan torlar üçün məftil armaturdan: hamar (G), rifli (P) və periodik (R) istifadə olunur.

Polad armaturların aşağıdakı mexaniki xarakteristikaları var:

β_s - elastiklik həddi, β_z - dartılmada dağılmağa müqavimət, σ_{10} - qırılmada uzanma (burada 10 rəqəmi onu göstərir ki, sınaq vaxtı deformasiyası ölçülən əsas(baza) armatur uzunluğu sınıanan armaturun diametrinin 10 mislinə bərabərdir.)

Dəmir-beton konstruksiyaların armaturlanmasında 3 sinif armaturdan istifadə edilir. BSt I, BSt III, BSt IV, mexaniki xarakteritikaları cədvəl.1.3 –də verilmişdir.

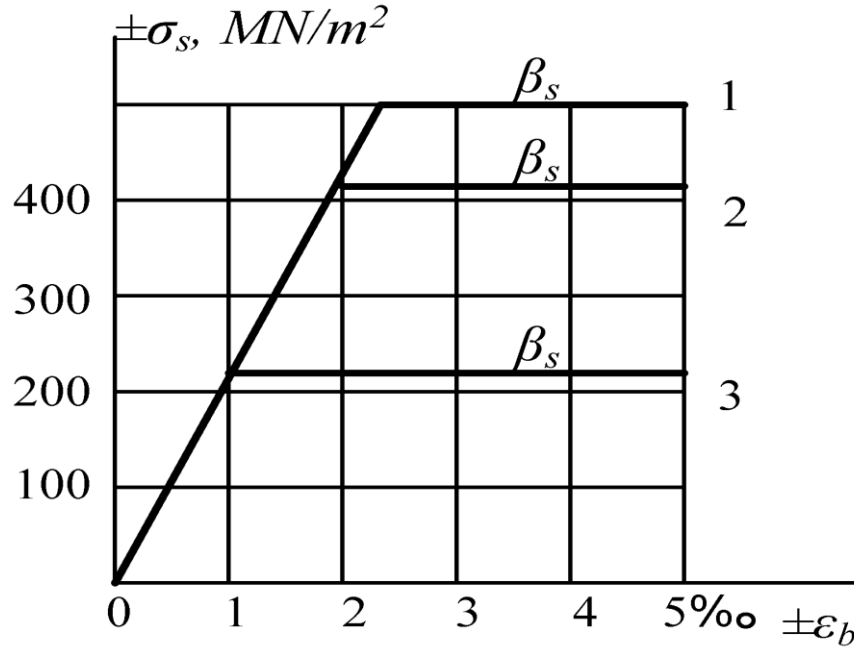
Armaturun mexaniki xarakteristikası

Əsas parametrlər	Soyuq emala məruz qalmayan polad(U)			Soyuq emala məruz qalan polad (K)		
Armaturun tipi	Mil şəkilli armaturlar				Qaynaq torları	
Armatur səthinin forması	hamar	dövri	Dövri maili qabırğa		Hamar	rifli
İşarəsi	BSt 220/340 GU	BSt 220/340 RU	BSt 420/500 RU	BSt 420/500 RK	BSt 500/550 GK	BSt 500/550 PK
Çertyojlar-da işarəsi	IG	IR	IIIU	IIIK	IVG	IVP
Diametr, mm	5...28	6...40	6...28	6... 28	4...12	4...12
Yüklər, β_v , N/mm^2	220	220	420	420	500	500
Yüklər, β_v , N/mm^2	340	340	500	500	550	550
Deformasiya $\sigma_{10}, \%$	18	18	10	10	8	8

Cədvəldə hərf birləşmələri ; GU- hamar armatur – soyuq halda əlavə möhkəmlik almayan; RU- həmçinin periodik profilli ; RK- periodik profilli – soyuq halda möhkəmləndirilmiş; GK- həmçinin hamar.

Qeyd etmək lazımdır ki, hesabatlarda materialın möhkəmlik xarakteristikaları hər hansı bir etibarlıq əmsalına vurulmadan götürülür.

Armatür poladının dartılma və sıxılmada elastiklik modulu $E_s = 21 \times 10^4 \text{ MN/m}^2$ və ya $21 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ -ə bərabər götürülür. Hesabatda istifadə edilən diaqram deformasiyanın gərginlikdən asılılığını şəkil 1.2-də göstərir.



Şəkil 1.2. Armatür üçün σ_x - ϵ_x -in sadələşmiş diaqramı: 1- BSt 500/550; 2- BSt 420/500 və qaynaq toru BSt 500/550 hamar məftildən; 3-BSt 220/340

1.3. Yüklər və təsirlər

DİN 1045 normaları ilə konstruksiyaların hesabatında arzuolunmaz yüklərin və təsirlərin təyin edilməsi üçün bu yüklərin və təsirlərin müxtəlif kombinasiyaları nəzərdən keçirilir.

Lazım olduqda təzə betonun yayılmasında baş verən təsirlərin dəyişməsi halları da nəzərə alınır. Ümumi (sırası) təyinatlı binalar üçün aşırımların ardıcıl olaraq tam şəkildə yüklənməsi qəbul edilir. Qeyd etməliyik ki, bütün hesabatlar daimi, müvəqqəti, külək və temperatur yüklərinin normativ göstəricilərinə görə aparılır.

$$G + Q + W + T \quad (1.2)$$

II FƏSİL. ALMANİYA NORMALARINA ƏSASƏN DƏMİRBETON

KONSTRUKSIYALARIN STATİK HESABI

2.1. *Konstruksiyanın statik hesabı*

Konstruksiyanın statik hesabı elatiklik mərhələsi ilə aparılır, burada hesabat ya konstruksiyanın tam en kəsiyinin həndəsi xarakteristikaları ya da seçilmiş hissələrin $n = \frac{E_s}{E_b} = 10$ əmsalından istifadə etməklə həndəsi xarakteristikaları daxil edilir.

Deformasiya tikişləri ilə kiçik hissələrə ayrılmayan binalar üçün betonun çökməsindən və axmasından, temperatur dəyişməsindən, dayaqların çökməsindən və s. irəli gələn deformasiyaları mütləq nəzərə almaq lazımdır. Həmçinin çatların əmələ gəlməsi ilə elementlərin dayanıqlığının azalması da nəzərə alınmalıdır.

2.1.1. *Elementin həndəsi ölçüləri*

Əyilən elementlərin hesabi aşırımı aşağıdakı şərtlərdən qəbul edilir:

- Sərbəst dayaqları olan konstruksiyalar üçün (dayağın simmetriya oxunun təyin olunması çətin olan yerlərdə),

$$l \leq 1,05l_n; l \leq l_n + (a_1 + a_2)/3 \quad (1.3)$$

- Sonu bərkidilmiş tirlər üçün

$$l \leq 1,05l_n; l \leq l_1 \quad (1.4)$$

- Çoxaşırımlı kəsilməz tirlər üçün

$$l \leq l_1$$

Burada l – konstruksiyanın hesabi aşırımı; l_w - daxili dayaqlar arasındakı məsafə, l_1 - dayaq oxları arasındakı məsafə, a - dayağın eni.

b_m - tavr en kəsiyində rəfin eni, hansı ki hesabatda daxil edilir, həm elementin statik həm də en kəsiyin möhkəmliyə hesabatında eyni qəbul edilir. Simmetrik rəfli en kəsik üçün

$$b_m \leq b_{reet}; b_m \leq l/3 \quad (1.5)$$

Birtərəfli olan üçün isə

$$b_m \leq b_{reet}; b_m \leq l/6 \quad (1.6)$$

Burada l- hesabı aşırımıdır 1.3 və 1.4 şərtlərinə görə kəsilməz tirlər üçün aşırım l , momenti sıfıra bərabər olan nöqtələr arasındakı məsafə qəbul edilir.

2.1.2.Xarici təsirlərdən olan yüklərin təyini

Siravi konstruksiya üçün (tirlər, örtüklər, piltələr) əyici momentin dayaqalarda, ya da aşırımın 15%-ə qədər dayaqdan olan hissəsində paylaşmasına icazə verilir, əgər aşağıdakı şərtlər yerinə yetərsə;

1. Aşırım 12m-dən çox xeyli, en kəsiklərdəki inersiya momenti bütün uzunluq boyu daimi qalır.
2. Tarazlıq şərti qorunur (dayaqlardakı və aşırımdakı momentlər cəmi sadə tirin momentinə bərabərdir.)
3. Aşırımlarda əyici moment paylaşmalardan sonra az deyil:
 - Birinci aşırım üçün - 1-ci aralıq dayaqda tirin tam sıxılması zamanı yaranan moment göstəricisindən;
 - Aralıq aşırım üçün - hər iki dayaqda tirin sıxılması zamanı yaranan moment göstəricisindən.

Dayaqlarda sərt bağlanmış pilitə və tirlərin əyici momenti dayaqaların həddlərindəki ən maksimum momentə uyğun götürülür.

Bu momentləri aşağıdakı düsturlarla ayırd etmək olar:

$$M = \frac{ql_w^2}{10} - 1\text{-ci aralıq dayaqda} \quad (1.7)$$

$$M = \frac{ql_w^2}{12} - \text{orta dayaqlarda} \quad (1.8)$$

Burada l_w - aşırım, dayaqlar arası məsafədir.

Birinci aşırıda müsbət momentlərin hesabında, adətən kənar dayaqdakı sıxılmanı nəzərə almırlar, bu sıxılma həqiqətən etibarlı olan haldan başqa. Əyilən elementlərdə eninə qüvvələrin tapılmasına aşırımların tam yüklənməsi halında

icazə verilir, həmçinin bu vaxt konstruksiya kəsilməz olmalıdır. Belə sadələşmə yolverilməzdir, harda ki, qonşu aşırımların nisbəti 1,4-dən çox deyil (ya da $<0,7$).

Sütunlarda uzununa qüvvələri tirlərin kəsilməzliyi halını nəzərə almadan hesablamaq olar (birinci aralıq dayaqdan başqa), əgər sıxılan sütunlara dayanan tirlərin nisbəti 1,4-dən çox deyilsə. Kənar sütunlar onların üzərinə oturan tirlərlə təmasda hesablanmalıdır, yəni onlar əyici qüvvələrin təsiri altındadır. Aralıq sütunlarda əyici momentin təsirindən qaçmaq olar əgər horizontal qüvvələrin təsirinə müqavimət sərt rabitələrlə tam təmin edilir.

2.2. Əyilən elementlərin normal kəsiklərinin hesabı

2.2.1. Hesabatın ümumi müddəaları

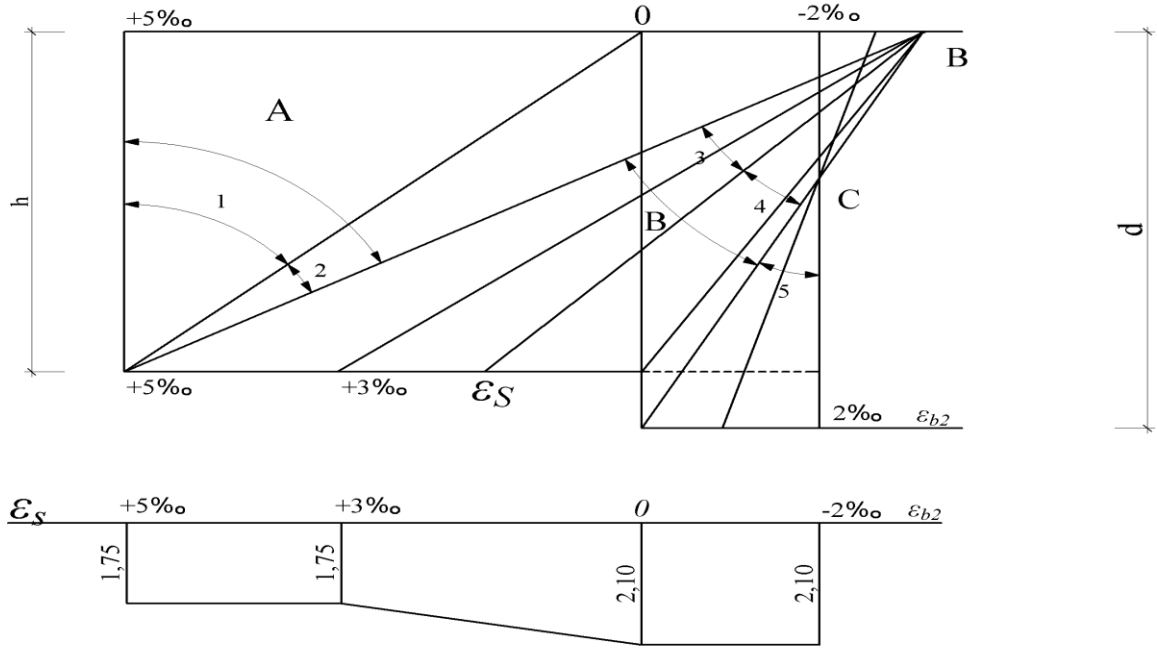
Hesabatda 3 sahə (3D) metodundan istifadə edilir (ЕКБ - ФИП və БАЕЛ normalarına analoji olaraq). Amma bu normalardan fərqli olaraq armaturun deformasiya həddi 5 %₀ hüdudundadır (şəkil.1.3). Təqdim olunan kəsiyin deformasiya diaqramı, mərkəzi və mərkəzdən kənar dartılan və sıxılan , əyilən elementlərin hesabı üçün istifadə edilir.

Ümumi etibarlılıq əmsalı elementin işinin xarakterindən asılı olaraq $\gamma=1,75 - 2,1$ qəbul edilir. Əgər dartılan zonanın armaturunun deformasiyası $\epsilon_s=3\%$ olarsa $\gamma=1,75$, $\epsilon_s \leq 0\%$ olarsa $\gamma=2,1$ olur. Orta hissələr üçün hüsabat interpolasiya üsulu ilə aparılır.

Elementin möhkəmlik şəraiti aşağıdakı kimi qeyd edilir.

$$M \leq M_u/\gamma \quad (1.9)$$

burada M - xarici təsirdən yaranan əyici moment; M_u - kəsiyin qəbul etdiyi əyici momentdir.



Şəkil 2.1 Norman en kəsiylərin deformasiya hesabı modelləri

Kəsiyin yükötürmə qabiliyyətinin hesabında $\sigma - \epsilon$ diaqramı sıxılan beton zonası üçün 1.1, a, şəklinə uyğun olaraq parabola düzbucaqlı kimi qəbul edilir, harda ki, maksimum ordinant gərginlik β_R istifadə olunan betonun sinfi ilə təyin edilir.

2.1 cədvəlində betonun (β_{wN}) normativ və (β_R) hesablanan müqaviməti və normativdən hesablanan göstəricilərə keçid əmsalları verilmişdir. B25 və < sinfli beton üçün keçid əmsalı 0,7 silindrik və kubik elementlərin möhkəmlik göstəricilərinin müqayisə əmsalı (β_c/β_w)=0,8 B25-dən kiçik, 0,85 əmsalı yüklərin uzunmüddətli təsirini nəzərə alan əmsaldır. Cədvəl 2.1

Betonun müqaviməti, MN/m²

Betonun sinfi	B5	B10	B15	B25	B35	B45	B55
Normativ yük β_{wN}	5,0	10	15	25	35	45	55
β_R	3,5	7,0	10,5	17,5	23,0	27,0	30,0
β_R/β_{wN}	0,7	0,7	0,7	0,7	0,657	0,600	0,545

B35 və ondan yuxarı sinifli beton üçün DİN 1045 normalarına görə kubik möhkəmlikdən slindirlik möhkəmliyə keçid əmsalı bir qədər yüksəkdir. $\beta_c/\beta_w=0,85$, amma əmsal cəmi az götürülür. (cədvəl 2.1).

Konstruksiyanın yükdaşıma qabiliyyətinin hesabında gərginliyin parabola düzbucaqlı epyürası hündürlüyü $0,8x$ (x - kəsiyin neytral oxdan elementin ən çox sıxılan zonasına qədər məsafə), eni $0,95 \beta_R$ olan düzbucaqlıya dəyişir.

$\sigma - \varepsilon$ diaqramı armatur üçün şəkil 1.2 - ə uyğun olaraq qəbul edilir.

2.2.2. Düzbucaqlı en kəsikli elementlərin hesabı

DİN 1045 normaları ilə hesabat edərkən aşağıdakı əsas göstəricilər daxil edilir. (şəkil.2.2)

b, d - elementin eninə kəsiyinin məhsuldar hündürlüyü və eni;

h - elementin en kəsiyinin məhsuldar hündürlüyü;

A_{s2} - dartılan armaturun en kəsiyi;

A_{s1} - sıxılan armaturun en kəsiyi;

ε_{s2} - dartılan armaturun nisbi deformasiyası;

ε_{s1} - sıxılan armaturun nisbi deformasiyası;

ε_{b1} - daha çox sıxılan beton liflərin nisbi deformasiyası;

ε_{b2} - az sıxılan beton liflərinin nisbi deformasiyası;

D_b - sıxılan zonadakı betonun sıxıcı qüvvələrini nəticələndirən qüvvə;

D_s - sıxılan zonadakı armaturun sıxıcı qüvvələrini nəticələndirən qüvvə;

Z_s - dartılan zonadakı armaturun qüvvələrini nəticələndirən qüvvə;

$x=k_x h$ - betonun sıxılan zonasının həqiqi hündürlüyü;

$\alpha=k_a h$ - sıxılan beton zonasındaki bərabər təsirli qüvvələr xəttindən (D_b) daha çox sıxılan beton lifinə qədər olan məsafə;

$Z=k_z h$ - daxili qüvvələrin (D_b və Z_s eynitəsirli qüvvə xətti arası məsafə) ;

$\mu_2=A_{s2}/bh$ - dartılan armaturla armaturlanmanın həndəsi faizi;

$\mu_1=A_{s1}/bh$ - sıxılan armaturla armaturlanmanın həndəsi faizi ;

$\omega_2=\mu_2\beta_s/\beta_R$ - dartılan armaturla armaturlanmanın mexaniki faizi;

$\omega_1=\mu_1\beta_s/\beta_R$ - sıxılan armaturla armaturlanmanın mexaniki faizi;

$\alpha_R=\sigma_m/\beta_R$ - sıxılan zonadakı betonun orta müqavimətinin hesabi müqavimətə nisbəti;

$k_b=\alpha_R k_x$ - sıxılan zonadakı betonun çevrilmiş qüvvəsi;

N_u - kəsiyin qəbul etdiyi normal qüvvə;

M_u - kəsiyin öz ağırlıq mərkəzinə nəzərən qəbul etdiyi əyici moment;

$M_{s2,u}$ - daxili təsirlərin dartılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən yaratdığı əyici moment;

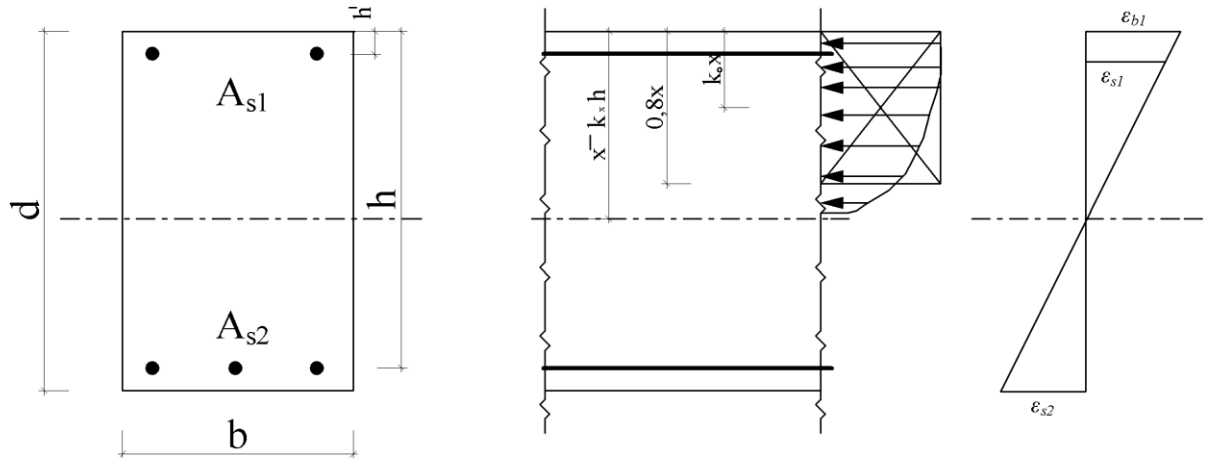
$M_{s1,u}$ - daxili təsirlərin sıxılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən yaratdığı əyici moment;

$n_u=N_u/bh \beta_R$ - kəsiyin qəbul etdiyi gətirilmiş normal qüvvə;

$m_u=M_u/bh \beta_R$ - kəsiyin ağırlıq mərkəzinə nəzərən daxili qüvvələrin gətirdiyi əyici moment;

$m_{s2,u} = M_{s2,u}/ bh \beta_R$ - dartılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən daxili qüvvələrin gətirdiyi əyici moment;

$m_{s1,u} = M_{s1,u}/ bh \beta_R$ - sıxılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən daxili qüvvələrin gətirdiyi əyici moment;



Şəkil 2.2. Düzbucaq en kəsikli demir-beton elementin əsas göstəriciləri

Gətirilmiş normativ təsirlərin göstəriciləri aşağıdakı formula ilə ayırd edilir.

$$n = n_a/\gamma; \quad m = m_v/\gamma; \quad m_{s2} = m_{s2.v}/\gamma; \quad m_{s1} = m_{s1.v}/\gamma$$

Konstruksiyanın hesabında deformasiya diaqramının təsir dairəsini təyin etmək lazımdır. A və B dairəsi (yer , sahə) sərhəddi k_x əmsalı göstəricisinə uyğun gəlir.

$$k_x = 3,5/(5 + 3,5) = 0,412$$

k_x əmsalı göstəricilərinə daxili təsirlərin əmələ gətirdiyi moment $m_{s2,u}$ uyğun gəlir, hansı ki, dartılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən təsir edən qüvvələrin yaratdığı momentlər cəminə bərabərdir.

$$M_{s2,u} = 0,8x\beta_R b(h - 0,4x) = 0,8k_x\beta_R bh^2(1 - 0,4k_x), \quad (1.10)$$

və ya

$$M_{s2,u} = \beta_R bh^2 m_{s2,u}$$

Bu zaman $k_x=0,412$ olanda

$$m_{s2,u} = 0,8k_x(1 - 0,4k_x) = 0,8 \cdot 0,412(1 - 0,4 \cdot 0,412) = 0,276$$

Uyğun olaraq $k_x=0,538$ olanda $m_{s2,u} = m_{sb,u} = 0,338$.

Bu $m_{s2,u}$ göstəricilərinə aşağıdakı normativ momentlər uyğun gəlir:

$$m_{s2} = \frac{0,276}{1,75} = 0,158; \quad m_{s2} = m_{sb} = \frac{0,338}{1,75} = 0,193;$$

Ümumi gərginlik halında olan kəsiklərin hesabında (məsələn, mərkəzdənkənar yükləmə), dartılan armaturların ağırlıq mərkəzinə nəzərən təsir edən xarici qüvvələrin yaratdığı əyici moment təyin edilir və kəsiyin normativ momenti tapılır.

$$m_{s2} = M_{s2}/bh^2\beta_R$$

m_{s2} göstəricisindən asılı olaraq 2 hal mümkündür.

1. $m_{s2u} \leq 0,193$, deformasiya $\varepsilon_{s2} > 3\%$ və əmsal $\gamma = 1,75$ olanda daxili qüvvələrin yaratdığı əyici moment $m_{s2u} = 1,75m_{s2u}$ olar.

$m_{s2u} = 0.193$ sərhəd göstəricisinə $m_{s2u} = 1.75 \times 0.193 = 0.338$ alınır.

$m_{s2u} \leq 0,276$ ($m_{s2} \leq 0,158$) olduqda konstruksiyanın işi (təsiri)

deformasiya diaqramının Ahissəsinə uyğun gəlir (şəkil 1.3), harda ki $\varepsilon_{s2} = 5\%$ və $\sigma_{s2,u} = \beta_s$. Belə şərtlər daxilində hesabatı aparılan konstruksiyalar üçün, k_z əmsalı göstəricisi və uyğun olaraq daxili qüvvələr qolu $Z = k_z h$ göstəricisi olan cədvəldən istifadə edilir.

$0,276 \leq m_{s2u} \leq 0,338$ olanda konstruksiyanın işi (təsiri) deformasiya diaqramının B hissəsinə uyğun gəlir. Bu halda k_x əmsalını aşağıdakı düsturla təyin edilir.

$$k_x = 1,21(1 - \sqrt{1 - 2,06m_{s2v}}) \quad (1.12)$$

Bu zaman daxili qüvvələrin qolu

$$Z = h \cdot (1 - 0,416k_x) \quad (1.13)$$

Əyici momentin tətbiq edilən $m_{s2u} \leq 0.338$ qiymətinə, dartılan armaturun nisbi deformasiyası $\varepsilon_{s2} \geq 3\%$ uyğun gəlir, ardıcıl olaraq $\sigma_{s2,u} = \beta_s \gamma = 1.75$ götürülməsi qanuna uyğundur.

Deyilənlərə uyğun, tələb edilən dartılan armaturların sayı aşağıdakı düsturla hesablanır.

$$A_{s2} = \frac{1,75}{\beta_s} \left(\frac{M_{s2}}{Z} + N \right) \quad (1.14)$$

Burada N- mərkəzdənkənar yükləmədə uzuna qüvvə (<< - >> işarəsi sıxılmada qəbul edilir). Sadə əyilmədə N=0.

2. $m_{s2u} > 0,193$ deformasiya $\varepsilon_{s2} \leq 3\%$ və $1,75 < \gamma < 2,10$ olduqda kəsiyin hesabı ardıcıl yaxınlaşmalar üsulu ilə aparılır.

2 halının şərtləri ilə işləyən elementlərdə, sıxılan zonada istifadə edilən armatur sayı, $m_{s2u} - 0,193$ momentini və ya $\Delta M_s = M_{s2} - M_{sb}$ əlavə momentin tarazlaşdırmaq gücündə olan qədər olmalıdır. (burada $M_{sb} = 0.193 bh^2 \beta_R$ betonun sıxılan zonasının qəbul etdiyi moment həddidir). A_{s2} dartılan və A_{s1} sıxılan armatur sayı aşağıdakı kimi tapılır.

$$A_{s2} = \frac{\gamma}{\sigma_{s2,u}} \left(\frac{M_{sb}}{Z} + \frac{\Delta M_s}{h-h''} + N \right) \quad (1.15)$$

$$A_{s1} = \frac{\gamma}{\sigma_{s1,u}} \frac{\Delta M_s}{h-h''} \quad (1.16)$$

Bu düsturlarda $m_{s2} = 0.193$ olduqda

$$\begin{aligned} \sigma_{s2,u} &= \beta_s; \quad \gamma = 1,75; \quad k_x = 0,538; \\ Z &= h(1 - 0,416k_x) = h(1 - 0,416 \cdot 0,538) = 0,776h \end{aligned}$$

Sıxılan zonadakı armaturda olan gərginlik $\sigma_{s1,u}$, ε_{s1} nisbi deformasiyasına görə tapılır, hansı ki, (şəkil 1.4)-dəki üçbucaq kimilərdən təyin edilir.

$$\varepsilon_{s1} = \frac{3.5}{1000} \cdot \frac{k_x - \frac{h''}{h}}{k_x} = \frac{3,5}{1000} \cdot \frac{0,538 - \frac{h''}{h}}{0,538}$$

Qeyd etməliyik ki, sıxılma zonasının armaturlanması indiki halda 1%-dən çox olmamalıdır.

Əyilən mərkəzdən kənar yüklənmiş düzbucaqlı en kəsikli elementlərin praktiki hesabında qrafik və cədvəllər geniş istifadə edilir.

2.2.3 Tavr en kəsik profilli elementlərin hesabı

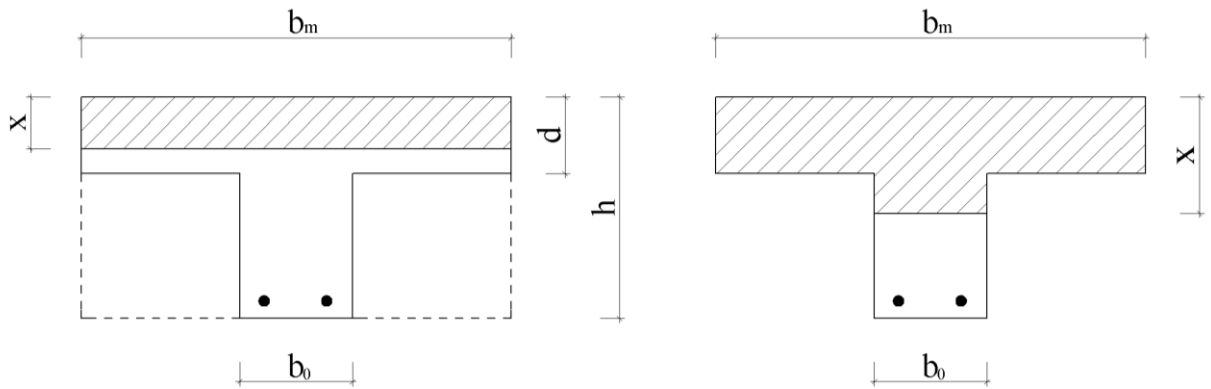
Tavr en kəsikli elementlərin yükdaşıma qabiliyyətinin hesabında sıxılan rəfin eni statik hesabatdakı şərtlər daxilində qəbul edilən kimi götürülür (bax p.2.1.1).

Neytral oxun sıxılan rəfə nəzərən yerləşməsinə görə 2 şərt ayırılmalıdır:

1. Ox rəfin daxilindən keçəndə hesabat eni rəfin eninə bərabər düzbucaqlı en kəsik kimi hesablanır.

2. Əgər ox qabırğanı kəsirsə növbəti 2 hal mümkündür. (şəkil 5.5-də verilir)

- $b_m/b_0 > 5$ olduqda tir çevik adlanır, qabırğanın sıxılan hissəsinin işini nəzərə almamaq üçün daxili qoşa qüvvələrin qolu $Z=h-d/z$ qəbul edilir (burada d - rəfin eni, h - tirin en kəsiyinin məhsuldar hündürlüyü). Armaturun en kəsik sahəsinin hesabında $\varepsilon_{s2} < 3\text{‰}$ olur, uyğun olaraq $\sigma_{s2.u} = \beta_s$;
- $b_m/b_0 \leq 5$ olduqda tir çevik adlandırılmır və həm sıxılan rəfin, həm də qabırğanın işini nəzərə alırlar. Bu halda yaşınlaşmış (uyğun) hesabat forması T şəkilli real sıxılma zonası eni $b_i = \lambda_b b_m$ olan ekvivalent düzbucaqlıya dəyişməkdən ibarətdir.



Şəkil 2.3. Tavr kəsiklərin möhkəmliyə hesabat halları

Ekvivalent düzbucaqlı kəsiyin eni elə seçilir ki, neytral oxun və betonun sıxılma zonasındakı eynitəsirli gücün vəziyyəti həmin seçilən kəsiydəki kimi olsun. Yükgötürmə qabiliyyətinin hesabı cədvəllərdən istifadə edilməklə aparılır, harda ki, ekvivalent düzbucaqlı kəsiyin eni sıxılma zonasının hündürlüyündən asılı olaraq verilir x (ya da k_x əmsalından).

Dairəvi və quyuvvari kəsiklərin hesabı sıxılma zonasındakı betonun sadələşmiş düzbucaqlı diaqramından, ardıcıl yaxınlaşmalar üsulu ilə, istifadə etməklə aparılır. Birinci yaxınlaşmada neytral oxa, yəni deformasiya diaqramında, hansı halda durma əmri verilir. Sonra sıxılan (D_b) və dartılan zonadakı armatur və betonun qəbul etdiyi güclər təyin edilir (D_s) və (Z_s). Qeyd edək ki, çox vaxt sıxılan zonadakı armaturun en kəsiyi (A_{s1}) və uyğun olaraq qəbul etdiyi güc (D_1) qabaqcadan verilir. Tapılan güclərlə σ_{s2} və σ_{s1} gərginliyi və γ təhlükəsizlik əmsalı təyin edilir. Sonra kəsiyin yükötürmə qabiliyyəti tapılır və onu xarici təsirlərdən olan güclə müqayisə edirlər. Qənaətbəxş uyğunluq olduqda dartılan zonanın tələb edilən armatur sayı ayırd edilir.

$$A_s = Z_s / \sigma_{s2} \quad (1.17)$$

2.3. Elastikliyin nəzərə alınması ilə sütunların hesablanması

2.3.1. Sütunun hesabi uzunluğu və elastikliyi

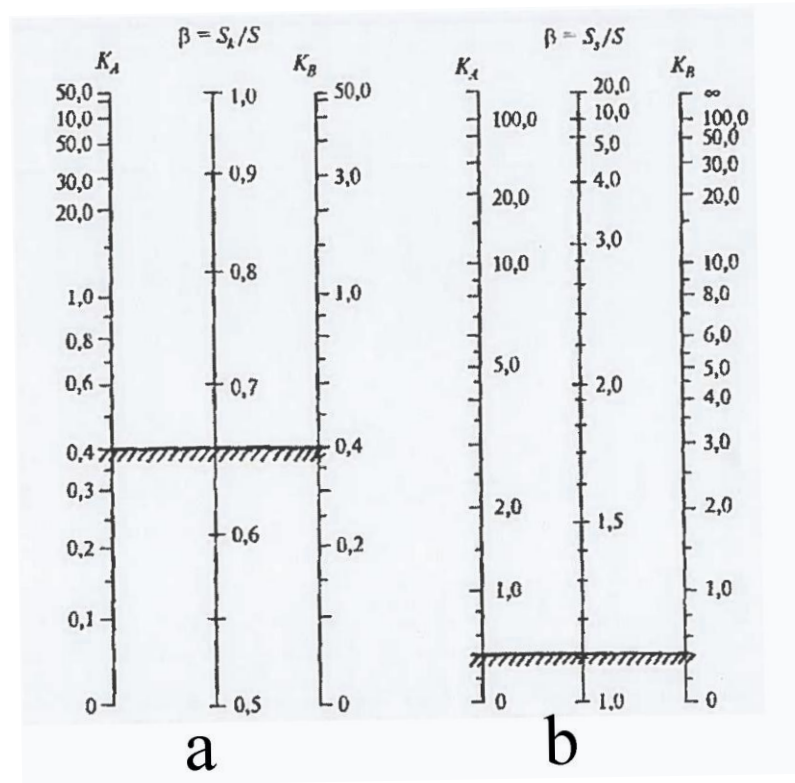
Bir çox hallarda sütunun hesabi uzunluğu S_k təqribi olaraq həndəsi uzunluq olan S – in β əmsalına vurulması ilə tapılır, hansı ki aşağıdakı asılılığa əsasən qəbul edilir

$$K = \frac{\sum(EI_s/S)}{\sum(EI_R/l)} \geq 0,4 \quad (1.18)$$

Harda ki ifadənin surəti baxılan düyündən yuxarıda və aşağıda yerləşən sütunların xarakteristikalarını ifadə edir, məxrəcdə isə - baxılan düyünə birləşdirilən tirlərib geometrik xarakteristikaları verilmişdir.

Verilmiş vəziyyətə uyğun olaraq oynaq birləşməsinə $K=\infty$ ifadəsi, sərt bərkidilməyə $K=0$ ifadəsi uyğun gəlir. Sütunların praktiki hesablamalarında ucların bərkidilməsi halında K əmsalı 0.4 – dən az olmayacaq şəkildə götürülür.

Şək.1.6 – da sütunların tirlərlə oynaqlı və sərt bərkidilmə halında $\beta = S_k/S$ əmsalının K ifadəsinə görə təyin olunması qrafikləri göstərilib. Həmçinin qarışdırıla bilinməyən düyünlü karkas və hərəkət edən düyünlərdə fərqli hesablama aparılır (şək. 2.4.b).



Şəkil 2.4. Sütunun hesabi uzunluğunun təyini üçün qrafik: a - karkası tərpənməz düyünlü; b - karkası tərpənən düyünlü. K_A - Sütunun uclarının bərkidilməsi halı; K_B - sərt birləşmədə

Sütunun hesabi uzunluğunun təyini zamanı onun bərkidilmə dərəcəsinə bilmək vacibdir. Əgər hesablamada düyünlərə birləşdirilən tirlər sütunların uclarının bərkidilməsini təmin edərsə, o zaman uyğun olaraq hesab edirlər ki bu tirlər deformasiya zamanı sütunlarda meydana gələn əlavə momentləri tarazlaşdırır.

Qrafiklər müntəzəm sistemlərin sütunlarının uzunluğunu təyin etmək üçün istifadə edilir, deməli sütunlar baxılan düyünə nəzərən aşağı və yuxarıda yerləşirsə və eyni mərtəbədə yerləşən hər hansı i və j sütunları üçün aşağıdakı şərt götürülür.

$$0,8 \leq \varepsilon_i/\varepsilon_j \leq 1,25 \quad (1.19)$$

Harda ki $\varepsilon_{t,j} = S_p \sqrt{N_p/EI_p}$ olduğu halda i və ya j –yə bərabər.

Bundan başqa çatların yaranması nəticəsində sərtliyin azalmasını da nəzərə almaq lazımdır. Bunun üçün, əgər tirin hər iki ucu bərkidilmişsə çatsız tirlər üçün olan K əmsalı 30% azaldılır və əgər bir ucu oynaqlıdırsa 65% azaldılmaya məruz qalır.

Dəmir – betondan ibarət sıxılan elementlərin elastikliyi bu ifadə ilə məhdudlaşdırılır

$$\lambda = S_k/i \leq 200 \quad (1.20)$$

Harda ki $i = \sqrt{I_b/A_b}$ - əyinti müstəvisində kəsiyin ətalət radiusu; I_b və A_b – ni xarakteristikaları beton kəsik üçün təyin olunur.

2.3.2. Kiçik eksentrisitetli elastiklikləri $\lambda \leq 20$ olan mərkəzi və qeyri – mərkəzi sıxılan sütunlar

DİN 1045 – in normalarına görə təmiz mərkəzi sıxılma heç bir zaman müşahidə edilmir, buna görə də hesablamada ümumi halda təsadüfi eksentrisiteti nəzərə almaq lazımdır. Hesablamaların sadəliyi üçün qeyri – mərkəzi sıxılmanı nəzərə almaqdan qaçmaq üçün, təsadüfi eksentrisitetin nəzərə alınması yerinə yüklənməyə görə ehtiyat əmsalını artırılmasına icazə verilir, $\gamma=2.1$ götürülür.

Mərkəzi sıxılan elementin möhkəmlik şərti:

$$N \leq F_b \beta_R + F_{e,tot} \sigma_{en} \quad (1.21)$$

Harda ki, N – xarici təsirlədən boyuna normativ yüküdür; F_b – betonun en kəsik sahəsi; $F_{e,tot}$ – armaturun tamsahəsi; β_R – betonun sıxılmada müqaviməti (bax. P.5.2.1); σ_{en} – 2% azalmaya müvafiq olaraq sıxılan armaturun müqaviməti (şək.2.1).

Armaturlanmanın həndəsi faizini və təhlükəsizlik əmsalı $\gamma=2.1$ – i (1.21) – də ifadə edərək, alırıq

$$N = F_b (\beta_k + \mu_{0,tot} \sigma_{en} / 2,1) \quad (1.22)$$

Kiçik eksentrisitetli qeyri – mərkəzi sıxılan düzbucaqlı eninə kəsikli elementlər olan halda əlavə kiçildici əmsalın $1/[1 + 2.6(\frac{e}{d})]$ daxil edilməsi hesabına yükdaşıma qabiliyyətinin azaldılması nəzərə alınır.

$$N \leq \frac{F_b}{2,1[1+2,6(e/d)]} [\beta_R + (\mu_0 + \mu_0'')\sigma_{en}] \quad (1.23)$$

Harda ki e – xarici qüvvələrin tətbiq olunma eksentrisiteti; d, b – elementin kəsiyinin hündürlüyü və eni; $\mu_0 = F_e/bd$ – dartılan armaturun həndəsi armaturlanma faizi (daha az sıxılan elementin); $\mu_0' = F_e'/bd$ – sıxılan armaturun həndəsi armaturlanma faizi.

Sadə sıxılmanın düsturunun tətbiq olunma şərti (1.23)

$$\overline{\mu_0} = \mu_0 \geq 0,3$$

Harda ki $\overline{\mu_0} = \frac{\mu_0 \beta_x}{\beta_R}$; $\mu_0'' = \frac{\mu_0'' \beta_x}{\beta_R}$ – mexaniki armaturlanma faizi.

Sərbəst eninə kəsiyi olan elementlər üçün hesablama düsturuna kəsiyin formasından asılı olaraq $f=2 \div 5$ əmsalı daxil edilir. Əgər armaturlanmanın mexaniki faizi (armatur tam sahəsinə görə $F_e + F_e'$ hesablanır) $\mu_{0, tot} \geq 0.6$ – nın tələbini yerinə yetirirsə o halda möhkəmlik şərti bu şəkildə yazılır.

$$N \leq \frac{F_e}{2,1[l+(ef/d)]} (\beta_R + \mu_{0, tot} \sigma_{en}) \quad (1.24)$$

Əgər hərəkət edən düyünlü karkaslarda elastiklik $\lambda \leq 20$, hərəkət etməyən düyünlü karkaslarda $\lambda \leq 45 - 25M_1/M_2$ olarsa, (harda ki M_1 və M_2 – sütünün uclarındakı əyici momentlərdir, bu zaman $[M_1] \leq [M_2]$) sıxılan elementlərdə möhkəmliyin itirilməsinə hesablama aparılmır.

Əgər M_1 və M_2 əks işarələrə malikdirsə, o halda elastiklik $\lambda > 45$.

Nəzərdən keçirdiyimiz haldasütunun ucları tərəfindən və bərkidildikləri tirlər tərəfindən qəbul edilən momentlər aşağıdakı şərti ödəyəcək şəkildə olmalıdır.

$$[M_2] \geq [M_1] \geq 0,10 dN$$

Əgər verilmiş şərt yerinə yetirilmirsə möhkəmliyə yoxlama vacibdir.

Uclarda bərkidilmiş mərkəzi yüklənmiş sütunlarda hesablama aparmamağa icazə verilir, hansıların ki elastikliyi $\lambda \leq 45$ – dir və hesabi uzunluq mərtəbə hündürlüyü qədər götürülür.

2.3.3. Orta elastiklikli qeyri – mərkəzi sıxılan sütunlar

Orta elastiklikli qeyri – mərkəzi sıxılan sütunların möhkəmlik nəzərə alınmaqla kəsiklərinin müqavimətə hesablanması, əyinti və təsadüfi eksentrisitet təsirindən yaranan xarici yük və əlavə momentlər nəzərə alınmaqla aparılır.

Hesablamalar aparılarkən aşağıdakı şərtlər nəzərə alınır:

Sütunların uclarındaki momentlər qiymətə bərabərdir;

Sütunun hündürlüyü boyunca əlavə momentər sabitdi.

Hesablama (1.10) və (1.16) ifadələrinin ümumi metodikasına əsasən sıxılmanın mərkəzindən kənarında aparılır.

Birinci sıra eksentrisitet (deməli feormasiyanın yaranmasına qədər) normativ yüklərdən asılıdır $e=M/N$. Əlavə eksentrisitet f aşağıdakı şikildə tapılır:

$$0 < e/d < 0.30$$

$$f = d[(\lambda - 20)/100] \sqrt{0,10 + e/d} \geq 0 \quad (1.25)$$

$$0.30 \leq e/d \leq 2.50$$

$$f = d(\lambda - 20)/160 \geq 0 \quad (5.26)$$

$$2.50 \leq e/d \leq 3.50$$

$$f = d(\lambda - 20)/160 (3,50 - e/d) \geq 0 \quad (1.27)$$

Sütunların hesablanması daha çox xarici kəsiyə görə aparılır hansının ki yerləşməsi sütunun düyünə bərkidilməsindən asılıdır. Karkasın tərپənməz düyünlərində və sütunun uclarında qiymətə bərabər momentlərində (M_1 və M_2) hesabi kəsik

sütunun uzunluğunun ortasındakı kəsik sayılır. Əgər M_1 və M_2 momentləri bərabər deyillərsə, o halda sütunun kəsiyində hesabi moment aşağıdakı şərtdən tapılır:

sütunun hər iki ucu düyünlərdə bərkidildiyi halda

$$M_0 = 0,65M_2 + 0,35M_1 ([M_1] \geq [M_2])$$

yalnız bir uc bərkidilmişdirsə

$$M_0 = 0,6M_2$$

Qüvvələrin eksentrisiteti $e=M_0/N$ - ə bərabər olur.

Sütunun uclarının düyünlərdə tərpnən bərkidilməsi halında hesabi kəsik bu uclardakı kəsik hesab olunacaq. Bu halda (1.25) – (1.27) düsturlarına əsasən elastiklik λ və e/d nisbətindən asılı olaraq hər iki ucdakı əlavə eksentrisitet f təyin olunur. Sütunun hesabi uzunluğu rigellə düyünlərdə birləşmə şərtinə əsasən atpılır.

Hesablama 2 etapda aparılır:

N və $M+Nf$ – in təsirləri altında sütunun uclarındakı müqavimət yoxlanılır;

Tirlərin müqaviməti, tətbiq olunmuş yüklərin və əlavə moment Nf – in təsirinə hesablanır.

2.3.4 Elastiki sütunların qeyri – mərkəzi sıxılması

DİN 1045 – in normalarında qeyd olunur ki, dəmir – beton elementlərdə elastikliyin 200 – dən artıq olmasına icazə verilmir.

$\lambda > 70$ olduğu halda ehtiyat əmsalı $\gamma = 1.75$ nəzərə alınmaqla və birinci tərtib deformasiya olunmayan sistemlərdə 1.75 və 2.10 arasında dəyişən ehtiyat əmsalını nəzərə almaqla kəsiklərinin müqavimətini yoxlamaq lazımdır.

Verilmiş halda boyuna qüvvənin ifadəsinin eksentrisiteti $e_v = S_k/300$ artır, hansı ki əlavə faktorları nəzərə alır, məsələn konstruksiyanın formasının natam olduğu halda, xarici qüvvələrin qeyri – ixtiyari sapması və s. Bu eksentrisitet birinci tərtib eksentrisitet e və təsadüfi eksentrisitet f ilə toplanır.

Belə konstruksiyalarda armaturlanmanın hesablanması cədvəl və qrafiklərin hesabına yerinə yetirilir.

2.4. Kəsici qüvvələrin təsirinə hesablama

2.4.1. Kəsici qüvvələrin və toxunan gərginliklərin ifadəsi

Eninə armaturun hesablanması zamanı betonun dartılmaya müqaviməti nəzərə alınmır. Normativ yüklənmələrdən yaranan kəsici qüvvələr dayağın kənarına tətbiq olunur. Hesablama zamanı onun azaldılmış qiymətini götürməyə icazə verilir, hansı ki bərabər paylanmış yükün təsirindən $h/2$ məsafəsindəki qiymətə bərabərdir.

Dayağın oxundan a məsafəsində təsir edən topa yük F -in təsirindən ($a \leq 2/h$ şərti nəzərə alınmaqla), kəsici qüvvənin qiyməti azaltma əmsalı nəzərə alınmaqla $a/2h - a$ bərabər götürülür.

Uzununa istiqamətdə kəsiyi müntəzəm olan elementlər üçün hesablamada kəsici qüvvənin qiyməti yuxarıda qeyd edilmiş hallar nəzərə alınmaqla tam kəsici qüvvəyə bərabər götürülür, beləliklə

$$Q_s = Q$$

Dəyişən hündürlüklü elementlər üçün kəsici qüvvəni aşağıdakı düsturla tapırlar

$$Q_s = Q - (M_s/h)tg\varphi_0 - (M_s/h)tg\psi_u - Ntg\psi_u \quad (1.28)$$

Harda ki Q - xarici yüklərin təsirindən yaranan kəsici qüvvədir; M_s – dartılan armatura nisbətən xarici qüvvələrin momenti; N – uzununa qüvvədir (sıxılmada mənfi qiymətlə götürülür); h – elementin kəsiyinin işçi hündürlüyüdür; φ_0 – kəsici

qüvvənin xətti təsiri ilə uzununa neytral oxun arasındakı bucaq; - armatur ilə uzununa neytral ox arasındakı bucaq.

Kəsici qüvvələri (Q) təsiri nəticəsində yaranan toxunan gərginliklərin ifadəsi aşağıdakı hallardan asılı olaraq seçilir.

1. Əyilən və qeyri-mərkəzi yüklənən elementlərdə, harda ki kəsik qismən sıxılıb və qismən dartılıb, bu halda toxunan gərginliklərin baza qiyməti τ_0 gərginlik – deformasiya halının 2-ci mərhələsi üçün neytral oxdan aşağıda yerləşmiş kəsiyin minimal eninə görə təyin olunur, beləliklə çatları olan kəsik üçün:

$$\tau_0 = Q_s / b_0 \min Z \quad (1.29)$$

Harda ki Z – düzbucaqlı kəsiklərdə 0.85-a və tavrşəkilli kəsiklərdə $h - d/2$ –yə bərabər olan daxili cüt qüvvələrin qoludur. Beləliklə h – elementin kəsiyinin işçi hündürlüyü; d – tavrşəkilli elementin sıxılan rəfinin hündürlüyüdür.

2. Tamamilə sıxılan kəsiklər üçün (neytral ox kəsiyin sərhədləri xaricində yerləşir), τ_0 gərginlik – deformasiya halının 1-ci mərhələsi üçün olan dartıcı gərginliyə bərabər götürülür (çatsız kəsik). Uzununa armaturu nəzərə almayaraq, hesablayırlar

$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 - \tau^2} \quad (1.30)$$

Müvafiq olaraq

$$\sigma_x = \frac{N}{A_b} \pm \frac{M}{W_b}; \tau = \frac{Q_s S_b}{b I_b}$$

Harda ki A_b W_b S_b I_b – beton kəsiyinin sahəsi, müqavimət momenti, statik momenti və ətalət momentidir.

3. Tamamilə dartılan kəsik üçün hesablama, gərginlik – deformasiya halının 1-ci mərhələsində tapılmış əsas dartıcı gərginlik cədvəl 1.5 – də göstərilmiş τ_{011} və τ_{012} –dən böyük olarsa aparılır. Elə həmin cədvələ əsasən gərginlik – deformasiya halının 1-ci mərhələsi üçün hesablanmış τ_0 – in qiyməti τ_{02} –dən artıq olmamalıdır.

DİN 1045 – in normaları 3 sahəni əhatə edir, hansı ki τ_0 – in sərhədlərinin çərçivəsindən asılı olaraq təyin olunur, daha dəqiq: $\tau_{01}(\tau_{011}, \tau_{012}), \tau_{02}, \tau_{03}$.

2.4.2. Eninə armaturun hesablanması

Eninə armatur üçbucaqlı qəfəs sxemi ilə hesablanır, bununla birlikdə qəfəsin beton elementlərinin əyilmə bucağı α (45^0) ilə və divarın armaturunun əyilmə bucağı – β .

Eninə armaturun tələb olunan armaturlanma faizi bu düsturla tapılır

$$\mu_t = \frac{A_{st}}{b_0 S} = \frac{\tau_0}{\sigma_{st}} \frac{1}{\sin\beta + \cos\beta} \quad (1.31)$$

Armaturdakı gərginlik aşağıdakı kimi qəbul olunur

$$\sigma_{st} = \beta_s / 1,75 \leq 240 \text{ MN/m}^2$$

Elementin kəsici qüvvələrə hesablanması zamanı toxunan gərginliklər hesablanır və onların qiymətinə əsasən də sahə təyin olunur (1.5 cədvəlinə əsasən), hansına ki baxılan konstruksiya aiddir.

Sahə I – plitələr üçün $\tau_{0\max} \leq \tau_{011}$, tirlər üçün $\tau_{0\max} \leq \tau_{012}$.

Əgər əlavə şərt $\leq k_1$ yerinə yetirilirsə armatur tələb olunmur.

Həmçinin $0.5 \leq k_1 = 0.2/d + 0.33 \leq 1.0$ harda ki d – plitənin qalınlığıdır, m.

Bununla birlikdə plitələrdə əgər aşağıdakı şərt ödənilirsə bərabər paylanmış və topa yük təsiri zamanı eninə armaturlarsız da keçinmək mümkündür

$$\tau_{0\max} \leq k_2 \tau_{011},$$

harda ki $0.7 \leq k_2 = 0.12/d + 0.6 \leq 1.0$

Tirlərdə eninə armatur hər zaman qoyulur. Tələb olunan eninə armatur (1.31) düsturuna əsasən armaturlanma əmsalı ilə təyin olunur harda ki $\tau_0 = 0.4 \tau_0$ ilə əvəz olunur. Beləliklə armaturlanmanın minimal əmsalı elə həmin düstura əsasən təyin olunur ($\tau = 0.25 \tau_0$)

Normativ yüklərin təsiri altında toxunan gərginliklərin τ_0 sərhəd qiymətləri

Sahə 2 – plitələr üçün $\tau_{011} < \tau_{0max} \leq \tau_{02}$, tirlər üçün $\tau_{012} < \tau_{0max} \leq \tau_{02}$.

Plitə və tirlərin armaturu hesablama əsasında təyin olunur, bununla birlikdə τ_0 gərginliyinin azaldılması və onun (1.31) düsturunda

$$\tau = (\tau_{0reel})^3 / \tau_{02} \geq 0.4 \tau_{0reel}.$$

Konstruksiyalarda hərəkət edən yüklər üçün τ_0 – in qiymətinin azaldılmasına icazə verilmir.

Sahə 3 - $\tau_{02} < \tau_{0max} \leq \tau_{03}$

Bu halda tir kəsici qüvvələrə hesablanır və heç bir halda τ_0 – in qiymətinin azaldılmasına icazə verilmir.

2.4.3. Deşilməyə hesablama

Tirsiz örtüklərdə monolit piltənin sütuna söykənməsi zamanı toxunan gərginlik deşilmədə aşağıdakı düsturla hesablanır

$$\tau_r = \frac{Q_{rmax}}{u h_m} \quad (1.32)$$

Harda ki Q_{rmax} – kolonun ətrafındakı kontur boyunca təsir edən notmativ yüklərdən yaranan maksimal kəsici qüvvə (şəkl.1.7); u – sütunun konturu (ətraf, perimetr); h_m – baxılan sütuna görə piltənin orta işçi hündürlüyü.

Öz növbəsində $u=0.1u_0$ aralıq üçün, $u=0.6u_0$ – kənar, $u=0.3u_0$ künc sütunlar üçün, harda ki u_0 – kənarın uzunluğudur, harda ki diametr $d_r=d_d + h_m$, d_m – dairəvi sütunun diametri.

Cədvəl 2.2

Normativ yüklərin təsirindən toxunun gərginliklərin məhdud qiymətinin sərhəd göstəricisi

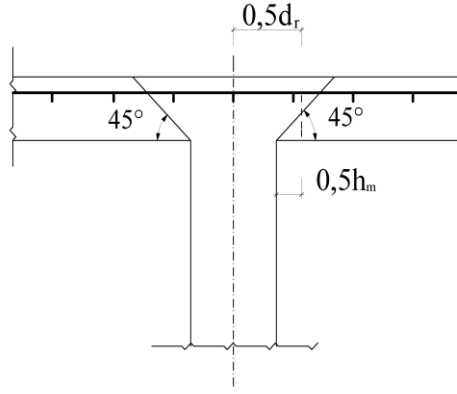
Konstruksiyanın görünüşü	Sahə	τ_{max}	Betonun sinifindən asılı olaraq τ_0 , MN/m ² sərhəd göstəricisi					Yoxlamanın zəruriliyi	Eninə Armatura olan Tələblər
			B 15	B 25	B 35	B 45	B 55		
Piltə	1*	τ_{011}	0,25 0,35	0,35 0,50	0,40 0,60	0,50 0,70	0,55 0,80	Ehtiyac yoxdur	p.5.7.2-yə əsasən armatura ehtiyac yoxdur
	2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	Vacibdir	p.5.7.1-ə əsasən kəsici qüvvənin azaldılmasına icazə verilir
Tir	1	τ_{12}	0,50	0,75	1,00	1,10	1,25	Ehtiyac yoxdur	p. 5.7.2-yə əsasən
	2	τ_{02}	1,20	1,80	2,40	2,70	3,00	Vacibdir	p.5.7.1-ə əsasən kəsici qüvvənin azaldılmasına icazə verilir
	3	τ_{03}	2,00	3,00	4,00	4,50	5,00	Vacibdir	Kəsici qüvvənin qiymətinin dəyişməsinə icazə verilmir

* 1-ci sıranın ədədi qiyməti dartılan zonada kəsilən yerlərdə ankerlənən armatura aiddir.

**d - düzbucaqlı en kəsikli tirin hündürlüyü, d_0 - ikitavr en kəsikli tirin hündürlüyü.

Eninə kəsiyi düzbucaqlı olan sütun üçün $d_{st}=1.13\sqrt{bd}$ (burada b və d – sütunun eninə kəsiyinin ölçüləri)

Toxunan gərginlik τ – nun təyini zamanı yüklənmənin bir tərəfli tətbiqini nəzərə almaq vacibdir. Bərabər paylanmış yük olan halda birtərəfli yüklənməni analiz etməməyə icazə verilir, bununla birlikdə (1.33) düsturuna əsasən τ_r – in ifadəsini künc sütunlar üçün 40% artırmaq tövsiyə olunur. Aralıq sütunlar üçün τ_r – in qiymətini dəyişməməyə icazə verilir.



Şəkil 2.5 Sıxılmada örtüyün hesabi sxemi

Deşilməyə möhkəmlik aşağıdakı şərtə əsasən aparılır.

$$\tau_r \leq k_2 \tau_{02} \quad (1.33)$$

$\tau_r \leq k_2 \tau_{02}$ olduğu halda armatura ehtiyac yoxdur, $k_1 \tau_{01} < \tau_{01} \leq k_2 \tau_{02}$

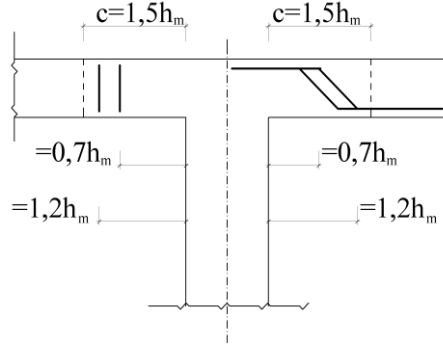
olduqda isə hesablamaya görə tətbiq etmək lazımdır. Bu armatur $0.75Q_{rmax}$ – dən az olmayaraq yük götürməlidir. Gərginlik isə σ_{st} - yə bərabər götürülür (p.2.4.2-yə əsasən).

Armatur şaquli və maili (45^0 bucaq altında) mil şəklində götürülə bilər və sütunun kənarından götürməklə c məsafəsində qoyulmalıdır(şək.2.6). Qeyd edək ki, eninə armatur olaraq qapalı xamıtlar istifadə olunur hansı ki ən azından yuxarı və aşağı üfüqi mildən birini tutmalıdır. k_1 və k_2 əmsalları aşağıdakı düstura əsasən qəbul edilir:

$$k_1 = 1,3\alpha_s\sqrt{\mu_g}; \quad k_2 = 0,45\alpha_s\sqrt{\mu_g}; \quad (1.34)$$

Harda ki $\alpha_s=1.0+1.4$ armaturun növündən asılıdır(ən az qiyməti polad üçün az möhkəmlik olmaqla götürülür); $\mu_g = \alpha_s/h_m \leq 25\beta_{wN}/\beta_s \leq 1.5\%$.

Öz növbəsində h_m – kontur boyunca plitənin orta işçi hündürlüyü; α_s - armaturun orta kəsiyi: baxılan sütunun dayağında iki istiqamət üzrə(α_{sx} və α_{sy}).



Şəkil 2.6 Sütunla örtüyün birləşən yerlərinin armaturlanması

III FƏSİL. İKİNCİ QRUP HƏDDİ HALLARA HESABLAMA VƏ KONSTRUKSİYALANDIRMA

3.1. İkinci qrup həddi hal üçün konstruksiyanın hesablanması

3.1.1. Hesablama hipotezləri

2-ci qrup həddi hallara görə hesablama (istifadə əsnasında həddi hallar) konstruksiyanın istifadə müddətində normal halını təmin etmək üçün edilir. Hesablama əsnasında aşağıdakı hipotezlər nəzərə alınır:

- Sıxılan zonanın armatur və betonu elastiki deformasiya olunur;;
- Kəsik deformasiyadan sonra da yastı qalır;

Betonun və armaturun elastiklik modulu ilə n arasında asılılıq sabit qalır və 10-a bərabər olur.

Armaturun dartılan zonasında gərginlik hesablama zamanı aşağıdakı düstura yaxın qiymət götürülür.

$$\sigma_s = (1/A_s)[(M_s/Z) + N] \quad (1.35)$$

Harda ki M_s – dartılan zonanın armaturu; N – boyuna qüvvə(sıxılmada mənfi işarə götürülür); Z – daxili qüvvələr cütünün qolu(hesablamadakı yükötürmə qabiliyyətində olduğu kimi qiymət götürülür).

Betonun dartılan zonasında əyilmənin təsirinin hesablanması zamanı bu zonanın armaturunun en kəsiyini şərti olataq 10% artıq götürmək icazə verilir.

3.1.2. Çatların yaranmasının və çatların açılmasının yoxlanılması

Bu cür yoxlama əsasən dartqılarda lazımdır, hansında ki statik yük əsas rol oynamır, həmçinin bu cür yoxlama armaturlanma üçün yastı armaturdan setka şəklində qaynaq edildikdə istifadə olunur. Üstünlük təşkil edən statik yükün təsiri halında çatlar cədvəl 1.9 – a əsasən yoxlanılır. Əgər konstruksiyanın (ətraf mühitin) istifadə qaydaları cədvəlin 3 və 4-cü cərgələrinin şərtlərinə uyğun gəlsə o halda çatların açılmasına hesablama vacibdir. Daha məsləhətli onu 2-ci cərgənin şərtlərinə uyğun yoxlamaq vacibdir. Əgər 1-ci cərgənin şərtlərinə uyğun gəlsə yoxlamağa ehtiya yoxdur.

Adi binalarda qalınlığı $d \geq 16\text{sm}$ olan plitələrdə bu yoxlamaya ehtiyac yoxdur, həmçinin qabırğanı kəsən dartılan zonada rəfli və neytral oxlu tavrşəkilli tirlər üçün əgər $b_m/b_0 > 3$, harda ki b_m – rəfin eni, b_0 – qabırğanın eni.

Çatın açılmasına hesablama əsasən xarici kəsiyə(çöl) əsasən aparılır. Əgər 3 şərtədən biri ödənilirsə onların eni buraxıla bilən qiymətdə olur:

$$\mu_\tau = \mu(1 - k_x)$$

- $\mu_s = 100A_s/A_{bt} \leq 3\%$ armaturlanma faizi, sahənin(A_{oz}) dartılan hissənin kəsiyi. Xüsusilə düzbucaqlı kəsiyin dartılan zonasının kəsiyi üçün harda ki $\mu_s = 100A_s/bh$, k – neytral oxun nisbi hündürlüyü(bax p.2.2.2)
- armaturun diametrinin ən böyük qiyməti cədvəl 3.1 – dəki maksimal qiyməti keçməməlidir;

- nəticədə, $d_s \leq r\mu \cdot 10^4 / \sigma_{sd}^2$, harda ki r – armaturun betona ilişməsinə xarakterizə edən əmsəldir, 1.7 cədvəlindən götürülür; σ_{sd} – daimi və müvəqqəti yüklərin cəminə əsasən götürülən və 0.7 – yə bərabər şərti normativ yükdən armaturdakı dartılma gərginliyi, MN/m². Bununla birlikdə şərti yük onu təşkil edən daimi yükdən az olmamalıdır. Verilmiş gərginlik (1.35) düsturuna əsasən hesablanır.

Cədvəl 3.1

Armatür diametrinin sərhəd qiyməti, mm, çatadavamlılığı yoxlamaq üçün

Əhatə edən şərtlər cədv.3.4-ə müvafiq olaraq(sətir)	1		2		3 və 4	
	Normal a	Çatların gözlənilən açılması b	Zəif a	b	a	Çox zəif B
Dairəvi armatur BSt IG	28	28	28	28	28	28
Periodik profilli armatur(yumşaq polad)BStIR	40	40	40	40	40	40
Periodik profilli armatur HA BSIII	28	16	29	12	14	8
Yastı məftildən BSt IVG qəliblənmiş setkalar	12	8.5	10	5	6	4
Periodik məftillərdən qəliblənmiş setkalar	12	12	12	7.5	8.5	4

Qeyd. Armaturada gərginlik a sütunu üçün $\sigma_{sd}=0.75\beta_s/1.75$; b sütunu üçün $\sigma_{sd}=\beta_s/1.75$.

Cədvəl 3.2

İlişmənin xarakterini nəzərə alan r əmsalı

Əhatə edən şərtlər cədv.3.4-ə müvafiq olaraq	1	2	3və 4
Çatların gözlənilən açılması	Normal	Zəif	Çox zəif
Yastı armaturdan yastı millər və qaynaq edilmiş setkalar	60	40	25
Qaynaq edilmiş setka üçün riflənmiş məftil	80	60	35
Qaynaq məmulatları üçün periodik profilli mil və məftil	120	80	50

Tamamilə dartılan elementlərdə çatın açılmasına hesablama hər bir baxılan armatur təbəqəsi üçün aparılır, bununla birlikdə armaturlanma əmsalı μ_2 elementin tam kəsiyinə görə qəbul olunur.

O elementlərdə ki çatın əmələ gəlməsi icazə verilən deyil (məsələn rezervuarların divarları), onlar üçün maksimal gərginlik σ_x gərginlik – deformasiya halının 1-ci mərhələsindən çıxış edərək hesablayırlar

$$\sigma_x = \eta(\sigma_N + \sigma_M)(1.36)$$

Harda ki η – elementin fiktiv qalınlığından asılı olaraq seçilən əmsaldır; $d_i=d(1+\sigma_N/\sigma_M)$; σ_N – normal qüvvələrin təsirindən gərginlik(sıxılmada – işarəsi götürülür); σ_M - əyici momentdən yaranan gərginlik.

Öz növbəsində

$$\eta = 1,0 \quad d_i \leq 10 \text{ sm}; \quad \eta = 1,3 \quad d_i \leq 20 \text{ sm}$$

$$\eta = 1,6 \quad d_i \leq 40 \text{ sm}; \quad \eta = 1,8 \quad d_i \leq 60 \text{ sm}$$

Aşağıdakı şərt ödənilsə çatadavamlılıq təmin olunmuş sayılır

- betonun keçirməzliyinin sərt tələblərində

$$\sigma_y \leq 0,35 \sqrt[3]{\beta_{wN}^2}$$

- digər hallarda

$$\sigma_y \leq 0,46 \sqrt[3]{\beta_{wN}^2}$$

3.2. Konstruktiv tələblər

3.2.1. Mühafizə qatı və millər arası məsafə

Betonun minimal mühafizə qatı armaturun diametrindən asılı olaraq cədvəl 3.3. – dən və istifadə olunma şərtindən cədvəl asılı olaraq 3.4. – dən götürülür.

Daha sərt istifadə şərtləri olan halda normaların başqa bəndlərindən istifadə olunur(DİN 4102, betonun istiyədavamlılığına aid olan). Məsələn əgər inersiyalı doldurucuların ən böyüklərinin ölçüləri 32mm-i keçirsə, betonun minimal mühafizə qatı 0.5sm-ə qədər artırılmalıdır. Bu cür artırılma betonun üst qatının mexaniki zədələnməsi halı üçün labüddür (məsələn, sürüşən qəliblərin istifadə halında).

Armaturun diametrindən asılı olaraq minimum mühafizə qatı

Armaturun diametri, mmm	Mühafizə qatı, sm
12	1.0
14...16...18	1.5
20...22	2.0
25...28	2.5
28	3.0

3.2.2. Armaturun betonla ilişmə gərginliyi, armatur millərinin ankerlənməsi

İlişmə gərginliyinin τ_1 baza ifadəsi cədvəl 1.10 – dan götürülür. 1-ci hal elementin uzununa oxuna 45° ... 90° maillikdə olan həmçinin 45° – dən az künc bucağı olan bütün millərə aiddir (əgər betonlanma zamanı onlar arası məsafə elementin aşağı səthindən ən azı 25sm və yuxarı səthindən ən azı 30sm məsafədə yerləşmişdirsə).

2-ci halda 1-ci hal üçün göstərilməmiş millərin ilişməsi aiddir, həmçinin betonlamada sürüşən qəliblərdə istifadə olunduğu təqdirdə üfüqi millər aiddir.

Milin hörgüsünün (ankerlənmə uzunluğu) baza uzunluğunu bu düsturla təyin edirlər

$$l_0 = \frac{F_s}{\gamma u \tau_{zul}} = \frac{d_s}{4 \tau_{zul}} \frac{\beta_s}{\gamma} = \frac{d_s \beta_s}{7(\tau_{zul})} \quad (1.37)$$

Harda ki F_s – dartılma və sıxılma qüvvəsi, harda ki millərdə gərginlik armaturun nominal müqavimətinə bərabərdir $\sigma_s = \beta_s$;

$\gamma = 1.75$ – ehtiyat əmsalidir; $u = \pi d_s$ – armatur millərinin perimetri; τ – ilişmə gərginliyinin buraxılabilən baza qiymətidir, bütün uzunluq l_0 boyunca davam edir.

İstifadə şərtlərindən asılı olaraq betonun minimum mühafizə qatı, sm

Sətir	Ətraf mühitin şərtləri	Yığma və monolit d/b,sınıf				B35 və daha yuxarı sinif betondan zavod şəraitində yığma elementlər
		Ümumi halda	Nazik divar	Ümumi halda	Nazik divar	
1	Qapalı yerlərdə elementlər(mənzillər,kabinetlər, məktəb,xəstəxana,maqazın və digərləri).Hər zaman nəm və ya hər zaman quru elementlər	2.0	1.5	1.5	1.0	1.0
2	Xarici elementlər, hansılara ki daimi hava daxil olması var(açıq zallar, açıq qarajlar və başqaları)	2.5	2.0	2.0	1.5	1.5
3	Normal temperaturlarda yüksək nəmliyə məruz qalan qapalı yerlərdəki elementlər(ümumi mətbəxlər,hamamlar,hovuzlar,duş otaqları və b.q.) Zəif kimyəvi təsirlər məruz qalan elementlər	3.0	2.5	2.5	2.0	2.0
4	Korroziya təsirinə məruz qalan elementlər(aqressiv qazların daimi təsiri, duzların və güclü kimyəvi təsirlərinə məruz qalma)	4.0	3.5	3.5	3.0	3.0

Buraxılabilən gərginliyin baza qiymətləri

İlişmədə	Armaturun səthinin tipi	Betonun sinifi				
		B 15	B 25	B 35	B 45	B 55
1	Hamar	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	Riflənmiş	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
	Periodik profilli	1.4	1.8	2.2	2.6	3.0
2	1 – ci hal üçün göstərilmiş qiymətin 50% - i					

Setka şəklində qaynaq edilən hallarda (yastı və periodik profilli məftildən) ankerlənmənin baza uzunluğu oxları arası məsafə $5d$ – dən az olmayacaq və $5sm$ – dən az olmayacaq şəkildə qaynaq edilmiş 4 milin uzunluğuna bərabər götürülür. Hər bir halda qaynaq edilmiş setkaların ankerlənmə uzunluğu, həmçinin periodik profilli armaturların uzunluğu (1.37) düsturundan çıxmış nəticədən az olmayaraq qəbul edilir.

Ayrı – ayrılıqda millərin və qaynaq edilmiş setkaların ankerlənmə uzunluğu l_1 (periodik profil) aşağıdakı düsturla hesablanır

$$l_1 = (\alpha_1 A_{s,ser} l_0) / A_{s,reet} \quad (1.38)$$

Harda ki α_1 – 3.6 cədvəlinə götürülən əmsaldır; A_{steor} – hesablamaya əsasən tələb olunan armatur sayı; A_{sreel} – reallıqda quraşdırılan armatur sayı.

Əmsalların ədədi qiyməti α_1

Milləri ankerlənmə tipləri			Əmsallar α_1 millər üçün	
			dartılan	sıxılan
Düz millər			1.0	1.0
<p>Qarmaq $\alpha \geq 150^\circ$</p>	<p>Bükük $150^\circ > \alpha \geq 90^\circ$</p>	<p>İlgök</p>	0.7 (1.0)	1.0
Uzunluq boyu eninə mil 1 ədəd olanda			0.7	0.7
<p>Qarmaq $\alpha \geq 150^\circ$</p>	<p>Bükük $150^\circ > \alpha \geq 90^\circ$</p>	<p>İlgök</p>	0.5 (0.7)	1.0
Uzunluq boyu eninə mil ən az 2 ədəd olanda (məsafə $S_q < 10s_m$, $5d \leq S_q \leq 5s_m$)			0.5	0.5

Bununla birlikdə aşağıdakı şərtlər təmin olunmalıdır:

- $l_1 \geq 10d_s$ uzunluğunda qaynaq edilmiş və qaynaq edilməmiş eninə xamıtları olan millər üçün;
- sonu qarmaqlı eninə qaynaq edilmiş xamıtlı və xamıtsız $l_1 \geq (d_{br}/2) + d_x$ millər üçün (burada d_{br} – qarmağın və ya bükülmənin diametri).

Qaynaq edilmiş setkalar üçün qaynaq edilmiş eninə millərin sayı ankerlənmənin uzunluğu boyunca bu ifadədən tapılır

$$\eta = 4 A_{s,ser} / A_{s,reet} \quad (1.39)$$

Qaynaq edilmiş eninə millər arası minimal məsafə yuxarıda qeyd edildiyi kimi $5d_s$ – dən az olmayaraq və $5s_m$ – dən az olmayaraq qəbul edilir.

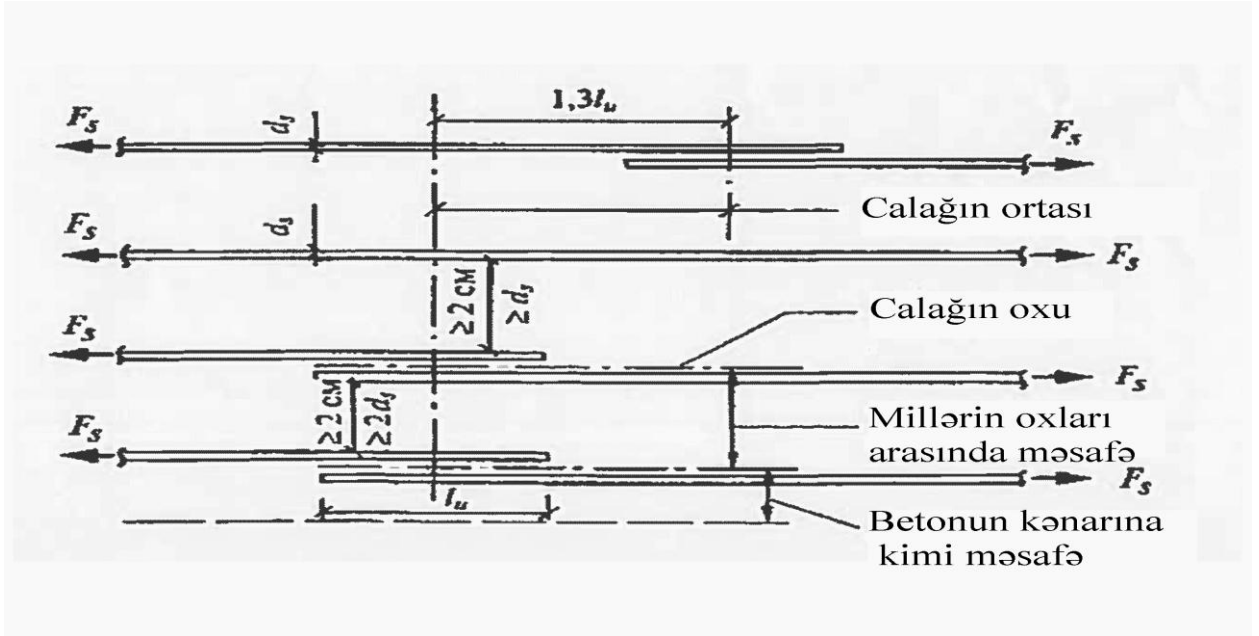
3.2.3. Armatur birləşmələri

Armatur birləşmələri aşağıdakı şəkildə yerinə yetirilə bilər:

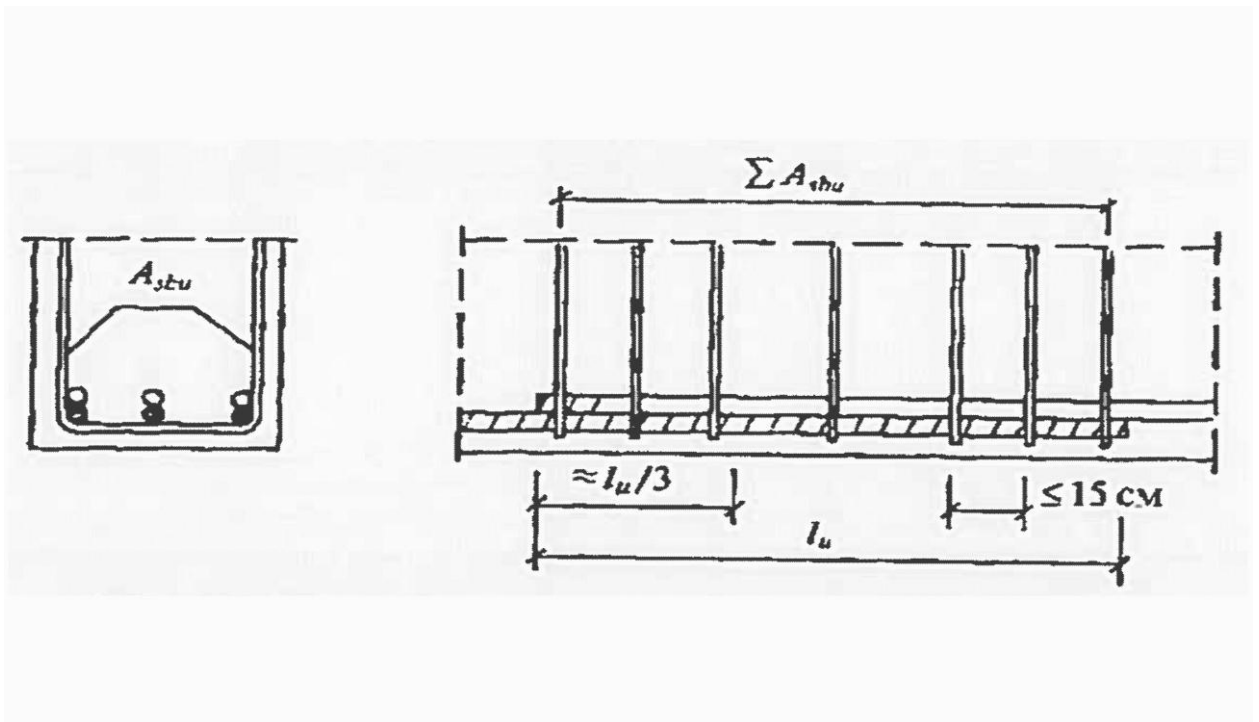
- calaqla (düzünə millərlə, qarmaqlı millərlə və sonlarda bükülmə və eninə qaynaq edilmiş millərlə)
- birləşdirici muftalardan istifadə edib birləşdirməklə (bu dalda birləşən millərin sonu yivlə təmin olunur);

- qoyma məmumat istifadəsiylə elektrik-qövs qaynaq yolu ilə;
- kontakt qaynaq yoluyla yana-yana (yalnız sıxılan millər üçün)

Ayrı – ayrılıqda millərin calağ yoluyla birləşdirilməsi minimal məsafənin qorunması ilə yerinə yetirilir(şək. 3.1 və 3.2).



Şəkil 3.1. 2Calağ arasında məsafə



Şəkil 3.2. Boyuna milləri üst-üstə aşırma ilə ankerlənməsi

Eninə əlavə armatur calaq məntəqəsində aşağıdakı hallarda lazımdır:

- birləşdirilən millər $d \geq 16$ mm diametrə malikdir və bir – birinin yanında yerləşir;
- millər biri digərin üzərində diametrlərindən asılı olmayaraq yerləşir.

Əlavə eninə armaturlar aşağıdakı tələblərə əsasən yerinə yetirilir: calaq zonasının 1/3 uzunluğunda məntəqədə yerinə yetirilir və ən azı 3 eninə armatur qoyulmalıdır hansıların ki arasındakı məsafə 15sm – i keçməməlidir.

Calaq birləşməsinə yastı, riflənmiş düzünə millər və bükülmüş dartılmaya işləyən millər olan hallarda tətbiq edilməsi icazə verilmir. Beləliklə bu yalnız periodik profilli armaturlarda icazə verilir, bununla birlikdə calağın uzunluğu $l_u = a l_1$ aşağıdakı şərtlərdən az götürülmür:

- bütün hallarda 20sm;
- düzünə armaturlar üçün $15d_s$
- sonu qarmaq, bükülmüş və ilgək şəklində olan millər üçün $1.5d_{br}$.

Burada a_u – 1.12 cədvəlindən götürülən əmsaldır; l_1 – (1.38) ifadəsinə uyğun ankerlənmə məsafəsi; d_{br} – armaturun bükülməsi zamanı əhatə dairəsi.

Sıxılan elementlər üçün calağın uzunluğu bağlanmanın baza qiymətindən az olmayaraq götürülür, hansı ki (1.37) ifadəsiylə tapılır. Calaq olunan millərin sonlarındakı hər hansı bükük və qarmağın olması bu qiymətin azaldılmasına səbəb ola bilməz. Calağın uzununa boyunca olan eninə armatur ümumi qaydalara əsasən qəbul edilir(şək. 3.2).

Cədvəl 3.7

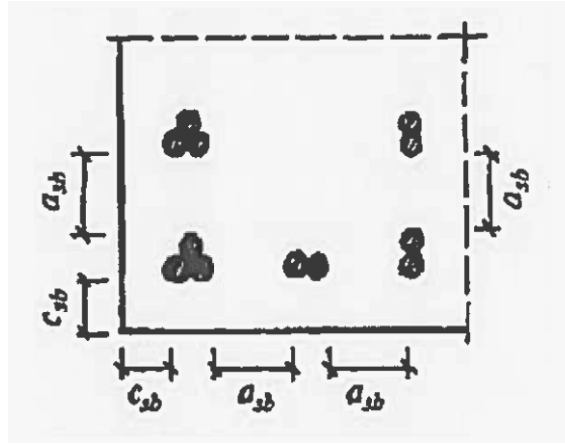
a_u əmsalının ifadəsi

İlişmədə	d_s , mm	Elementin bir kəsiyində calaq edilən millərin sayı		
		$\leq 20\%$	20...50%	$> 50\%$
1	< 16	1.2	1.4	1.6
2	≥ 16	1.4	1.8	2.2

Əgər qonşu calaq məntəqələrinin arasındakı məsafə $10d_s$ – dən az deyilsə a_u ifadəsinin qiyməti 0.7 – yə vurula bilər.

3.2.4. *Armatür paketlərinin istifadəsi zamanı konstruktiv tələblər*

Dəmir – beton konstruksiyalarının armaturlanması zamanı 2 və ya 3 milli armatür paketlərdən istifadə edilə bilər. DİN 1045 – in tələblərinə görə bu cür paketləri yalnız periodik profilli armatürlərin yığmağa icazə verilir. Bir neçə istisnayı çıxmaq şərtiylə onların yerləşdirilməsinə olan tələblər ayrı – ayrılıqda olan armatürlərin yerləşdirilməsinə olan tələblərlə eynidir. Beləliklə bir uzununa armatür milinin diametri d_s ekvivalent diametr olan $d_{sv}=d\sqrt{n}$ ilə əvəz olunur, harda ki $n=2$ və ya 3 – ə bərabərdir (onda olan millərin sayına görə).



Şəkil 3.3. Paketlərin yerləşməsi, ara məsafə və mühafizə qatı

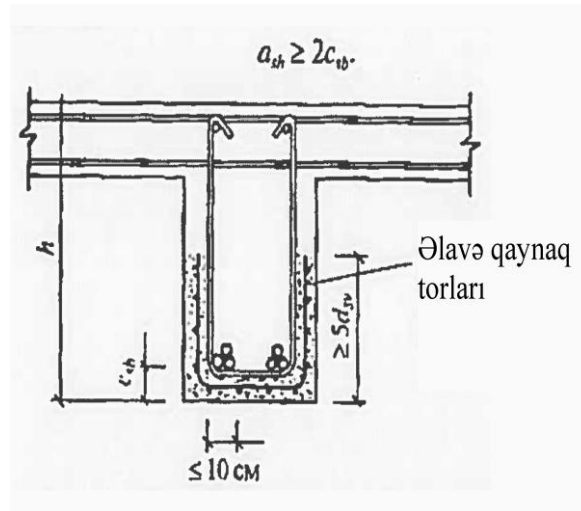
Paketdə elementlərin yerləşdirilməsi p.3.2.1 - ə və şəkl. 3.3 - ə müvafiq olmalıdır.

Paketlər arasındakı minimum məsafə

Minimal mühafizə qatı cədvəl 3.4. – ə əsasən d_{sv} – dən az olmayaraq götürülür.

Elementlərin armatür paketlərlə armaturlanması zamanı çatdavamlılığın təmin olunmaması problemi yaranır. Əgər paketin ekvivalent diametri $d_{sv} < 36\text{mm}$ – i keçmirsə çatdavamlılığın yoxlanılması mövcud diametrin ümumi yoxlanılması qaydaları ilə aparılır.

$d_{sv} > 36\text{mm}$ olduğu halda beton qatına armatur paketləri əhatə edən əlavə qaynaq edilmiş setkalar vermək lazımdır (şək. 3.4): Əlavə armatur setkaları peridik profilli armaturlardan hazırlanır. Oyuqlar $100 \times 100\text{mm}$ – dən çox olmamalıdır. Eninə istiqamətdə belə setkaların armaturunun en kəsiyi a_{sh} $2\text{sm}^2/\text{m}$ – dən az olmayaraq götürülür, uzununa istiqamətdə (paket istiqamətdə) elə olmalıdır ki aşağıdakı tələbə cavab verilsin.



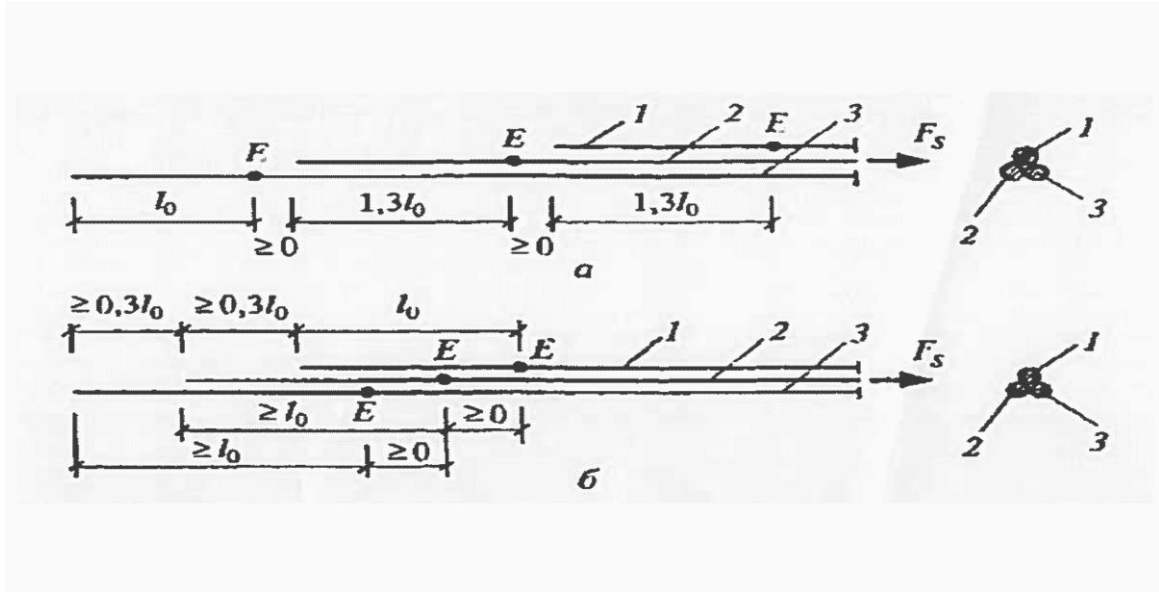
Şəkil 3.4. Əlavə torların quraşdırılma sxemi

Dartılan armaturun millərinin paketi dayağa qədər çatdırılır. DİN 1045 normalarına görə bütün paketin qırılmasına (qopmasına) bir kəsikdə icazə verilir, o şərtlə ki onun ekvivalent diametri $d_{sv} \leq 28\text{mm}$. Əgər diametr 28mm – i keçirsə qırılmanı mütəmadi olaraq yerinə yetirmək lazımdır (şək. 3.5). Milərin mütəmadi qırılmasında ankerlənmə uzunluğu bir milin diametrinə d_s görə təyin olunur. Bütün paketin qırılması halında hesablamağa ekvivalent diametr d_{sv} qəbul edilir.

$d_{sv} \leq 28\text{mm}$ olduğu halda iki mildən ibarət paket calaq yoluyla birləşdirilə bilər. Beləliklə calağın uzunluğu l_u diametr d_{sv} –yə görə hesablanır.

İki mildən ibarət paketlərdə, harda ki $d_{sv} > 28\text{mm}$, həmçinin calaqda 3 birləşmə olarkən calaq hər biri üçün ayrı – ayrılıqda yerinə yetirilir, bununla birlikdə calaq məntəqələri arasında məsafə $1.3/l_u$ – dan az olmamalıdır. Həmçinin paketin hər bir calaq məntəqəsində mil sayının 4 – dən artıq olmaması tələbi yerinə yetirilməlidir. l_u uzunluğu diametr d_u –yə görə hesablanır.

Sıxılan elementlərdə $d_{sv} > 28\text{mm}$ olan armatur paketlərdə calağın uzunluğu boyunca diametri 12mm – dən az olmayan millər nəzərdə tutulur.



Şəkil 3.5. Naxlestka üsulu ilə birləşən paketlərin sxemi: a – millərin qırılma nöqtələri E bir-birindən uzaqlaşdırılıb, l_0 məsafəsi d_s diametrinə görə hesablanır. b- millərin qırılma nöqtələri E sxemdəki kimi bir-birinə yaxındır və l_0 məsafəsi d_{sv} diametrinə görə hesablanır.

3.2.5. Sıxılan elementlərin armaturlanmasının xüsusiyyətləri

Sıxılan elementlərin eninə kəsiyinin ən kiçik ölçüsü 3.8 cədvəlində göstərilən qiymətdən az olmamalıdır. Uzununa armaturun sayı minimal və maksimal armaturlanma ilə məhdudlaşır. Daha az sıxılan zona üçün minimal armaturlanma 0.4%, bütün kəsik üçün isə 0.8% təşkil edir. Millərin calağa birləşdirilmə zonasını hesaba qatmaqla armaturun maksimal miqdarı 9% təşkil edir. Cədvəl 3.8 Eninə bağlanmış xamıtlar olan halda sıxılan elementlərin eninə kəsiyinin minimal ölçüləri.

Uzununa millər arası məsafə 300mm – dən artıq olmamalıdır. Lakin eni $b \leq 400\text{mm}$ olan elementlər üçün hər künc üçün 1 mil kifayətdir.

Uzununa armatur $d_{sl} \leq 20\text{mm}$ olduqda eninə armatur olaraq diametri $d_{sv} \geq 4\text{mm}$ olan və uzununa armatur $d_{sl} > 20\text{mm}$ olduqda $d_s \geq 8\text{mm}$ armatur istifadə olunur.

Cədvəl 3.8

Elementin eninə kəsiyi	Yerində şaquli betonlanan elementlər	Üfüqi betonlanan və zavod istehsalı elementlər
Düzbucaqlı şəkildəki eni	20	14
Tavr şəkilli və ikitavr şəkilli divarların və rəflərin qalınlığı, sm	14	7
Divarın qalınlığı ilə birlikdə tam en kəsiyi,sm	10	5

Uzununa armaturun buraxıla bilən diametri sıxılan elementin kəsiyinin minimal ölçüsündən və tətbiq olunan armaturun tipindən asılı olaraq götürülür(cəd. 3.9).

Cədvəl 3.9

Sıxılan elementin eninə kəsiyinin minimal qalınlığı	Armaturun minimal diametri d_{sl} ,mm, möhkəmliyi	
	220...340 MPa	420...550 Mpa
<10	10	8
10...20	12	10
≥ 20	14	12

Sıxılan elementin eninə milləri arasındakı məsafə onun kəsiyinin ən kiçik qiymətini və $12d_{sl} - i$ keçməməlidir.

Yerində betonlanan çəpəki armaturlu sıxılan elementlər üçün $d_k \geq 20$ sm, elə həmin zavod istehsalı elementlər üçün $d_k \geq 14$ sm – dir(burada d_k – spiralın içində bağlanmış özəyin diametri).Dairəvi en kəsikli elementlər üçün ən azı 6 boyuna

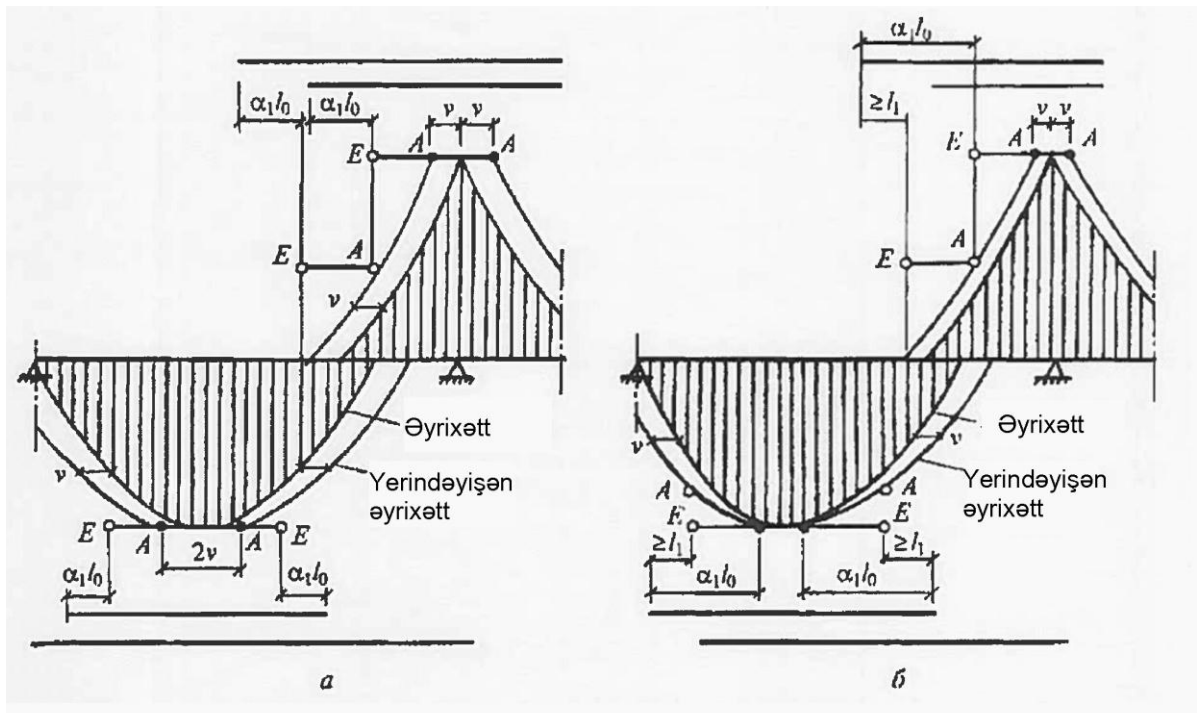
armatur olmalıdır, bununla birlikdə armaturlanma (sıxılmış özək meydançasına nisbətən) ən azı 2%, ən çoxu 9% olmalıdır.

Çəpəki armatur ən azı 8mm diametrə sahib olmalıdır və $d_k/5$ – dən böyük olmamalıdır.

3.2.6. Əyilən elementlərin armaturlanma xüsusiyyətləri

Əyilən elementlərdə boyuna işçi armaturlar əyici momentlərin epürünə əsasən qırılma(qopma) bilər. Materialın epürünün qurulması üçün ümumi şəkildə $M_s/Z+N$ əyrisini təsvir edirlər, hansı ki hər bir tirin kəsiyi üçün uzununa armaturun dartılmasını xarakterizə edir(burada M_s – dartılan armaturun ağırlıq mərkəzinə nəzərən momenti; N – “+” işarə ilə qəbul edilən qüvvə). Daha sonra alınan əyrini əlverişsiz istiqamətə yönləndirirlər. Burada v ifadəsinin qiyməti armaturun yerləşməsindən asılıdır və adətən 0.5h – dan 1.0h – a qədər aralıqda oynayır. Tirlər və plitələr üçün hesablanmış armaturla birlikdə bu qiyməti $v=0.75h$, plitələr üçün hesablanmış armaturlar üçün isə $v=1.0h$ götürürlər.

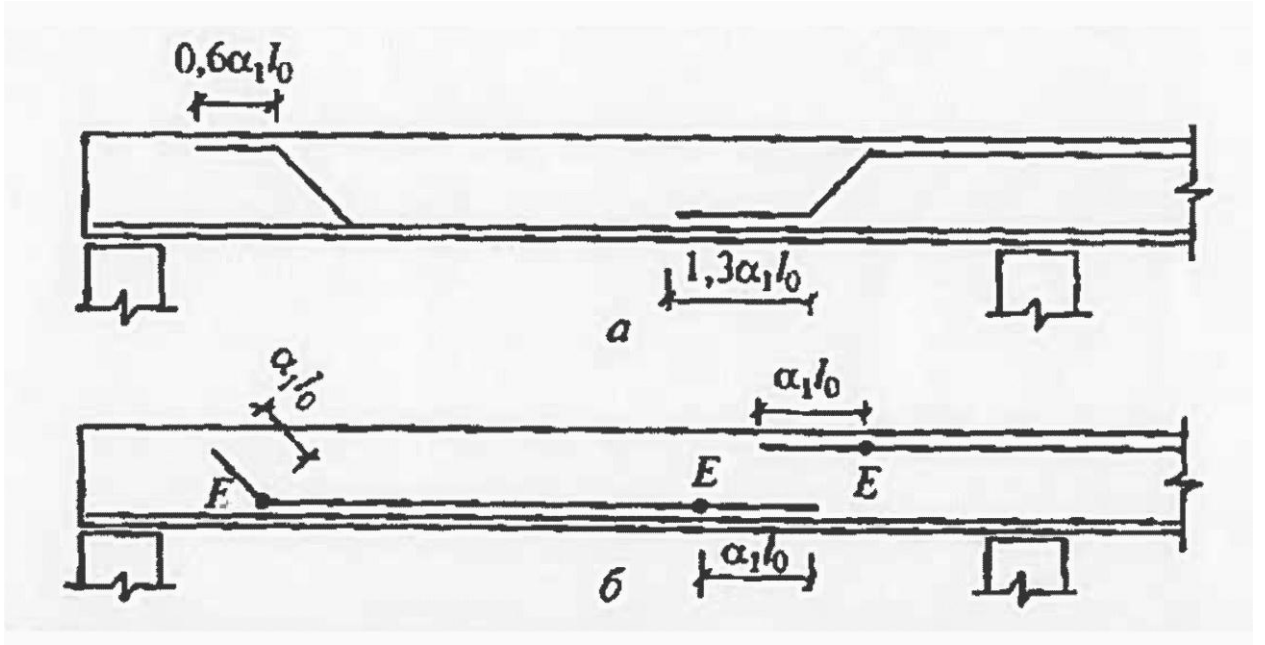
Şək. 3.6 – da A nöqtəsi özündə başlanğıc teoretik nöqtəni ehtiva edir, hansı ki sərhədləri xaricində baxılan mil tam meyarda istifadə olunmur, E nöqtəsi isə - armaturun teoretik qırılma(qopma) nöqtəsidir, deməli o yerdir ki onun sərhədləri xaricində mil teoretik olaraq lazım deyil.



Şəkil 3.6. Armatür millərinin kəsilmə nümunəsi: a - diametri 16 mm-dən çox olan ; b - diametri 16 mm-dən az olan

16mm – lik mili işçi armatür olaraq istifadə etdiyimiz halda hər bir qırılan(qopardılan) mili E nöqtəsinin sərhədi kənarına ankerlənmə məsafəsinə qədər uzatmaq lazımdır, hansı ki $\alpha_1 l_0$ – dan az olmayaraq götürülür (α_1 əmsalının qiyməti cədv. 1.11 – də verilmişdir). 16mm uzunluğunda millərin qopması zamanı onlar $\alpha_1 l_0$ məsafəsi qədər A nöqtəsinin sərhədlərindən uzağa və uzunluğu boyunca E nöqtəsindən l_0 məsafəsi qədər uzağa uzanırlar, həmçinin l_0 məsafəsi (1.38) düsturuna görə hesablanır.

İşçi armatürün bir qisminin qırılması(qopması) və başqa zonaya yerinin dəyişdirilməsi halında millər $1.3\alpha_1 l_0$ məsafəsi qədər dartılan zonada və uzunluğu boyunca $0.6\alpha_1 l_0$ məsafəsi qədər sıxılan zonada ankerlənməlidir (şəkl. 1.15).



Şəkil 3.7. Boyuna armaturların ankerlənməsi : a - dartılan zonada əyilən mil ; b - kəsici qüvvələrə hesablanmayan əyilən mil

Kənar dayaqda aşırımda maksimal qüvvəni qəbul edəbilməsi üçün armaturun ən azı $1/3$ hissəsi ankerlənməlidir. Milin dayağın kənarında quraşdırılma məsafəsi

$$l \geq (0,7 \dots 1,0)l_1 \geq (6 \dots 10)d_s$$

Harda ki l_1 – (1.38) düsturuna əsasən armaturun ankerlənmə uzunluğu; d_s – ankerlənmən armaturun diametri.

Qaynaq edilmiş setkalarda sərbəst dayaqda ankerlənmə boyunca ən azı bir eninə mil qaynaq(calaq) edilməlidir. Kəsilməz tir və plitələr üçün isə aşırım kəsiyinin hesabatının tələbinə görə aralıq dayaqda ən azı $1/4$ qədər armatur mili ankerlənməlidir.

IV FƏSİL. ƏYİLƏN ELEMENTLƏRİN MÜQAYİSƏLİ TƏHLİLİ

Dəmir-beton konstruksiyalarının alman və xarici ölkələrin norması ilə müqayisəsinin hesabi analizi

4.1 Hesablama üsulunun inkişaf tarixi

Bundan əvvəlki bölümlərdə əyilməyə işləyən dəmirbeton elementlərin Almaniyaya normaları üzrə hesablanması metodikasından danışdıq. Bu bölümə isə alman inşaat normalarını başqa xarici ölkələrin inşaat normaları və eləcə də Azərbaycan inşaat normaları ilə müqayisəli təhlilindən danışacağıq. Bu müqayisə qrafiklərlə hesablamaqla daha aydın şəkildə göstəriləcək. İlk növbədə inşaat normalarının fərqli ölkələrdə yaranma tarixləri ilə tanış olaq.

Rusiyada isə dəmir-beton konstruksiyaların dağıdıcı qüvvələr əsasında olan normaları 1938-ci ildə yaranmışdır və bu normalarda müstəvi en kəsikləri hipotezasiya həddi mavazinət prinsipi ilə əvəz olunması əks olunmuşdur. Tədqiqatlar nəticəsində 1955-ci ildə dəmir-beton teoriyası Rusiyada yeganə həddi halın hesabat üsulunun yaranmasına səbəb oldu, hansı ki (СНП) Tikinti normaları və qaydalarına əlavə edilmişdir.

Davam edən araşdırmalar nəticəsində teorik və təcrübi bilgilərin toplanması (СНП) tikinti norma və qaydalarına əlavələr və dəyişikliklər olurdu. Bununla belə onlar 1971 – 1975-ci illərdə əsaslı dəyişikliklərə məruz qaldılar (СНП П-21-75). Daha sonra bu normalara və qaydalara yenidən dəyişikliklər və əlavələr olunmuşdur, həmçinin ЕКБ/ФИП (СНП 2.03.01-84 və СНП 52-01-2003) əlavələrindən bəzi qiymətlər götürülmüşdür.

1964-cü ildə isə Avropanın beton üzrə komitəsi (ЕКБ) əsasını dağıdıcı qüvvələr üsulu təşkil edən ilk sənədini, 1978-ci ildə isə həddi halla hesabat Beynəlxalq Texniki norma Kodeks nümunəsini yaratdı. Onu da qeyd etmək lazımdır ki, СНП və ЕКБ/ФИП-in bir-biri ilə sıx əlaqələri olmuşdur. Yəni, 1964-ci ildəki əsaslarda Avropa komitəsi Rusiyada qəbul olunmuş dəmir-beton qaydalarını özündə cəmləşdirdi, buna görə də ЕКБ/ФИП 1970-ci il əsasları və ЕКБ/ФИП kodeks-nümunələri beton sinifli СНП qaydalarına keçidə böyük təkan verdi və bu qaydalarda hesabi müqavimətlərin, deformasiya modellərinin və s. qiymətlərinin tapılması da dəyişdirildi.

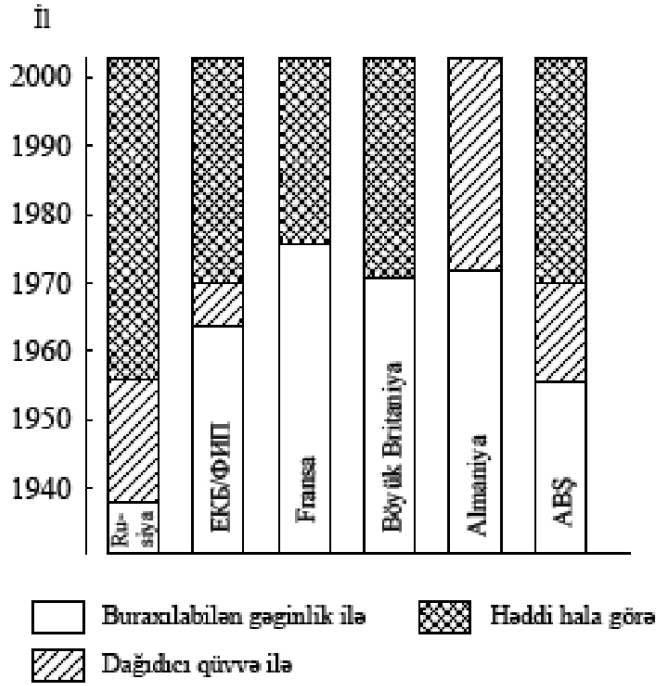
ЕКБ/ФИП qəbul etdiyi - əsasları həddi hal hesabatlarının digər ölkələrdə də geniş istifadəsinə səbəb oldu. Fransa tikinti normaları БАЕЛ və ВРЕЛ, ЕКБ/ФИП normaları əsasında tərtib edilmişdir. Fransada 1980-ci ilədək dəmir-beton konstruksiyaların hesablanması buraxıla bilən gərginlik üsulu ilə aparılır (ССВА-68 normaları). 1980-ci ildə БАЕЛ-80 normaları düzəldildi, sonra isə onun biraz dəyişdirilmiş variantı olan БАЕЛ-83 hazırlandı, bu variantda da həddi hal üsulu ilə hesabat aparılırdı. Hal hazırda tətbiq olunan БАЕЛ-91 normaları əvvəlki normalardan çox az düzəlişlər və dəyişikliklərlə məruz qalmışdır. Bu normalar ancaq gərginləşmiş dəmir-beton konstruksiyaların hesabatı üçün qəbul ediləndir (gərginləşmiş dəmir-beton konstruksiyalar üçün ВРЕЛ-91 normaları vardır).

Böyük Britaniyada isə həddi hal üsulu ilə hesabat 1972-ci ildən tətbiq olunur, СР-110 normaları adı və öncədən gərginləşmiş dəmir-beton konstruksiyaları üçün bərabərdir.

Qeyd etdiyimiz kimi, buraxıla bilən üsulu ilə hesabat Almaniyada 1904-cü ildə istifadə olunmağa başlanmışdır. Bu üsul əsasında 1925-ci ДИИ 1045 normaları yaradılmışdır və tədricən yenilənmişdir (normaların son dəyişilmə vaxtı 1978-ci ilə təsadüf edir). Bu normalarda nəzərə çarpan nüans “Həddi hal” sözü bu normalarda işlədilmir.

Hesabatda materialların normativ xassələrini istifadə etməklə xarici təsirlərin qiymətləri ilə aparılır. Konstruksiyaların təhlükəsizliyini təmin etmək üçün etibarlıq əmsali əlavə olunur γ , bu əmsalin qiyməti 1,75 və 2,10 arasında dəyişir. Bu üsul dağıdıcı qüvvələr üsuluna bənzərdir.

АВŞ-da buraxıla bilən gərginlik üsulu 1956-cı ilə kimi istifadə olunurdu. Sadəcə əlavələrdə onlara dağıdıcı qüvvələr üsulu da tətbiq edilirdi. Buna görə də hər ikisinin istifadəsi bərabər hüquqlu sayılırdı.



Şəkil 4.1. Dəmir-beton konstruksiyaların hesabat üsulunun inkişafı

Hal-hazırda istifadə olunan ASI-318-83 normalarda əsas hesabat həddi hal üsulu ilə aparılır, ancaq buraxıla bilən gərginlik üsulu ilə də aparıla bilər. Yüklər etibarlıq əmsalına əsaslanaraq götürülür və bu normalarla konstruksiyanın hesabatı aparılır, yəni yüklərin hesabi qiymətləri qəbul edilir, amma materialların xassələri (beton və armatur) hesabatda normativ qiymətlərdən götürülür.

Konstruksiyanın ümumi təhlükəsizliyini təmin etmək üçün θ etibarlıq əmsalından istifadə olunur ki, onun da qiyməti gərginlik vəziyyətindən asılı olaraq 0,7-dən 0,9 arasında dəyişir (əyilmə, sıxılma, dartılmada).

Bütün bu deyilənləri nəzərə alsaq nəticə çıxara bilərik ki, Rusiya ilk ölkədir ki əvvəl dağıdıcı qüvvələr üsulu, sonra isə həddi hal üsulu ilə konstruksiyanın hesabatını aparmışdır (şəkil 4.1). Hesabat üsulları bu ölkədə daimi yenilənir. Onu da qeyd etmək lazımdır ki, hal hazırda bizim də istifadə etdiyimiz normalar Rusiya inşaat normalarından götürülmüşdür. Vaxtı ilə ölkəmizin Sovetlər birliyinin tərkibində olması bizim də konstruksiya hesabatlarında bu normaları əsas götürməyimizə səbəb olmuşdur. Hal-hazırda Azərbaycanda tikinti normaları AzDTN adı ilə getsə də tərkibinin Rusiya normalarından götürülmüş olduğunu

görübülmür. Azərbaycan inşaat normaları da günümüzə kimi bir sıra dəyişikliklərə uğramışdır.

4.2 Dəmir-beton üçün materiallar

Rusiya inşaat normalarında möhkəmliyin əsas xassəsi kimi betonun sinifi B götürülür, onun qiyməti isə 150sm qabırğalı 28 günlük kub beton nümunəsinin ən kiçik müvəqqəti müqavimətin qiymətindən götürülür. Betonun sinifi möhkəmliyin statik dəyişkənliyindən götürülür, lakin burada möhkəmlik nisbilyi 0,95-dən az olmayaraq seçilərək təyin edilir. Onu da qeyd edək ki, başqa ölkələrdə də betonun möhkəmliyinin statik dəyişkənliyi 0,95-dən az olmayaraq təyin edilir.

СНИП-ə uyğun betonun B sinifi ilə normativ prizmatik beton möhkəmliyi təyin edilir və

$$R_{bn} \approx (0,72 \dots 0,76)B.$$

aralığında götürülür.

Betonun oxu boyunca dartılmağının normativ müqaviməti aşağıdakı empirik düstur ilə tapılır:

$$R_{bt} = 0,5k\sqrt[3]{B^2},$$

Burada $k = 0,7 \dots 0,8$ betonun sinifindən asılı olaraq seçilir.

ЕКБ/ФИП -ə görə isə betonun sinifi 150x300 mm olan silindirlərin sıxılması nəticəsində tapılır. Xarakterin möhkəmlik f_{ck} (normativ prizmatik möhkəmlik) betonun sinifinə bərabər götürülür. Dartılmaya işləyən xarakterik möhkəmliyin (normativ müqavimət) 3 qiyməti vardır: orta $f_{cm} = 0,3\sqrt[3]{f_{ck}^2}$; ən yuxarı $f_{ctf0,95} = 1,3f_{cm}$; ən aşağı $f_{ctf0,05} = 0,7f_{cm}$;

BAEЛ (Fransa) normalarında isə betonun xarakterik möhkəmliyi 160x320 mm ölçülü silindirin yoxlanmasından tapılır. Fərqlilik ondadır ki, BAEЛ normaları “betonun sinifi” terminindən istifadə etmir, onu sementin qədəri və sinifi ilə birlikdə qeyd edir. Betonun dartılma möhkəmliyi onun sıxılma möhkəmlik xarakteristikasından f_{c28} -dən tapılır.

Böyük Britaniyada (CP 110 normaları) f_{cu} betonun möhkəmlik xarakteristikası 150 mm qabırğası olan beton kubun sıxılması ilə tapılır. Betonun müqavimətinin

sıxılmasına keçid üçün kubun əyilməsində möhkəmliyi azaldan 0,8 əmsalına vurulur.

Təkrar olaraq qeyd edək ki, bildirdiyimiz kimi DİN-1045 normasında betonun sıxılama müqaviməti 200 mm qabırğalı kubun sınaqması ilə tapılır. Betonun nominal kub möhkəmliyi B sinifi adlanır. Kub möhkəmliyin β_w və silindirik möhkəmliyinin nisbəti β_c nisbəti aşağıdakı kimidir:

$$\beta_w = 1,25\beta_c \text{ sinifli betonlar üçün } B \leq 15;$$

$$\beta_w = 1,18\beta_c \text{ sinifli betonlar üçün } B > 15.$$

ABŞ (ACI 318-83) normaları betonun spesifik möhkəmliyi ölçüsü 150x300 mm olan silindirik nümunələrin təcrübəsindən tapılır və ilk öncə hesabatda normativ möhkəmlik kimi qəbul edilir. Betonun sinifi isə qeyd edilmir.

Qeyd etdiyimiz ölkələrin hər birinin normalarında betonun sıxılmasında betonun möhkəmliyinin zəiflənməsi nəzərə alınır. 4.1 cədvəlində bununla tanış olmaq olar.

Hesabat müqaviməti birinci qrup həddi halda normativ müqavimətin etibarlıq əmsalına bölünməsi ilə tapılır. СНИП-ə uyğun olaraq etibarlıq əmsalı sıxılmada 1,3; dartılmada isə 1,5 götürülür, ancaq başqa ölkələrin (FRQ və ABŞ-dan başqa) normalarına əsasən bu əmsal sıxılmada da, dartılmada da 1,5 götürülür. İkinci qrup həddi hala görə isə konstruksiyaların hesabatında etibarlıq əmsalı 1-ə bərabər götürülür. Betonun möhkəmlik xassələrini müqayisə etməyin çətin olmasını nəzərə alsaq və qiymətlərin üst-üstə düşməsinə görə baza qiyməti kimi normativ prizmatik müqavimət R_{bn} yaradılıb (betonun sinifinə əsasən) və СНИП-ə əlavə edilib. ЕКБ/ФНП, ВАЕЛ-91, АSI 318-83 normalarında möhkəmlik xassələri normative bərabərdir. CP110 və ДИИ-1045 normasına əsasən qəbul edilmiş prizmatik normativ möhkəmliyə görə kubun normativ möhkəmlik qiyməti tapılmışdır, kub möhkəmliyindən prizmatik möhkəmliyinə keçmə əmsalı əsaslı rol oynayır (CP110 norması üçün 0,8 və ДИИ-1045 norması üçün 0,8...0,85 qəbul edilir).

CP 110 normaları üçün betonun hesabi müqaviməti $0,4 f_{cu}$ götürülür. Onun qiyməti isə davamlı təsir edən yüklərin əmsalının 0,85 və kubdan silindirik möhkəmliyə keçən əmsalın 0,8 bir-birinə vurulması və sonra tapılan qiyməti etibarlıq əmsalına $\gamma_b = 1,5$ -ə bölünməsindən tapılır (nəticədə tapılmış 0,45 qiyməti

yuvarlaqlaşdırılaraq 0,4 götürülür). ДИИ-1045 normasına əlavə edilən müqavimət $0,7\beta_{wN}$ davamlı təsir edən yükün əmsalının 0,85-dən silindirik möhkəmliyə keçən əmsalını 0,8...0,85 bir-birinə vurulmasından tapılır (orta qiymət kimi 0,7 götürülür).

Bununla əlaqədar olaraq $0,7 0,7\beta_{wN}$ hesabat müqaviməti sayılmır, buna səbəb isə onun tapılmasında beton üzrə etibarlıq əmsalının γ_b istifadə olunmasıdır.

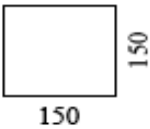
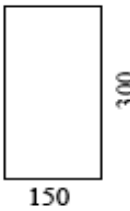
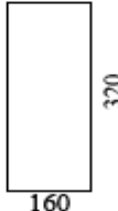
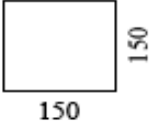


Normalara əsasən betonun başlanğıc deformasiya modulu empirik asılılıqda sıxılmaya işləyən möhkəmlilikləri aşağıdakı kimi tapılır:

- ЕКБ/ФИП normasına əsasən: $E_{cm} = 9500 (f_{ck} + 8)^{1/3}$;
- СНиП – 84-ə əsasən qiymətlər cədvəllərdə göstərilir.
- ВАЕЛ – 91 normalarına əsasən: $E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3}$;
- СР 110 normalarına əsasən qiymətlər cədvəllərdə göstərilir.
- ДИИ-1045 normasına əsasən qiymətlər cədvəllərdə göstərilir.
- АSI 318-83 normalarına əsasən: $E_c = 4730 (f_c)^{1/2}$.

Betonun başlanğıc deformasiya modulunun qiymətləri beton siniflərinə müvafiq (Rusiya normalarına uyğun olaraq) 4.3 cədvəlində verilib. Bu qiymətlə ya yuxarıda göstərdiyimiz empirik dusturla ya da ki cədvəldən götürülür. Ölkəmizdə də betonun başlanğıc deformasiyası modulunun qiyməti sinivlərə uyğun eyni ilə СНиП-də göstərildiyi kimi götürülür.

Armatür poladlarının R_{su} (СНиП) normativ müqaviməti və ya onların xarakterik möhkəmliyinin statik dəyişkənliyini nəzərə almaqla tapılır və axıcılıq həddinin ən kiçik idarə olunan fiziki və ya şərti qiymətini qəbul edilir. Normativ müqavimət nisbilyi bütün normalara əsasən 0,95-dən az olmayaraq götürülür.

Betonun digər normalara görə özəllikləri

Normalar	Nümunənin ölçüləri	Betonun möhkəmlik özəllikləri	Betonun sıxılmada normativ müqaviməti	Yüklərin vektorunu nəzərə alan əmsal
СНП-84 Kub		Betonun sinifi B	$(0,72...0,76)B$	1,0...0,9
ЕКБ/ФНП Silindr		Betonun sinifi C (möhkəmlik xassəsi) f_{ck}	$f_{ck} = C$	0,85
БАЕЛ - 91 Silindr		Betonun möhkəmlik xassəsi f_{c28}	f_{c28}	0,85
СР 110 Kub		Betonun möhkəmlik xassəsi f_{cu}	$0,8 f_{cu}$	0,85
ДН 1045 Kub		Betonun sinifi B β_w	$(0,8...0,85)\beta_w$	0,85
АSI 318-83 Silindr		Betonun spesifik möhkəmliyi f_c'	f_c'	0,85

Cədvəl 4.2

Betonun möhkəmlik xassələri

Betonun sınıfı	СНип-84		ЕКБ/ФИП		ВАЕЛ - 91		СР 110		ДИН 1045		AS1318-83	
	R_{bm}	$\frac{0,9R_{bm}}{\gamma_b}$	f_{ck}^*	$\frac{0,85f_{ck}}{\gamma_b}$	f_{c28}^*	$\frac{0,85f_{c28}}{\gamma_b}$	f_{cm}^{**}	$0,4f_{cm}$	β_{mv}^{**}	β_R	f_c^*	Hesabata normativ müqavimət əlavə olunur
B10	7,5	5,4	7,5	4,2	7,5	4,2	9,4	3,8	9,4	6,6	7,5	7,5
B15	11,0	7,6	11,0	6,2	11,0	6,2	13,8	5,5	13,8	9,6	11,0	11,0
B20	15,0	10,3	15,0	8,5	15,0	8,5	18,7	7,5	17,7	12,4	15,0	15,0
B25	18,5	13,0	18,5	10,5	18,5	10,5	23,1	9,2	21,8	15,3	18,5	18,5
B30	22,0	15,3	22,0	12,5	22,0	12,5	27,5	11,0	26,0	18,2	22,0	22,0
B35	25,5	17,5	25,5	14,4	25,5	14,4	31,9	12,7	30,0	19,7	25,5	25,5
B40	29,0	19,8	29,0	16,4	29,0	16,4	36,2	14,5	34,2	22,5	29,0	28,0
B50	36,0	24,7	36,0	20,4	36,0	20,4	45,0	18,0	42,5	25,5	36,0	36,0
B60	43,0	29,7	43,0	24,3	43,0	24,3	54,7	21,5	50,7	30,4	43,0	43,0

* Silindrik nümunələrin sınaqmasında tapılan normativ müqavimət (СНип -ə əsasən sıxlımağa işləyən normativ müqavimətə bərabər götürülür).

**Kub nümunələrinin sınaqmasında tapılan xarakterik müqavimət (verilmiş qiymətlər СНип -ə əsasən tapılır).

Betonun başlanğıc deformasiyasının modulları

Sınıf	R_{bn}	СНнП	ЕКБ/ФИП	БАЕЛ-91	СР 110	ДИН-1045	АSI 318-83
B20	15,0	27 000	27 000	27 200	24 500	24 000	18 300
B30	22,0	32 500	29 500	30 800	27 000	30 400	22 200
B40	29,0	36 000	31 600	33 800	29 800	31 700	25 500
B50	43,0	39 000	33 500	36 300	32 500	34 700	28 400

Rusiya normalarına əsasən armatur poladlarının elastiklik modulu – $1,7 \cdot 10^5$ MPa-dan $2,1 \cdot 10^5$ MPa-adək; FRQ – normalarına əsasən $2,1 \cdot 10^5$ MPa; başqa ölkələrin normasına əsasən $2,0 \cdot 10^5$ MPa götürülür.

Rusiya normalarına və eləcə də bizim normalar görə təhlükəsizlik əmsalı 1,05..1,20, başqa ölkələrdə isə 1,15 götürülür, hesabi müqavimət isə normativ müqavimətin təhlükəsiz əmsalına bölməklə tapılır.

4.3 Yüklər və təsirlər

Yüklər və təsirlər əsas, daimi və müvəqqəti olmaqla qruplara bölünürlər. Rusiya normalarında müvəqqəti yüklər öz növbəsində uzunmüddətli və qısamüddətli yüklərə bölünür.

Daimi yüklərin normativ qiyməti həndəsi və konstruktiv özəlliklərin layihə proyeksiya qiymətindən və sıxlığın orta qiymətindən alınır. Müvəqqəti normativ yüklər (istifadə üçün, texnoloji, montaj, qar yükü, külək yükü və d.) tikilinin normativ istifadəyə verilməsinin ən böyük qiymətindən və ya onun tikintisində müşahidə edilən tərəfindən təyin edilir.

İstifadə zamanı yaranan normativ yüklərin qiymətləri 4.4 cədvəlində göstərilir.

Cədvəldən də gördüyümüz kimi, mərtəbəarası təsir edən normativ yüklərin qiyməti fərqli ölkələrdə də bir-birinə yaxın qiymət alır. Birinci həddi hal qrupuna əsasən konstruksiyaların qiymətləndirilməsi üçün hesabat yükləri onların normativ qiymətinin $\gamma_f > 1,0$ yüklənməsində etibarlıq əmsalına vurulması ilə tapılır. Bu

əmsal СНиП-ə əsasən daimi yüklər üçün 1,1...1,3, müvəqqəti yüklər üçün isə 1,2...1,4 götürülür.

Cədvəl 4.4

Örtüyə düşən müvəqqəti yüklər, kN/m^2

Yüklərin funksional təyini	ЕКБ	СНиП	БАЕЛ	СР	ДИН	АСИ
Yaşayış yerləri	1,5	1,5	1,5	1,5	2,0	1,9
Xidməti yerlər	2,5	2,0	2,5	2,5	2,0	2,4
Ticarət mərkəzləri	-	4,0	5,0	4,0	2,0	4,0
Yaşayış binalarının eyvanları	1,5	2,0	3,5	1,5	3,5	4,8
Vestibul, pilləkələr, dəhlizlər:						
yaşayış evləri	1,5	3,0	2,5	4,6	3,5	1,9
ictimai binalar	2,5	4,0	2,5	4,0	3,5	4,8

Başqa ölkələrin normasına əsasən bu əmsalın qiyməti xeyli çoxdur: daimi yüklər üçün 1,35...1,40, müvəqqəti yüklər üçün 1,50...1,70 (cədvəl 4.5).

Hesabat zamanı yüklər üçün digər əmsallar da nəzərə alınır, misal üçün kombinasiya əmsalı baxılan normalarda bu əmsalın da qiyməti fərqlidir.

Cədvəl 4.5

Yüklər və materiallar üçün etibarlıq əmsalı

Əmsallar	Normalara əsasən					
	ЕКБ	СНиП	БАЕЛ	СР	ДИН	АСИ
Yüklər üçün:						
daimi γ_g	1,35	1,1...1,3	1,35	1,40	1,0	1,40

müvəqqəti γ_q	1,50	1,2...1,4	1,50	1,60	1,0	1,70
Materiallar üçün:						
beton (sıxılmada) γ_b	1,50	1,30	1,50	1,50	1,0	1,0
armatur γ_s	1,15	1,05...1,2	1,15	1,15	1,0	1,0
Hesabat düsturunda qeydə alınan						
l/γ və ya θ :						
beton	1,0	1,0	1,0	1,0	$l/\gamma=1/2,10$	$\theta=0,7$
armatur	1,0	1,0	1,0	1,0	$l/\gamma=1/1,75$	$\theta=0,9$
Ümumi etibarlıq əmsalları:						
beton:						
$\gamma_b \gamma_g$	2,02	1,56	2,02	2,10	2,10	1,96...2,38
$\gamma_b \gamma_q$	2,25	1,69	2,25	2,40	2,10	1,96...2,38
armatur:						
$\gamma_s \gamma_g$	1,55	1,38	1,55	1,61	1,75	1,54...1,87
$\gamma_s \gamma_q$	1,72	1,50	1,72	1,84	1,75	1,54...1,87

Qeyd. Ümumi etibarlıq əmsalının tapılması zamanı Rusiya normaları üçün orta qiymətlər: $\gamma_g=1,2$; $\gamma_q=1,3$; $\gamma_s=1,1$.

Cədvəldən də göründüyü kimi Rusiyada materialların və yüklərin etibarlıq əmsalı (yəni, ümumi etibarlıq əmsalı) başqa ölkələrlə müqayisədə aşağıdır. Belə olduğu halda da bəzi faktorların dəyişilməsini yaxşı nəzərə almağa və konstruksiyanın layihələndirərkən daha az materiallardan istifadəsinə və bununla da tikinti işlərinin yerinə yetirilməsinin və konstruksiyaların hazırlanmasına daha da yüksək keyfiyyət tələbi yaradır.

Rusiya normalarındakı əmsalların aşağı olması dəmir-beton konstruksiyalarının zavod şəraitində istehsalında özünü tam doğruldu (qeyd edək ki, yığma dəmir-beton və öncədən gərginləşdirilmiş dəmir-beton müasir dövrdə əsas tikinti materialı kimi istifadə olunur). Bu halda betonun hazırlanmasında keyfiyyətin etibarlı nəzarətini təmin etmək olur. Axır vaxtlar geniş istifadə olunan monolit dəmir-beton bir neçə etibarlıq əmsallarına görə yenidən baxılıb müzakirə edilməsi gözlənilir (yüksəlməyə tərəf).

4.4 Həddi hala görə konstruksiyaların hesablanması

ümumi göstərişləri

4.4.1. Həddi halların təyin edilməsi

Günümüzdə dəmir-beton konstruksiyaların həddi hallara görə hesablanması çox ölkələrdə tətbiq edilir və getdikcə müasirləşir. Bunula əlaqədar olaraq da müqayisəli təhlil zamanı bir çox fərqlilik görə bilərik..

ЕКБ/ФНП normalarına görə nəzərdən keçirsək: “Konstruksiya və ya konstruksiyanın hər hansı bir elementi o zaman yararsız sayılır ki, həmin elementin vəziyyəti həddi hala çatmış olsun, çünki bu zaman həmin konstruksiyalarda nəzərdə tutulmuş yükötürmə qabiliyyəti azalır və sıradan çıxır”.

BAEЛ-91 normasına əsasən “Həddi hal” –elə əsas haldır ki, bu zaman konstruksiya öz normal funksiyalarını yerinə yetirə bilmir.

Yük götürməqabiliyyətinə görə(1-ci qrup) və normal istismara yararlılıq (2-ci qrup) olmaqla həddi hal 2 qrupa bölünür.

Ümumiyyətlə hesabat zamanı bütün həddi hallar nəzərə alınmalıdır. Ancaq detal hesabatı əsasən biri üçün aparılır, qalanları üçün isə hesabat sadə və asanlaşdırılmış konstruktiv ölçülərdən elə aparılır ki, konstruksiya həddi hal vəziyyətinə gəlib çıxmasın.

Birinci qrup həddi hal üçün konstruksiyalara olan tələblər baxılan bütün normalarda eyni əhəmiyyət daşıyır və əsas məqsədi xarici təsirlərdən və ya konstruksiyaların aşınmasından, həmçinin sərt konstruksiya kimi baxılan konstruksiyaların statik dayanıqlığın pozulmasının qarşısını almaqdır. İkinci qrup həddi hal üçün olan tələblər Rusiya, CP 110, DİN 1045, ACI 318-83 normalarında oxşardır və çatlardan davamlı və çox aralanmasının qarşısını almaq, çox yerdəyişməsinin qarşısını almaqdan ibarətdir. BAEL-91 normalarında sıxılan qüvvələrin istiqamətinə paralel əmələ gələ biləcək çatlardan qarşısını almaq üçün betonda sıxan qüvvələrin tələbləri əlavə olunur.

**4.4.1. Birinci qrup həddi halında
konstruksiyaların hesabatı zamanı istifadə
olunan hipotezlər**

Konstruksiyaların birinci qrup həddi hal ilə hesabat zamanı növbəti əsas hipotezlər istifadə olunur:

1. Dartılan hissədə bütün qüvvələri armatur öz üzərinə götürür, bu hissədə beton nəzərə alınmır.
2. Armaturun betona nisbətən sürüşkənliyi yoxdur, buna görə hər iki material eyni anda deformasiya birlikdə məruz qalırlar.
3. Betonun qısaltılmasının həddi deformasiyası aşağıdakı kimi qəbul edilir:
 - ЕКБ/ФИП, BAEL-91, CP 110, DİN 1045 normaları əyilən və mərkəzdən xaric yüklənmiş elementlər üçün 3,5 % və mərkəzdən yüklənmiş elementlər üçün isə 2 % qəbul edilir.
 - ACI 318-83 normaları üçün 3 % və СНиП-84 norması üçün bütün növ yükləmələr üçün 2 % qəbul edilir.
4. Armaturun maksimal uzunluğu ЕКБ/ФИП, BAEL-91 normaları üçün 10 %, DİN 1045 norması üçün 5 % qəbul edilir. CP 110, ASI 318-83 və СНиП-84 normaları üçün qiyməti götürülmür.

5. Bütün normalarda düz en kəsiyi hipotezi istifadə olunur (Bernuli hipotezi). Ona əsasən elementin en kəsiyində deformasiya xətti qanunla paylanır və bu da betonda və armaturlarda yüklərin tapılmasında mühüm rol oynayır.

Rusiya normalarında bu hipotezdən də başqa plastik dağılma prinsipi istifadə olunur və bu prinsipə əsasən armaturlarda da, betonda da yüklərin təsirindən eyni anda həddi hal vəziyyəti alır. Bu isə hesabat zamanı ancaq müvazinət şərtlərindən istifadə etmək kifayət edir.

6. Araşdırılan en kəsiyin işinin analizi üçün deformasiyanın betonda və armaturlarda ЕКБ/ФИП, ВАЕЛ-91, ДІН 1045 normalarında 3 bölgü üsulu istifadə olunur, ancaq yükləmə-deformasiya vəziyyəti düzbucaqlı en kəsiyi hipotezi ilə analiz edilir.

Rusiya normalarında yuxarıda qeyd etdiyimiz kimi bəzi hesabat düsturlarını almaq üçün statik müvazinət prinsipindən istifadə olunur, bu zaman neytral oxun yerləşməsinə tapmaq lazım gəlmir və bu zaman yalnız betonun sıxılan ərazisinin hündürlüyündə ehtiyac qalır.

7. Əgər en kəsiyi bir hissədə sıxılır və bir hissədə dartılırsa, gərginləşmiş betonun sıxılan ərazisinin əyri xətti epyuru ekvivalent düzbucaqlı ilə əvəzlənir. Bu dəyişənlik baş verdikdə ЕКБ/ФИП, ВАЕЛ-91, АСИ 318-83 normalarında ekvivalent düzbucaqlı epyurun hündürlüyü betonun həqiqi sıxılmış hissəsinin hündürlüyünə 0,8...0,85 əmsalına bərabər götürülür. СР 110 normalarında onun qiyməti həqiqi qiymətinə bərabər götürülür, lakin düzbucaqlı epyurun eni qısılır, ДІН 1045 normalarında isə həm hündürlüyü həm də eni qısılır.

ВАЕЛ-91 normaları əsasən parabola-düzbucaqlı epyurdan istifadə edir, onun mahiyyəti kəsiklərin betonun en kəsiyinin bütün boyu üzrə paylanmasıdır (bu epyurdan СР110 normalarında mərkəzdən xaric sıxılan elementlərin hesabatı zamanı cədvəlin qurulmasında da istifadə olunur). СР 110, ЕКБ/ФИП, ДІН 1045, АСИ 318-83 və СНиП 2.03.01-84 normalarına əsasən mərkəzdən xaric sıxılmanın bütün halları üçün teoretik hesabatda yüklər ekvivalent düzbucaqlı epyuru istifadə olunur.

Yuxarıda söylədiklərimizi nəzərə alsaq görərik ki, bütün baxılan normalarda hesabat zamanı eyni qaydalardan, əsasən də düz en kəsiyi hipotezi ilə əsaslandırılmış qaydalar istifadə olunur.

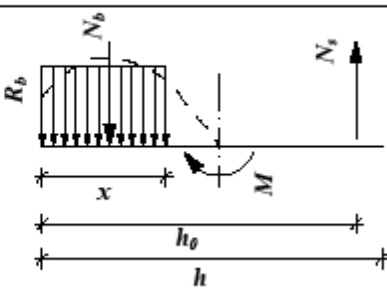
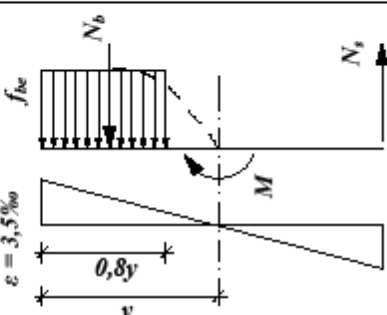
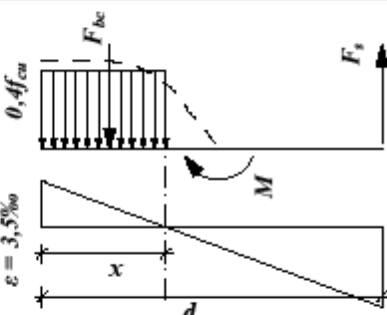
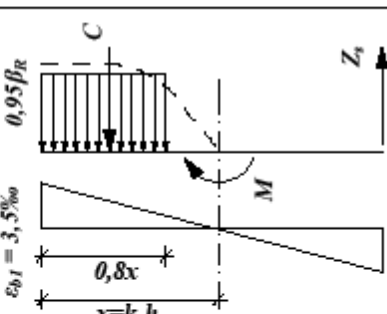
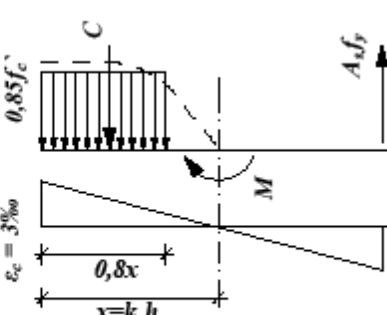
Rusiya normalarda hesabat üçün plastik dağılma prinsipi dəlavə olaraq daxil olunub, bu prinsipə əsasən betondakı və armaturdakı yüklənməni hesabat müqavimətinə bərabər götürmək olar. Bu da öz növbəsində prosesdə yüklənmənin təyini üçün, həmçinin bütün en kəsiyinin hesabatı gözəçarpan dərəcədə sadələşdirir.

Qeyd edək ki, geniş yayılmış məsələlərdən biri də (təmiz əyilmə, mərkəzdən xaric dartılma və mərkəzdən xaric sıxılmada böyük eksentristetlər, mərkəzdən sıxılma və mərkəzdən dartılma) başqa bərabər şəraitdə (eyni hesabat yükləri və betonla armaturun hesabat müqaviməti) bütün normalara əsasən hesabatda bir-birinə yaxın qiymətlər alınmalıdır. Bunu onunla ələqələndirmək olar ki, en kəsiyinə deformasiyanın yüklənməsi praktiki olaraq betonun və armaturun həddi müqavimətlərinə bəslənir, hansı ki, bunlar hesabata əlavə edilir.

Qiymətlərin fərqli olmasına dartılan armatorda həddi müqavimətə çatmayanda nail olmaq olur. Bu zaman yüklənmənin və deformasiyanın arasında olan düz en kəsikli hipotezlə yaradılmış asılılıq yüklənməni tapmağa və en kəsiklərinin hesabatına kömək edir (məs, BAEL-91 normalarına əsasən). Əsasən bu cür hesabat çox çətin və yükə yenidən baxılmasına ehtiyac yaradır. Buna görə də bir çox düz en kəsiyi hipotezinə əsaslanan normalarda (ЕКБ/ФИП, СР, ДІН, АСІ) bu üsula əsasən cədvəllərin və qrafikin istifadəsi ilə tapılır.

Cədvəl 4.6

Normal en kəsiyində yüklərin paylanması

СНП-84		$N_s = R_b A_s$ $N_b = R_b b x$ $\xi = x/h_0$ $\alpha_{sm} = \xi(1-0,5\xi)$ $M_u = \alpha_{sm} R_b b h_0^2$ $M \leq M_u$
BAEЛ - 91		$N_s = \sigma_s A_s$ $N_b = 0,8y f_{bc} b$ $f_{bc} = 0,85 f_{c28} \eta_b$ $\alpha = y/d$ $\mu = 0,8\alpha(1-0,4\alpha)$ $M_u = \mu f_{bc} b d^2$ $M \leq M_u$
СР 110		$N_s = 0,85 f_y A_s$ $N_b = 0,4 f_{ca} b x$ $M_u = 0,4 f_{ca} b x (d-x/2)$ $x = 0,5d$ $M_u = 0,15 f_{ca} b d^2$ $M \leq M_u$
ДИН 1045		$Z_s = \sigma_s A_s$ $D_b = k_b b h \beta_R$ $k_x = x/h$ $k_b = k_s \beta_R$ $m_{s,u} = 0,8 k_x (1-0,4 k_x)$ $m_{s,u} = \beta_R b h^2 m_{s,u}$ $M \leq M_{s,u}$
ASİ 318-83		$F_s = f_y A_s$ $C = 0,85 f_c \beta_1 c b$ $a = c/d$ $\mu_n = \alpha \beta_1 (1-\alpha \beta_1 / 2)$ $M_n = \mu_n 0,85 f_c b d^2$ $M = \gamma M_n$

Rusiya normalarına əsasən en kəsikləri üçün istifadə olunan müvazinət şərti, yenidən markalanmış və mərkəzdən xaric az eksentristeti olan elementlərin

sıxılmasında istifadə olunur. Bu zaman tək müvazinət şərti kifayət etmədiyi üçün ümumi hesabat üsulu əlavə şərt kimi nəzərə alınır. Bu şərtin mahiyyəti isə armaturdakı yüklənməni betonun düzbucaqlı yüklənmə epyurunun həddi halı ilə sıxılmış hissənin hündürlüyünü əlaqələndirir.

Qeyd edək ki, bütün normalar yenidən armaturlanmış əyilən elementlərdən istifadə etməməyi məsləhət görür.

Yəni, yuxarıda göstərilmiş normalara əsasən hesabat təxmini yekunlaşma ilə aparılır, bu isə teoriyaların yetərincə olmamasına və əlavə araşdırmanın aparılmasına ehtiyac olduğunu göstərir. Aşağıda dəmir-beton elementlərin fərqli profillərin beton və armatur işlənməsinin real diaqrammasını nəzərə almaqla, statik və qısamüddətli dinamik yüklənmədə metodikası göstərilmişdir. Baxılan elementlərin armaturlanmasının hesabat üçün kompyuterlərdə EKB-N proqramı tərtib edilmişdir.

Dəmir-beton elementlərinin baza en kəsiyi kimi ikitavr en kəsiyi qəbul edilir (şəkil 4.2), ölçülərinin nisbətində görə bir neçə en kəsiyinə baxmaq lazımdır (düzbucaqlı, trapesiaya, üçbucaqlı, ikitavr, bir və ya iki oxa simmetrik olan, rəfi aşağıda və yuxarıda olan tavr, xaçvari və s.).

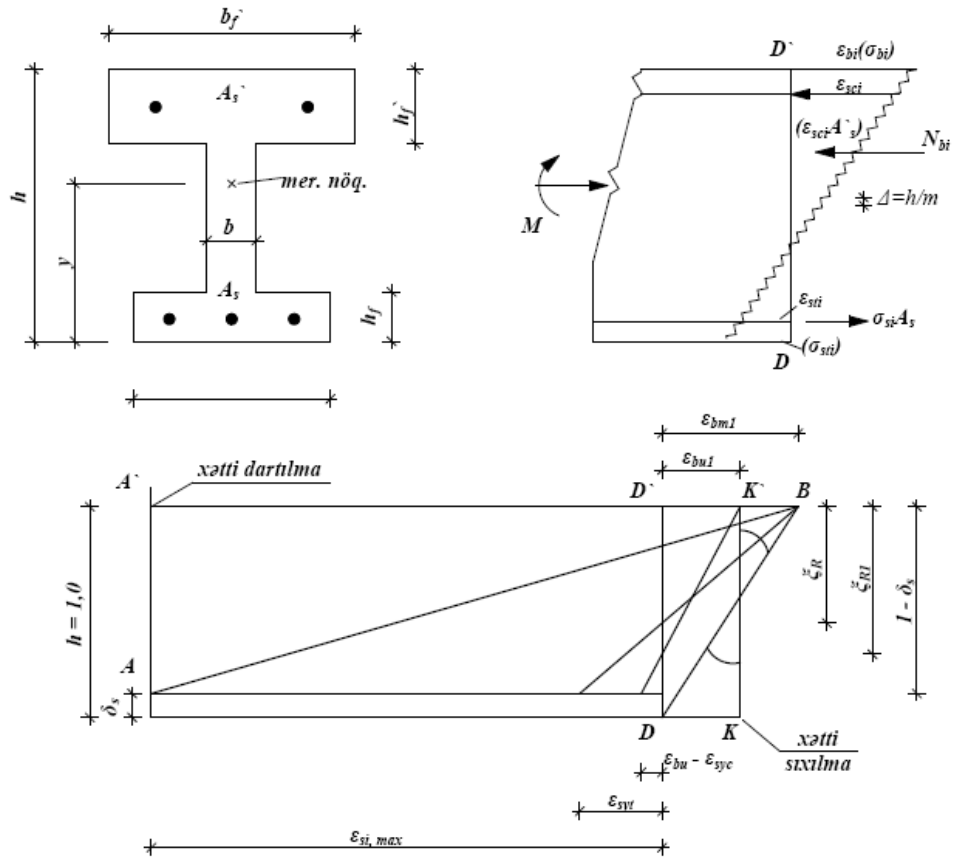
$\sigma - \varepsilon$ beton üçün diaqramı aşağıdakı kimi tapılır

$$\sigma_b = R_{bd} \frac{\psi_\sigma + (\alpha - 1)\psi_\varepsilon^2}{1 + \psi_\sigma - \psi_\varepsilon(2 - \alpha\psi_\varepsilon)}$$

Burada $\psi_\sigma = E_b \varepsilon_b / R_{bd}$ və $\psi_\varepsilon = \varepsilon_b / \varepsilon_{bul}$ - betonun deformasiyasına uyğun olan dinamik möhkəmliyinin betondakı yüklənmənin və deformasiyının nisbətidir; $\alpha - (\sigma_b - \varepsilon_b)$ diaqramı formasına təsir edən betonun armaturlanmasının əmsalıdır.

$$\alpha = \left[\psi_{\sigma m} + \psi_{\sigma m} (\bar{\psi}_{\sigma m} - 2\psi_{\varepsilon m}) - \bar{\psi}_{\sigma m} + \psi_{\varepsilon m}^2 \right] / \left[\psi_{\varepsilon m}^2 - (1 - \psi_{\varepsilon m}) \right]$$

Burada $\psi_{\sigma m} = \sigma_{m1} / R_{bd}$; $\bar{\psi}_{\sigma m} = E_b \varepsilon_{bml} / R_{bd}$; $\psi_{\varepsilon m} = \varepsilon_{bml} / \varepsilon_{bul}$; - faktiki və şərti nisbi yüklənmə, həmçinin $\sigma_b - \varepsilon_b$ diaqramının deformasiyasıdır.



Şək. 4.2. EKB-N proqramı üçün hesabat sxemi

Öz növbəsində, R_{bd} – betonun dinamik möhkəmliyidir; $\varepsilon_{bml}, \varepsilon_{bul}$ - aşağıdakı düsturla betonun armaturlanmasının deformasiyasıdır.

$$R_{bd} = \psi_{dbc} R_b;$$

$$\varepsilon_{bml} = \varepsilon_{bm} (1 + 1,3\partial); \quad \varepsilon_{bul} = \varepsilon_{bu} (1 + 0,4\partial),$$

Burada ψ_{dbc} - armaturlanmamış betonun dinamik bərkidilməsi əmsalı; $\varepsilon_{bm}, \varepsilon_{bu}$ - armaturlanmış betonun deformasiyasıdır, %.

$$\partial = \left(1,4 \frac{A_{b1}}{A_b} - 0,45 \right) \frac{(S_0 / S) - 1}{1 + 0,0028P};$$

Burada A_{bl} – armaturla sərhədlənmiş, sıxılmış betonun sahəsi; S_0 – elementin ikiqat qalınlığına bərabər əmsalı; S – eninə armaturun addımı; P – isə

$$P = A_{sü} / bS$$

düsturu ilə hesablanmış əmsaldır.

Həmçinin $\psi_{dbc}, \varepsilon_{bm}, \varepsilon_{bu}$ deformasiyanın sürətindən aslıdır.

$$\left. \begin{aligned} \psi_{dbc} &= 1,14 + 0,03 \lg \varepsilon; \\ \varepsilon_{bm} &= 0,7 - 37,2 / R_b^{0,7}; \\ \varepsilon_{bu} &= 0,5 - 0,23 \lg \varepsilon + 0,01 R_b, \end{aligned} \right\} \text{əgər } e < 1,6 \cdot 10^{-5},$$

$$\left. \begin{aligned} \psi_{dbc} &= 1,38 + 0,08 \lg \varepsilon; \\ \varepsilon_{bm} &= 0,7 - 37,2 / R_b^{0,7}; \\ \varepsilon_{bu} &= 1,3 - 0,6 \lg \varepsilon + 0,01 R_b, \end{aligned} \right\} \text{əgər } e > 1,6 \cdot 10^{-5}.$$

Deməli,

$$\sigma_{bml} = \sigma_{bm} (1 + 0,1\delta),$$

burada $\sigma_{bm} = 0,13 R_{bd} \sqrt{R_b}$.

Burada $\alpha = 0$ və $\psi_{dbc} = 1$ ЕКБ/ФНП normalarında armaturlanmamış betonun $\sigma_b - \varepsilon_b$ diaqrammasıdır.

$$\sigma_s = \sigma_{yd} \left[\frac{112(\varepsilon_s - \varepsilon_{sR}) + 2}{60(\varepsilon_s - \varepsilon_{sR} + 2)} + \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sR}}{\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{sR}} \left(\frac{\sigma_{sm}}{\sigma_{yd}} - 1 \right) \right],$$

$$\sigma_{yd} = 3,1 + 8,28 \sigma_y + (0,65 + 0,345 \sigma_y) \lg \varepsilon;$$

$$\sigma_{sm} = 17,25 \sigma_y - 20 + (0,828 \sigma_y - 2,4) \lg \varepsilon;$$

ε_{sR} və ε_{sn} – armaturun deformasiyası, σ_{yd} və σ_{sm} aşağıdakı düsturdan götürülür

$$\varepsilon_{sR} = 0,12 - 0,16 \sigma_y + (0,02 - 0,027 \sigma_y) \lg \varepsilon \geq \frac{\sigma_{yd}}{E_s};$$

$$\varepsilon_{sm} = 0,63 - 0,07\sigma_y + (0,033 - 0,005\sigma_y) \lg \varepsilon \geq \varepsilon_{sR}$$

Yükün vəziyyətindən asılı olaraq deformasiyaların inkişafının davamlılığı şəkil 4.2. göstərilmişdir. Baxılan en kəsiyində A – A` ox dartılmasına uyğun kəsikdir, bu zaman armatorda hesabat deformasiyası:

$$\varepsilon_{si} = 2R_{bm} / E_b + [a_{crc}] / \left[\delta \rho_1 \eta 20(3,5 - 100 \mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d} \right], \quad \varepsilon_{si} = 10\% \text{ çox olmamaq şərtilə.}$$

Normal en kəsiyinin mərkəzdən xaric dartılmanın A nöqtəsi əhatəsində A A` döngəsidir, bu döngə 5 hissəyə bölünür, ilk öncə AB yerinə kimi, hansı ki, əyilən elementlərin normal armaturlanmasının möhkəmliyini əks etdirir. Bu zaman $\delta_b - \varepsilon_b$ dioqramını qeyd etməklə betonun sıxılan hissəsinin maksimal deformasiyasını tapmış oluruq. Mərkəzdən xaric sıxılma B nöqtəsi ətrafında AB döngəsindən BD döngəsinə qədər məsafədir, sonra C nöqtəsi ətrafında BD döngəsi KK` döngəsinə qədər məsafədir, bu isə normal en kəsiyinə təsir edən ox sıxılmasını ifadə edir (şəkil 4.2.). Nisbəti uzununa yüklərin və əyici momentin normal en kəsiyi ilə qəbul edilməsi deformasiya qiymətlərinin orta qiymətinə yüklənmənin və yüklərin toplanması ilə tapılır. Bu zaman baxılan normal en kəsiyi **m** təbəqəsinə bölünmüşdür, hündürlüyü $\Delta = h/m$, hesabatda isə m aralığı $m=10^2$ –dan $m=10^3$ –a qədər qəbul edilir. Mərkəzdən xaric sıxılmış və təkrarən armaturlanmış əyilən en kəsiyinin BF (şək. 1.2.b) sıxılmış hissənin sərhəddinin hündürlüyü ξ_R olacaq, bu hündürlüyə görə dartılan armatorda yüklənmə R_s –in aşağı qiymətini almağına nail olunur. ξ_R –in qiyməti 4.2. şəklinə əsasən növbəti düstur ilə tapılır:

$$\xi_R = \frac{1 - \delta_s}{1 + \varepsilon_{syt} / \varepsilon_{bml}}$$

burada $\varepsilon_{syt} = R_s / E_s$

Gərginlik bu armatorda R_{sc} qiymətini alır, R_{sc} isə K`E nöqtəsinə uyğun olan nisbi en kəsiyinin sıxılan hissəsinin ξ_{R1} qiymətini alacaq və aşağıdakı kimi tapılır:

$$\xi_{R1} = \frac{1 - \delta_s}{1 + \varepsilon_{syc} / \varepsilon_{bul}}$$

burada $\delta_s = a/h$, $\varepsilon_{syc} = R_{sc} / E_s$

Şəkil 4.3-də düzbucaqlı en kəsikli elementlərin nisbi möhkəmliyi və çatadavamlılıığı əks olunur: beton üçün (a), ikitərəfli simmetrik dəmir-beton üçün (b) və qeyri-simmetrik armatur (c) üçün, deformasiya edilmiş modelin istifadəsi ilə tətbiq edilir.

Burada 1 – betonun sıxılan hissəsinin düzbucaqlı epyurunun hesabatından tapılan möhkəmlik həddi; 2 – zəifləməyən hissəsi olan betonun əyrixətli diaqramın möhkəmlik həddi (1.1) və mərhələli asılılıq olan armaturlar (1.2); 3 – parabolik-düzbucaqlı diaqramlı və Ptandtl diaqramlı armaturun möhkəmlik həddi; 4 və 5 – СНИП 2.03.01-84 normalarının əsasən deformasiya modeli ilə tapılan çatadavamlılığın sərhəddidir.

“А” hissəsinin möhkəmliyi α_n oxunun yanında yerləşir və dəmir-beton elementinin çatsız işləməsinə uyğundur, “В” isə çatla işləməsinə uyğundur. 4.3 şəkilində görsənir ki, teoretik yüklənmə qabiliyyəti hesabatda qəbul edilmiş metodikadan asılı deyil.

Onu da qeyd etməliyik ki, yuxarıda göstərilmiş asılılıq deformasiya modulu ilə hesabatdan fərqli olaraq əyici momentin 5% artığını göstərir (hesabatda $\alpha_n \geq 0,4$ götürülmüşdür). Lakin, $\alpha_n \geq 0,3$ götürüldükdə əyici momentdən aşağı qiymət alınır. Dəmir-beton düzbucaqlı, tavr və ikitavr en kəsikli elementlərin çoxsaylı hesabatı analogi nəticələr verir.

Dəmir-beton elementlərin möhkəmlik hesabatı zamanı xarici təsirlərdən əmələ gələn vektor nisbi yüklərdən görünür ki, hesabat çətinidir. Bu zaman hər bir təsir və ya ümumi təsirlər nisbi yüklərdən aslı olaraq vektor komponentləri seçilir:

$$\alpha_{ni} = N_i(t)/(R_{bd}A), \alpha_{ni} = M_i(t)/(R_{bd}S) \quad \vee \quad \alpha_{ni} = Q_i(t)/(R_{bshd}A)$$

$$\alpha_{ni} = Q_i(t)/(R_{bshd}A)$$

Bu vektorların sonu xaricdən təsir edən yüklərin əhatə dairəsini və ya üstünü göstərir. Eyni zamanda dəmir-beton elementlərin möhkəmlik hesabında fərqli nöqtələrə təsir edən müqavimət vektorunun komponenti uyğun gəlir:

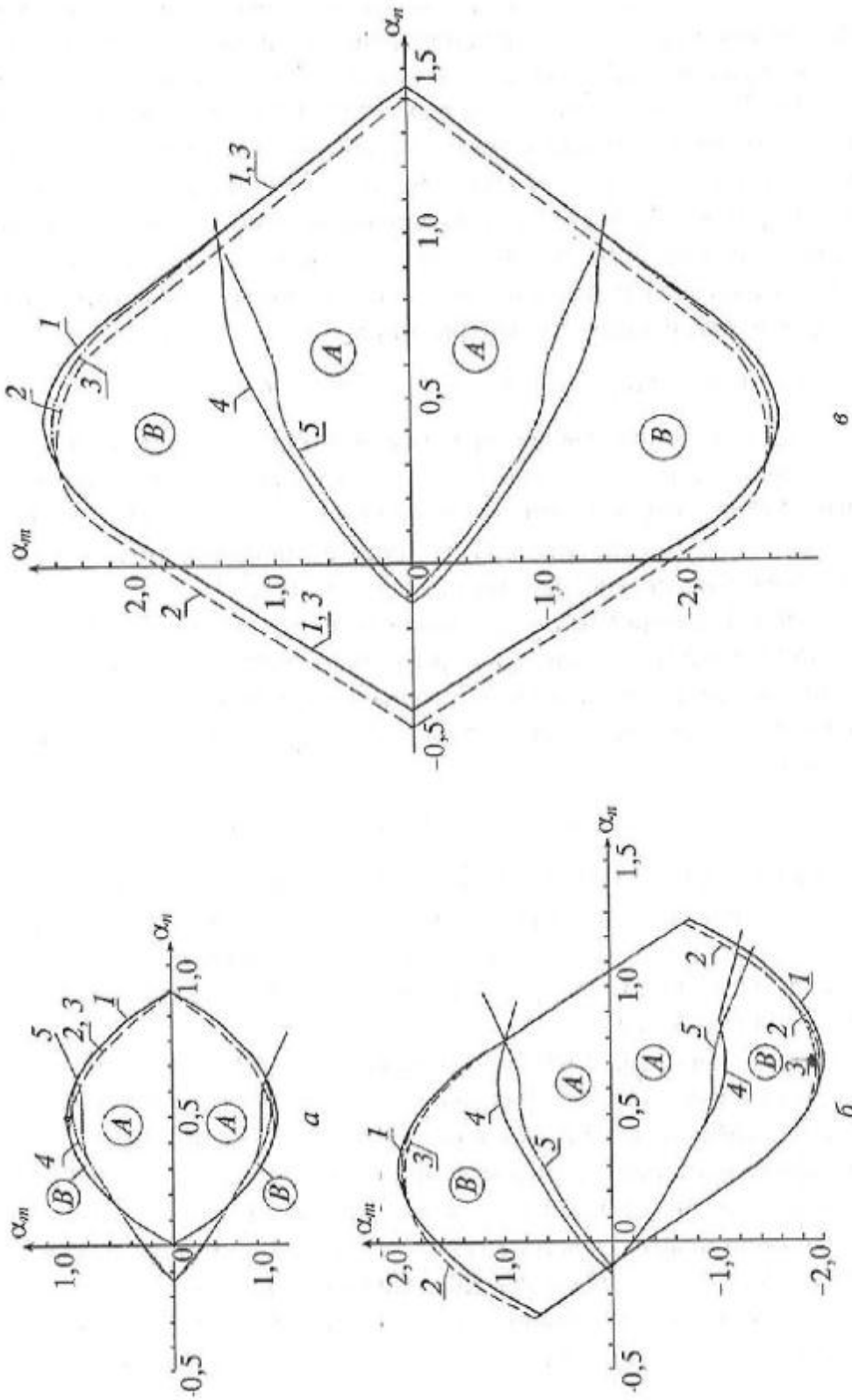
$$\alpha_{mui} = \alpha_{mbi} + \alpha_{msi}; \alpha_{nui} = \alpha_{nbi} + \alpha_{nsi}; \alpha_{qui} = \alpha_{qbi} + \alpha_{qsi},$$

burada α_{mui} , α_{nui} , α_{qui} , - dəmir-beton elementlərin en kəsiyinin müqavimət vektorunun komponenti; α_{mbi} və α_{msi} – ağırlıq mərkəzinə nisbətdə olan en kəsikli betonun və armaturun qəbul etdiyi nisbi əyici momentdir; α_{nbi} , α_{nsi} , α_{qbi} və α_{qsi} – nisbi yüklərdir, hansı ki beton və armatur en kəsiyi sıxılmada, dartılmada və kəsilmədə qəbul edir. Nisbi müqavimətin vektor komponentləri və təsir edən nisbi yüklər arasındakı fərq dəmir-beton elementlərin en kəsiyinin möhkəmliyi ehtiyat vektor komponenti adlanır. Onların qiyməti müsbət olduqda, baxılan elementin möhkəmlik şərti ödənilir, yəni

$$\alpha_{mui} - \alpha_{mi} \geq 0; \alpha_{nui} - \alpha_{nu} \geq 0; \alpha_{qui} - \alpha_{qi} \geq 0.$$

Əksi olduqda isə şərt ödənilmir. Qrafiki olaraq bu o deməkdir ki, xarici təsirlərdən əmələ gələn nisbi vektor yükləri müqavimətin üstündə olur və bu isə en kəsiklərin möhkəmlik şərtinin ödənilməsi deməkdir. Ancaq, müqavimətin üstündən kənara çıxarsa, bu zaman möhkəmlik ödənilmir.

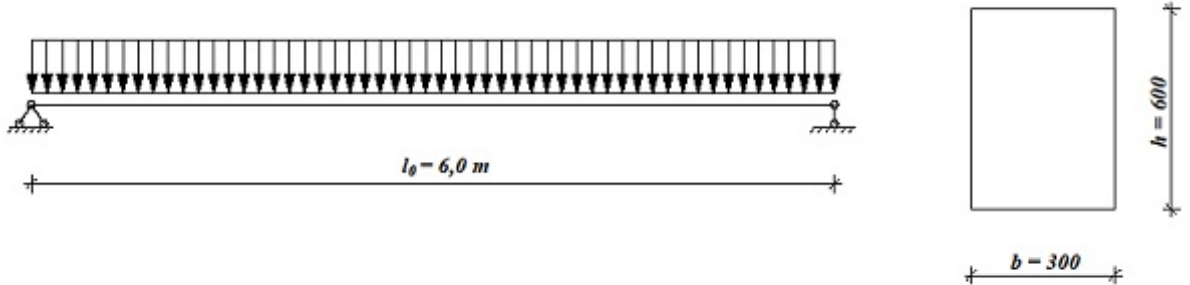
Bir qədər əvvəl qeyd etdiyimiz dəmir-beton elementlərinin modelinin deformasiya hesabı əsasında tərtib edilmiş EKB-N proqramı, gərginlik-deformasiya vəziyyətinə əsaslanmış bütün həddi hal qruplarının ümumi dinamik elementlərinin hesab üsulu hesablanır. Normal en kəsiyinin dinamik möhkəmliyinin aşınması kriteriyası (1.2) və (1.1) düsturlarından tapılan dartılan armaturun və sıxılmış betonun baxılan elementin en kəsiyində onların həddi qiymətlərinin hesabı adlanır. Sıxılan, dartılan və əyilən elementlərin en kəsiyində sıxılmış betonun həddi deformasiyası $\epsilon_{bm}(t)$ –yə bərabər götürülür, bütöv və bərabər sıxılmış en kəsikləri üçün - $\epsilon_{bm}(t)$, başqa vəziyyətlərdə sıxılmış betonun həddi deformasiyası xətti interpolyasiya ilə tapılır.



Şəkil 4.3. Normal en kəsikli beton (a) və dəmir-beton elementlərin qeyrisimmetrik (b) və simmetrik (v) armaturların iş nisbi məbləği və çata davamlılığının həddləri

4.5 Əyilən elementlərin hesabı

Daimi və müvəqqəti yüklərlə yüklənmiş iki oynaqla bərkidilmiş tirin əyilməsi hesabına nəzər salaq. Tirin düzbucaqlı en kəsiyinin ölçüləri $b \times h = 300 \times 600$ mm, hesabi aşırımı $l_0 = 6,0$ m.



Şək. 4.4. Dəmir-beton tirin hesabat sxemi

Daimi yükün normativ qiyməti $g_n = 25,5$ kN/m, müvəqqəti yükün qiyməti isə $v_n = 25,0$ kN/m götürülür.

Tir B20 sinifli betondan hazırlanıb, normativ prizmatik möhkəmliyi $R_{bn} = 15,0$ Mpa Rusiya normalarına görə götürülür. İşçi armatur A-III sinifli poladdan hazırlanıb, dartılmada isə normativ müqavimət $R_{sn} = 400$ Mpa –dır.

4.5.1 Rusiya (CHuII-84) normalarına əsasən tirin normal en kəsiyinin möhkəmlik hesabı.

Daimi yüklər üçün hesabatda etibarlıq əmsalları $\gamma_f = 1,15$ götürülür (örtük elementinin öz ağırlığı, izolasiya və digər qatlar, döşəmə konstruksiyaları) və müvəqqəti yüklər üçün $\gamma_f = 1,20$ götürülür. Bütöv yüklərin hesabi qiyməti aşağıdakı kimidir:

$$q = 25,5 \cdot 1,15 + 25,0 \cdot 1,2 = 59,34 \text{ kN/m.}$$

Hesabi yüklərdən əmələ gələn əyici moment

$$M = ql_0^2 / 8 = \frac{59,34 \cdot 6^2}{8} = 267,03 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Betonun hesabi müqaviməti (əmsal $\gamma_{b2} = 0,9$ olduqda) və armaturun hesabi müqaviməti: $R_b = 10,3$ Mpa; $R_s = 365$ Mpa (şək. 1.5) götürülür.

α_m əmsalını tapaq:

(burada $f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ –dır, bu isə СНиП-ə əsasən В20 betonun normativ prizmatik möhkəmliyinə bərabərdir)

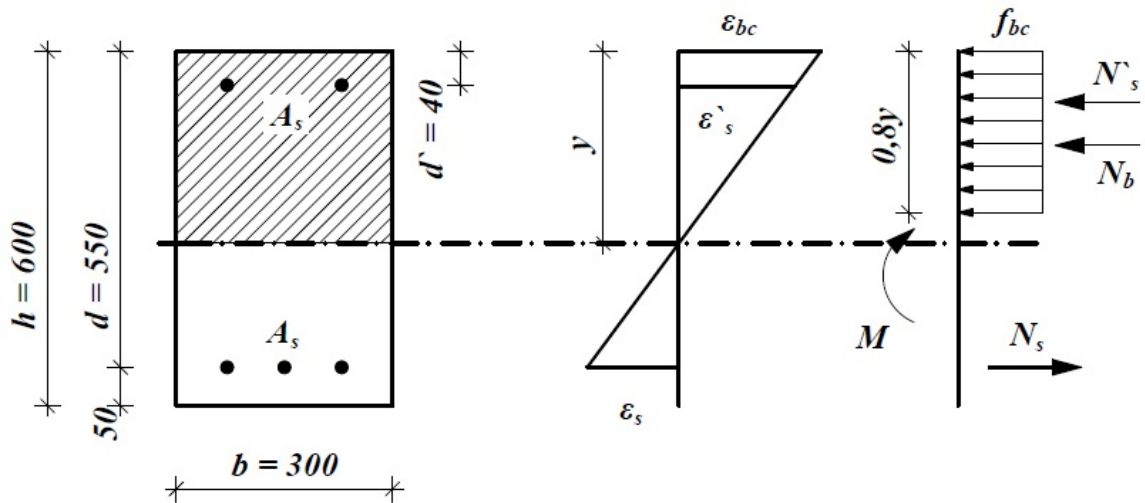
$$f_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 0,85 \frac{15}{1,5} = 8,5 \text{ MPa}$$

Qeyd etsək ki, en kəsiyi ancaq dartılan armaturla armaturlanıbsa, onda cədvəl əmsalı μ (3.36) aşağıdakı kimi hesablanır:

$$\mu = \frac{M}{f_{bc} b d^2} = \frac{323,69 \cdot 10^6}{8,5 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,419$$

Cədvəl 3.2 –dən FeE400 armaturu üçün 1-ci tip (A-III sinifli) armatur, həddi əmsalların qiymətləri tapılır; $\mu_1 = 0,392$; $\alpha_1 = 0,668$; $\beta_1 = 0,733$.

Baxılan halda $\mu = 0,419 > \mu_1$ olduğu üçün, en kəsiyi həm sıxılan, həm də dartılan zənada hesabi armaturla armaturlanmalıdır (şək. 4.6)



Şək. 4.6. ВАЕЛ-91 və ЕКБ/ФИП normalarına əsasən normal en kəsiyində möhkəmliyinin hesabi xüsusiyyətləri

FeE400 armaturu üçün normativ (proporsiya həddi) $f_e = 400 \text{ MPa}$ götürülür. Nəzər alsaq ki, ikili armaturlanmış en kəsiyinin μ əmsalı μ_1 –dən götürülür, onda cədvəl 3.2 –yə əsasən ($\mu \leq \mu_1$ üçün) armaturun hesabat müqaviməti aşağıdakı kimidir

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{ MPa}$$

Sıxılan zonanın armaturu üçün məsafə $d = 40 \text{ mm}$ götürülür, buna görə $\delta' = d'/d = 40/550 = 0,07 < 0,33$ cədvələ uyğun olaraq nisbəti bu armaturda gərginlik aşağıdakı kimi götürülür.

$$\sigma'_s = f_e / \gamma_s = 348 \text{MPa}$$

Lazım olan armaturun miqdarının hesabı (3.43) və (3.44) istifadə olunur, hansı ki, betonun sıxılan zonasındaki hündürlüyü həddi qiymətlərinə μ_1 və α_1 uyğun gəlir,

$$y = 0,668 \cdot 550 = 367,4 \text{ mm.}$$

Dartılan zonada tələb olunan armaturun sayı

$$A_s = \frac{M + 0,8 f_{bc} b y (0,4 y - d)}{(d - d') \sigma'_s} = \frac{323,69 \cdot 10^6 + 0,8 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 367,4 \cdot (0,4 \cdot 367,4 - 40)}{(550 - 40) \cdot 348} = 2275 \text{mm}^2$$

Sıxılan zonada tələb olunan armaturun miqdarı

$$A'_s = \frac{A_s \sigma'_s - 0,8 f_{bc} b y}{\sigma'_s} = \frac{32275 \cdot 348 - 0,8 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 367,4 \cdot (0,4 \cdot 367,4 - 40)}{348} = 121 \text{mm}^2$$

4.5.3. CP 110 normalarına əsasən normal en kəsikli tirin möhkəmlik hesabı

CP 110 normasına əsasən tirə təsir edən hesabi yüklər

$$1,4 g_n + 1,6 v_n = 1,4 \cdot 25,5 + 1,6 \cdot 25,0 = 75,70 \text{ kN/m}$$

Bu yükədən tirdə əmələ gələn əyici moment

$$M = \frac{75,70 \cdot 6^2}{8} = 340,65 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Sıxılan betonun hesabi müqavimətini tapmaq üçün xarakterik kub möhkəmliyini tapırıq f_{cm} və 0,8 keçid əmsalına uyğun olan normativ prizmatik möhkəmliyi ilə hesablanır:

$$f_{cm} = R_{bn} / 0,8 = 15 / 0,8 = 18,7 \text{MPa}$$

1.2 cədvəlinə əsasən hesabatla əlavə edilən betonun müqaviməti aşağıdakı kimidir:

$$0,4 f_{cm} = 7,5 \text{MPa}$$

Sıxılmada armaturun hesabat müqaviməti $0,72 f_y$ olur, dartılmada isə $f_y / 1,15 = 0,87 f_y$ qiyməti alır – (axma həddi) armaturun xarakterik möhkəmliyi (bu halda СНИП-ə əsasən normativ müqavimətə R_{sn} -ə bərabər götürülür).

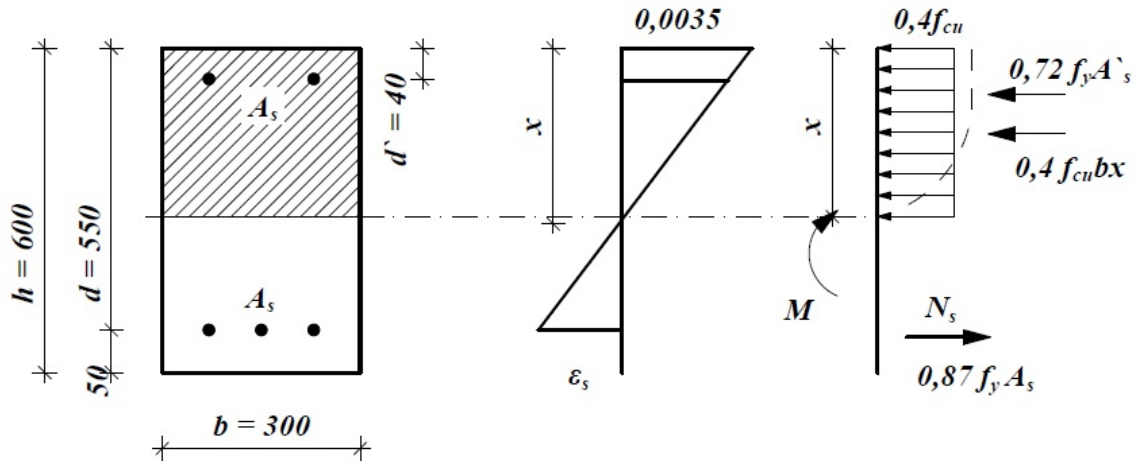
Armaturun hesabı zamanı (4.8) - (4.11) hesablamalardan istifadə etmək olar, əsasən betonun sıxılan zonasının hündürlüyü $x = 0,5$ olduqda onlardan istifadə

olunur. Bu isə o deməkdir ki, konstruksiyaların statik hesabında qüvvələr sıfır və ya daha aşağı paylanmasına uyğun gəlir (10% -dən az). (şək. 1.7)

Nəzərə alsaq ki,

$$M / bd^2 = \frac{340,65 \cdot 10^6}{300 \cdot 550^2} = 3,75 > 0,15 f_{cu} = 0,15 \cdot 18,7 = 2,80$$

en kəsiyi ikiarmaturla armaturlanmalıdır.



Şəkil 4.7. CP 110 normalarına əsasən dəmir-beton tirlərin normal en kəsiyinin möhkəmliyə hesabı

(4.14) və (4.15) düsturları ilə armaturu hesablayaq.

Sıxılan armatunun tələb olunan miqdarı

$$A_s' = \frac{M - 0,15 f_{cu} b d^2}{0,72 f_y (d - d')} = \frac{340,65 \cdot 10^6 - 0,15 \cdot 18,7 \cdot 300 \cdot 550^2}{0,72 \cdot 400 \cdot (550 - 40)} = 584,3 \text{ mm}^2$$

Dartılan armatunun tələb olunan miqdarı

$$A_s = \frac{0,2 f_{cu} b d + 0,72 f_y A_s'}{0,87 f_y} = \frac{0,2 \cdot 18,7 \cdot 300 \cdot 550 + 0,72 \cdot 400 \cdot 584,3}{0,87 \cdot 400} = 2256,8 \text{ mm}^2$$

4.5.4 ДИИ 1045 normalarına əsasən tirlərin normal en kəsiyinin möhkəmliyə hesabı

Yüklərin normativ qiymətləri hesabatə əlavə olunur

$$g_n + v_n = 25,5 + 25,0 = 50,5 \text{ kN/m}$$

Xarici yüklərdən əmələ gələn əyici moment

$$M = \frac{50,5 \cdot 6^2}{8} = 227,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Betonun normativ kubik müqaviməti, normativ prizmatik möhkəmliyə uyğun olan $R_{bn} = 15 \text{ MPa}$ aşağıdakı şəkildə olacaq

$$\beta_{wN} = 1,18 \cdot 15,0 = 17,7 \text{ MPa}$$

Bu zaman betonun silindrik normativ müqaviməti (yüklərin təsir etmə davamlığı əmsalını nəzərə almaqla tapılması), hesabatə əlavə olunur və 1.2 cədvəl və 1.5.1 bölməsinə əsasən aşağıdakı şəkildə xarakterizə olunur

$$\beta_R = 0,7 \beta_{wN} = 0,7 \cdot 17,7 = 12,4 \text{ MPa}$$

Xarici əyici momenti tapdıqdan sonra (xarici normativ qüvvələrin momenti dartılan armaturun mərkəzindən nisbətə götürülür və M_{s2} ilə işarə edilir) və betonun müqavimətinə əsasən verilmiş en kəsiyinin normativ momenti aşağıdakı kimi tapılır:

$$m_{s2} = M_{s2} / bh^2 \beta_R = \frac{227,3 \cdot 10^6}{300 \cdot 550^2 \cdot 12,4} = 0,202$$

Nəzərə alsaq ki, $m_{s2} = 0,202 > m_{sb} = 0,193$ dartılan armaturun deformasiyası $\epsilon_{s2} < 3\%$ və təhlükəsizlik əmsalı $1,75 < \gamma < 2,10$ intervalında yerləşir (şək. 1.3).

Dartılan armaturun yükötürmə qabiliyyətini daha da yaxşılaşdırmaq üçün (əgər $m_{s2} > m_{sb}$) sıxılma zamanı armaturla möhkəmləndirilir, sayını isə $m_{s2} - 0,193$ fərqi üçün lazımı qədər seçilir, bu isə əlavə momentin qəbul edilməsinə uyğundur.

$$\Delta M_s = M_{s2} - M_{sb} = 227,3 - 217,18 = 10,12 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

burada M_{sb} – dartılan armatura nisbətən sıxılan betonun qəbul etdiyi həddi moment ($m_{s2}=0,193$ olduqda, yəni armaturun deformasiyası $\epsilon_s = 3\%$):

$$M_{sb} = 0,193 bh^2 \beta_R = 0,193 \cdot 300 \cdot 550^2 \cdot 12,4 = 217,18 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

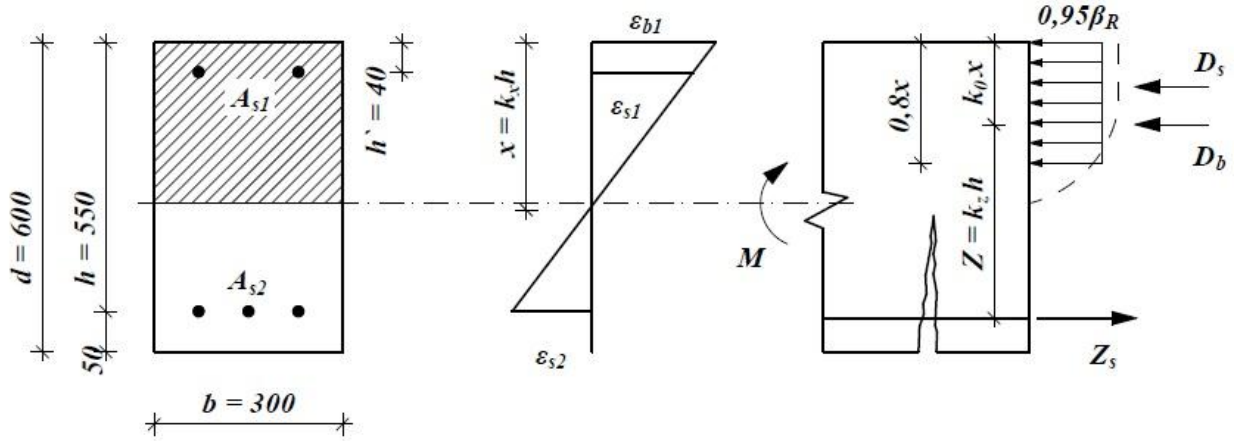
Beləliklə hesabatın davamı üçün en kəsiyinin normativ momenti $m_{s2}=0,193$ götürülür, yəni $\sigma_{s2,u} = \beta_s = 400 \text{ MPa}$, $\gamma = 1,75$ və $k_x = 0,538$ (yəni $\epsilon_s = 3\%$) əmsalı qəbul edilir.

Hesabat üçün daxili cüt qüvvələrin aşağıdakı düsturla tapılan qolunun qiymətini bilməliyik :

$$Z = k_x h = h(1 - 0,416k_x)$$

Onda $k_x = 0,538$ -ə bərabər olduqda, $Z = 550(1 - 0,416 \cdot 0,538) = 427$ mm.

Sıxılan zonanın armaturundakı gərginlik σ_{s1} qiyməti deformasiyalar ε_{s1} qiymətinə nisbəti götürülür və üçbucağın oxşarlığı prinsipindən tapılır (şək. 1.8).



Şəkil 4.8. ДИИ 1045 normalarına əsasən normal en kəsiyinin möhkəmlik xassələrinin hesabı

$$\varepsilon_{s1} = \frac{\varepsilon_{b1}}{1000} \frac{k_x - h'/h}{k_x} = \frac{3,5}{1000} \frac{0,538 - 40/550}{0,538} = 3,02\%$$

Onda $\sigma_{s1,u} = \varepsilon_{s1} E_s = 3,02 \cdot 10^{-3} \cdot 2,1 \cdot 10^3 > \beta_s = 400$ MPa.

Hesablama üçün $\sigma_{s1,u} = \beta_s = 400$ MPa götürülür.

Dartılan armaturun tələb olunan miqdarı

$$A_s = \frac{\chi}{\sigma_{s2,u}} \left(\frac{M_{sb}}{Z} + \frac{\Delta M_s}{h - h'} \right) = \frac{1,75}{400} \left(\frac{217,18 \cdot 10^6}{427} + \frac{10,52 \cdot 10^6}{550 - 40} \right) = 2315,4 \text{ mm}^2$$

Dartılan armaturun tələb olunan miqdarı

$$A_s = \frac{\gamma}{\sigma_{s1,u}} \frac{\Delta M_s}{h - h'} = \frac{1,75}{400} * \frac{10,12 \cdot 10^6}{550 - 40} = 90 \text{ mm}^2$$

4.5.5 ASI 318–83 normalarına əsasən tirlərin normal en kəsiyinin möhkəmliyə hesabı

Yüklərin normativ qiymətləri hesabata əlavə olunur

$$1,4g_n + 1,7v_n = 1,4 \cdot 25,5 + 1,7 \cdot 25,0 = 78,20 \text{ kN/m}$$

Xarici yüklərdən əmələ gələn əyici moment

$$M = \frac{78,20 \cdot 6^2}{8} = 351,90 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Yükgötürmə qabiliyyətinin hesabında betonun və armaturun normativ müqaviməti istifadə olunur $f_c' = 15 \text{ MPa}$; $f_y = 400 \text{ MPa}$.

Göründüyü kimi dartılan zonada en kəsiyi hesabi armatur ilə armaturlanarsa, onda cədvəl əmsalını k_u aşağıdakı düstur ilə hesablaya bilərik.

$$k_u = \frac{M}{bd^2} = \frac{351,90 \cdot 10^6}{300 \cdot 550^2} = 3,877$$

Tapılmış k_u əmsalı üçün əsas cədvəldən ρ armaturlanma əmsalı tapılır. Əgər əsas cədvəl yoxdursa, ρ armaturlanma əmsalını aşağıdakı düsturdan tapmaq olar:

$$k_u = \gamma_i \rho f_y (1 - \rho f_y / 1,7 f_c').$$

Tapılmış qiymətləri əlavə etdikdə

$$3,87 = 0,9 \rho \cdot 400 (1 - 400 \rho / 1,7 \cdot 15)$$

Bu kvadratik bərabərliyin həlli əmsalının qiyməti verir $\rho = 0,0137$.

ASI 318-83 normalarına əsasən hesabata əlavə edilmiş armaturlanma əmsalı $0,75 \rho_b$ artıq olmalı deyil, burada

$$\rho_b = 0,85 \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \frac{f_c'}{f_y} = 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{15}{400} \cdot \frac{600}{600 + 400} = 0,016$$

Əgər $\rho = 0,0137 > 0,75 \rho_b = 0,012$ olarsa, hesabata $\rho = 0,012$ əmsalı əlavə olunur. Burdan görünür ki, en kəsiyi iki armaturla armaturlanmalıdır.

Tələb olunan armaturun sayı (1.9,b şəklinə əsasən fiktiv hesabatdan alınan en kəsiyi)

$$A_{s1} = \rho b d = 0,012 \cdot 300 \cdot 550 = 1980 \text{ mm}^2$$

Baxılan fiktiv en kəsiyinin qəbul etdiyi əyici momentini tapmaq üçün a hündürlüyü hesablanır:

$$a = \frac{f_y A_{s1}}{0,85 f_c' b} = \frac{400 \cdot 1980}{0,85 \cdot 15 \cdot 300} = 207 \text{ mm}$$

En kəsiyinin qəbul etdiyi normativ əyici moment

$$M_n = A_{s1} f_y (d - a/2) = 1980 \cdot 400 \cdot (550 - 207/2) = 353,63 \cdot 10^6 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

üstünlük verilə bilər (başqalarından fərqli olaraq), ancaq kiçik əmsalları olduğu üçün istifadə olunan materialların keyfiyyətinə və tikinti işlərinin görülməsinin yüksək dərəcədə riayət edilməlidir.

4.6. Əyilən elementlərin maili kəsiklər üzrə hesablanması

Tirin yüklənmə qabiliyyətini əyri en kəsiyinə hesabatının qiymətləri əvvəlki əmisaldan götürülür (4.5 bölməsi). Qəbul edilir ki, tir A-I ($R_{sn} = 235 \text{ MPa}$) ilə eninə xamutlarla bərkidilmiş, tuxunmuş karkasla armaturlanıb və xamutların diametri 8 mm götürülür (karkasda eninə və uzununa armaturla qoyulan tələblər nəzərə alınmalıdır).

4.6.1. Rusiya normalarına əsasən hesabat

Tirdə maksimal eninə qüvvə

$$Q_{\max} = \frac{ql_0}{2} = \frac{59,34 \cdot 6}{2} = 178,02 \text{ KN}$$

burada $q = 59,34 \text{ kN/m}$ – xarici yüklərin hesabat qiymətləri.

Məsələn, 4.10 şəkilindəki kimi tir armaturlanıb, bu zaman eninə en kəsiyinin ikitərəfli xamutun ($d = 8 \text{ mm}$) sahəsi $A_{sw} = 101 \text{ mm}^2$ -ə bərabər olur. Əyrixətli sıxılma üzrə betonun möhkəmliyini yoxlamaq üçün eninə xamutların addımlarını СНИП tələblərinə uyğun həllini qəbul edirik

$$S \leq h/3 = 600/3 = 200 \text{ mm}$$

Cədvəl 4.7

Normal en kəsikli tirin hesabatından alınan qiymətlərin müqayisəsi

Normalar üzrə qiymətlər					
Xüsusiyyətlər	СНП-84	BAEL-91	CP 110	ДИН 1045	ASİ 318-83
Normativ yüklər $g_n + v_n$, kN/m	50,50	50,50	50,50	50,50	50,50
Hesabi yüklər $\gamma g_n + \gamma v_n$ kN/m	59,34	71,93	75,70	50,50	78,20
Hesabi yüklərdən əmələ gələn əyici moment, kN/m	267,03	323,69	340,65	227,3	351,9
Sıxılan armaturun tələb olunan					

sahəsi A_s^{\wedge} , mm ²					
Dartılan armaturun tələb olunan sahəsi A_s , mm ²	0	121	584,3	90	179,2
Tələb olunan armaturun cəminin sahəsi $A_s + A_s^{\wedge}$, mm ²	1610	2275	2256,8	2315,5	2159,2
Tələb olunan armaturun % ilə nisbəti	1610	2396	2841,1	2405,4	2338,4
	100	148,8	176,5	149,4	145,2

CP 110 normalarına armatur cəminin çox istifadəsi sıxılan zonada əlavə edilən betonun müqavimətinin az olmağı ilə işlənir (xarakterik möhkəmliyi 50% -dən, başqa normalarda isə 57-67%). Bu isə sıxılan armaturun sahəsinin armaturlanmasına gətirib çıxarır.

Sıxılan əyri xəttin qəbul etdiyi yüklər aşağıdakı düsturla hesablanır

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

burada φ_{w1} - xamutların təsirini nəzərə alan əmsaldır.

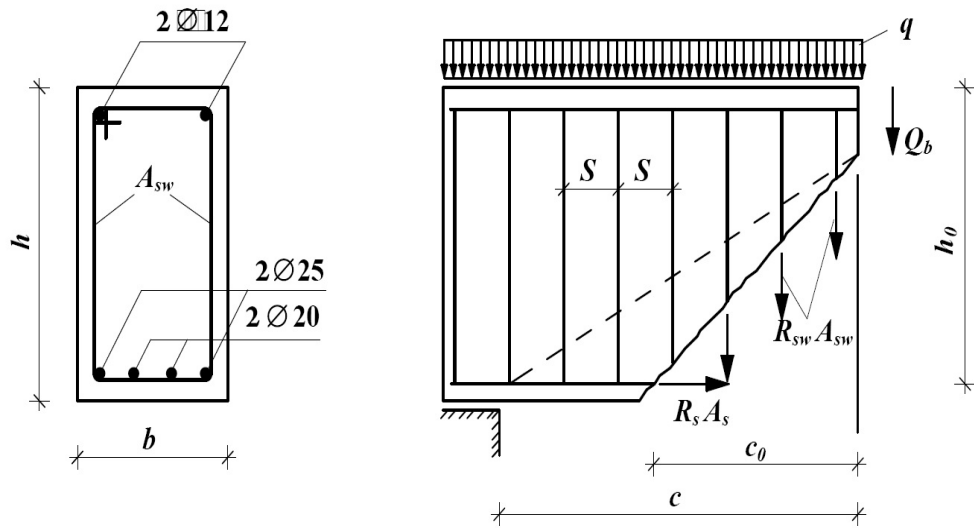
Öz növbəsində,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3$$

burada

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,8$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS} = \frac{101}{300 \cdot 200} = 0,00168$$



Şək. 4.10. СНиП-84 -ə əsasən əyri en kəsiyin möhkəmlik hesabı

burada

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,8$$

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS} = \frac{101}{300 \cdot 200} = 0,00168$$

Onda

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,8 \cdot 0,00168 = 1,065;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 10,3 = 0,897;$$

$$0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} \gamma_{b2} R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,065 \cdot 0,897 \cdot 10,3 \cdot 300 \cdot 550 = 487062 N.$$

Beləliklə,

$$Q = Q_{max} = 178,02 \text{ kN} < 487 \text{ kN},$$

Deməli, tirin eninə en kəsiyinin ölçüləri yetərincədir.

Əyri çatda əmələ gələn yükötürmə qabiliyyətinin en kəsiyi aşağıdakı düsturla tapılır

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b$$

Sıxılan betonun qəbul etdiyi yükləri aşağıdakı düsturla hesablanır

$$Q_b = M_b / c$$

Burada

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0^2.$$

Ağır betonun hazırlanması və gərginləşməmiş armaturla tirin düzbucaqlı en kəsiyi üçün əmsallar aşağıdakı kimi götürülür

$$\varphi_f = \varphi_n = 0; \varphi_{b2} = 2,0.$$

Darılmaya işləyən betonun hesabat müqavimətinə $\gamma_{b2} = 0,9$ əmsalı əlavə edilir.

$$\gamma_{b2}R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81MPa$$

Tapılmış qiymətləri nəzərə alsaq

$$M_b = 2 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 550^2 = 147 \cdot 10^6 N \cdot mm = 147kN \cdot m$$

Elementin uzununa oxuna düşən əyri en kəsiyinin proyeksiyası “C” (milin kənarından əyri çatın yuxarisına kimi olan məsafə) onun qiyməti fiktiv paqon q_1 yükünün və eninə armaturun q_{sw} qəbul etdiyi paqon yükün nisbətindən tapılır:

$$q_1 = g + 0,5v = 25,5 \cdot 1,15 + 0,5 \cdot 1,2 \cdot 25 = 44,33kN / m;$$

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{S} = \frac{175 \cdot 101}{200} = 88,4N / m = 88,4kN / m.$$

q_{sw} paqon yükü elə olmalıdır ki, aşağıdakı şərt ödəsin

$$q_{sw} \geq Q_{bmin} / 2h_0.$$

Burada

$$Q_{bmin} = 0,6\gamma_{b2}R_{bt}bh_0 = 0,6 \cdot 0,81 \cdot 300 \cdot 550 = 80190N.$$

Tələb olunan şərt ödənilir, yəni

$$q_{sw} = 88,4kN/m) \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{80190}{2 \cdot 550} = 72,9kN/m$$

Şərt ödəndikdə

$$q_1 = 44,33kN/m < 0,5q_{sw} = 0,56 \cdot 72,9 = 46,8kN/m$$

“C” məsafəsi aşağıdakı düsturla tapılır

$$c = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{147}{44,33}} = 1,8m$$

Sıxılan zonada betonun qəbul etdiyi yüklər

$$Q_b = \frac{M_b}{c} = \frac{147}{1,8} = 81,7kN.$$

Elementin düz oxuna düşən əyri çatın proyeksiyasının uzunluğu aşağıdakı düsturla tapılır

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}} = \sqrt{\frac{147}{88,4}} = 1,29m$$

Tapılan qiymət aşağıdakı şərti ödəməlidir

$$0,55m = h_0 \leq c_0 \leq 2h_0 = 1,1m$$

Sonrakı hesabat üçün $c_0 = 1,1$ m götürülür

Eninə xamutların qəbul etdiyi yük aşağıdakı kimi tapılır

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 88,4 \cdot 1,1 = 97,24kN.$$

Əyri en kəsiyinin hesabı ilə xaricdən hesabi yüklərdən əmələ gələn eninə qüvvə (mildən c məsafəsi qədər aralı)

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 178,2 - 44,33 \cdot 1,8 = 98,41kN.$$

Beləliklə, konstruktiv tələblərdən qəbul edilmiş tirin eninə armaturlanması nəyinki yetərincədir, hətta artıqdır

$$Q = 97,2 \text{ kN} (Q_b + Q_{sv} = 81,7 + 98,41 = 180,11 \text{ kN}).$$

Belə eninə en kəsiyinin armaturlanmasının əmsalı:

$$\mu = \frac{A_{sv}}{bS} = \frac{101}{300 \cdot 200} = 0,00168.$$

4.6.2. *ЕКБ/ФИП normalarına əsasən hesabat*

Paqonlu bərabər paylanmış xarici yüklər

$$q = 1,35g_n + 1,5v_n = 71,93 \text{ kN/m}.$$

Yükdən yaranan maksimal eninə qüvvə

$$Q_{\max} = ql_0 / 2 = \frac{71,93 \cdot 6}{2} = 215,7 \text{ kN}.$$

Dayaqdan d məsafədə yerləşən hesabi əyri en kəsiyində eninə qüvvəsi (burada d = 0,55 m en kəsiyinin təmiz hündürlüyü),

$$V_{sd} = Q_{\max} - qd = 215,7 - 71,9 \cdot 0,55 = 176,1 \text{ kN}.$$

V_{Rd2} yükü sıxılan əyri xətlə qəbul edilərkən (2.7) və (2.8) düsturu ilə hesablanır. Sıxılan xəttin əyrilik bucağı $\theta = 45^\circ$ olduqda, eninə armaturun üfiqi yerləşməsində ($\alpha = 90^\circ$) aşağıdakı kimi tapılır

$$V_{Rd2} = 0,3f_{cd}b_w d$$

burada $f_{cd} = 8,5 \text{ MPa}$ – betonun sıxılmaya işləyən hesabi müqaviməti.

Burdan

$$V_{Rd2} = 0,3 \cdot 8,5 \cdot 300 \cdot 550 = 420,7 \cdot 10^3 \text{ N} = 420,7 \text{ kN}.$$

Deməli, əyri en kəsiyinin möhkəmliyi ödənilir, yəni

$$V_{Rd2} = 420,7 \text{ kN} > V_{sd} = 176,1 \text{ kN}$$

Əyri çat en kəsiyinin qəbul etdiyi yük (2.9) düsturu ilə hesablanır

$$V_{Rd3} = V_{wd} + V_{cd}$$

Sıxılmış betonla qəbul edilən V_{cd} yükü aşağıdakı kimi tapılır (sıxılan uzununa qüvvələr olmadıqda)

$$V_{cd} = 2,5\tau_{Rd}b_w d,$$

burada $\tau_{Rd} = 0,21 \text{ MPa}$ – cədvəl 2.5 –dən alınan betonun müqavimətidir (betonun xarakterik möhkəmliyinə uyğun olan $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$).

Burada

$$V_{cd} = 2,5 \cdot 0,21 \cdot 300 \cdot 550 = 86625 \text{ N} = 86,625 \text{ kN}$$

Hesabatın standart üsulunda eninə armaturu qəbul edən V_{wd} yükü (sıxılan xəttin əyilmə bucağı $\theta = 45^\circ$ olduqda) aşağıdakı kimi tapılır

$$V_{wd} = (A_{sw} 0,9df_{ywd}) / S,$$

burada $A_{sw} = 151 \text{ mm}^2$ – qəbul edilmiş armaturlanmada eninə armaturun sahəsidir ($3\text{Ø}8\text{mm}$, şəkil 1.11); f_{ywd} - eninə armaturun hesabi müqaviməti (yuxarıda qeyd etdiyimiz kimi armaturlanma üçün A-I sinifli armatur qəbul edilir və $f_{ywk} = R_{sn} = 235 \text{ MPa}$).

Tapılmış qiymətləri əlavə etdikdən sonra alırıq:

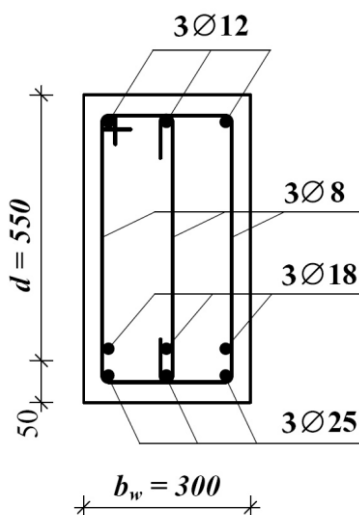
$$f_{ywd} = \frac{f_{ywk}}{\gamma_s} = \frac{235}{1,15} = 204 \text{ MPa}$$

Xamutların tələb olunan addımını eninə armatura düşən eninə qüvvələrdən tapmaq olar.

$$V_{wd} = V_{sd} - V_{cd} = 176,1 - 86,6 = 89,5 \text{ kN}.$$

Tapılan nəticədən V_{wd} xamutların addımlarını aşağıdakı kimi tapırıq:

$$S = \frac{A_{sw} 0,9df_{ywd}}{V_{wd}} = \frac{151}{89500} \cdot 0,9 \cdot 550 \cdot 204 = 170 \text{ mm}$$



Eninə armaturun əyri en kəsiyinin armaturlanma əmsalının qiyməti aşağıdakı kimi tapılır

$$\rho = \frac{A_{sw}}{Sb_w} = \frac{151}{170 \cdot 300} = 0,003.$$

Şək. 4.11 Dəmir-beton tirin
armaturlanması.

4.6.3. BAEJ-91 normalarına əsasən hesabat

Hesabi paqonlu xarici yük və tirin dayaq en kəsiyindəki maksimal eninə qüvvə ЕКБ/ФИП normalarındakı kimi eyni götürülür (təxminən eyni qiymətlər aldıqlarına görə), yəni $q = 71,93 \text{ kN/m}$, $V = 215,7 \text{ kN}$.

Dayaqdan $h/2$ məsafəsində hesabi əyri en kəsiyində eninə qüvvə (burada $h = 0,6 \text{ m}$ – tirin eninə en kəsiyinin hündürlüyü)

$$V_u = V - qh/2 = 215,7 - 71,93 \cdot 0,6/2 = 194,13 \text{ kN}.$$

Sıxılan əyri xətdə betonun yükötürmə qabiliyyəti konstruksiyanın çatdavamlığına əsas tələblər olunarsa, aşağıdakı düsturla hesablanır

$$5 \text{ MPa} \geq \tau_u = V_u / bd \leq 0,13 f_{c28} = 0,13 \cdot 15 = 1,95 \text{ MPa}.$$

Baxılan tir üçün

$$\tau_u = V_u / bd = \frac{194130}{300 \cdot 550} = 1,17 \text{ MPa}.$$

Deməli, sıxılan xətdə əyri en kəsiyinin yetərinə yükötürmə qabiliyyətini təmin etmək üçün şərt ödənilir, yəni

$$\tau_u = 1,17 \text{ MPa} < 1,95 \text{ MPa}.$$

Üfiqi xamutla armaturlanmış əyri en kəsiyinin möhkəmliyi aşağıdakı kimi tapılır:

$$A_t / bS_t \geq (\tau_u - \tau_0) / 0,8 f_e$$

Hesabata əlavə edilmiş $\tau_0 = 0,3 f_{ij}^* k$ qiyməti göstərir ki, eninə qüvvələrin bir hissəsi sıxılmış betonla qəbul edilir. Burada $k = 1,0$ əyilən elementlər üçündür; $f_{ij}^* = 3,3 \text{ MPa}$ -dan çox olmayaraq və cədvəl 3.1 –də göstərilmiş $f_{ij} = f_{c28}$ qiyməti götürülür. Baxılan misal üçün $f_{ij}^* = 1,56 \text{ MPa}$ –dır.

Eninə xamutların konstruksiyalarının 1.11 şəkilində olduğu kimi qəbul edilir, yəni $3\text{Ø}8 \text{ mm}$, armaturun sahəsi $A_t = 151 \text{ mm}^2$. Xamutların tələb olunan addımı aşağıdakı kimi tapılır:

$$S_t = \frac{0,8 f_e A_t}{(\tau_u - \tau_0) b} = \frac{0,8 \cdot 235 \cdot 151}{(1,17 - 0,3 - 1,56) \cdot 300} = 135 \text{ mm}$$

Qəbul edilmiş xamutun addımı üçün armaturlama əmsalı aşağıdakı kimi tapılır

$$\rho_t = \frac{A_t}{b S_t} = \frac{151}{300 \cdot 135} = 0,00373.$$

Baxmayaraq ki, BAELI-91 normalarında sıxılmış betonda və əyilmiş çat ərazisində eninə armaturu qəbul edən qüvvələr göstərilməyib, ancaq aşağıdakı düsturla isbatı verilmişdir:

- Sıxılmış betonla qəbul edilən qüvvələr,

$$V_{cd} = \tau_0 b d = 0,3 \cdot 1,56 \cdot 300 \cdot 550 = 77220 \text{ N}$$

- Eninə armaturla qəbul edilən qüvvələr,

$$V_{sw} = (\tau_u - \tau_0) b d = (1,17 - 0,3 \cdot 1,56) \cdot 300 \cdot 550 = 115830 \text{ N}.$$

4.6.4. CP 110 normalarına əsasən hesabat

CP 110 normalarına əsasən hesabi əyri en kəsiyində olan eninə qüvvə, dayaq en kəsiyindən alınmış ən böyük qiyməti qəbul edilir (yəni, hesabi əyri en kəsiyi dayaqdakı ilə birləşir). Beləliklə, xarici hesabi yükdən alınan eninə qüvvə (1.5.3. qaydasına bax, intensivliyi $q = 75,70 \text{ kN/m}$ qəbul edilir) aşağıdakı kimi olacaq:

$$V = Q_{\max} = q l_0 / 2 = \frac{75,70 \cdot 6}{2} = 227,1 \text{ kN}.$$

Sıxılan əyri xətdə toxunan gərginliklər növbəti düsturla hesablanır

$$v = V / b d = \frac{227100}{300 \cdot 550} = 1,375 \text{ MPa}$$

Onların maksimal qiyməti cədvələ uyğun qəbul edilmiş qiymətlərdən çox olmalı deyil. Baxılan misal üçün (B20 sinifli beton) $v = 3,35 \text{ MPa}$, deməli şərt ödənilir.

Toxunan gərginliklərin əyri çatda müvazinət halını almış en kəsiyi ilə həddi qiyməti, dayaq zonasının uzununa armaturla armaturlanmış faizindən asılılıqla cədvəldən qəbul edilir. Armaturlanma faizini tapdıqd ancaq dayağa qədər gətirilmiş və etibarlı ankerlənmiş armatur qəbul edilir. Hesabat üçün qəbul edilir ki, uzununa armaturun 50% dayağa qədər aparılmışdır, deməli cədvəl 4.7 –yə əsasən

$$A_s = 0,5 \cdot 2302 = 1150 \text{ mm}^2$$

Uzununa armaturun armaturlanma faizi

$$\frac{100A_s}{bd} = \frac{100 \cdot 1150}{300 \cdot 550} = 0,7\%$$

toxunan gərginliklərin həddi qiyməti $v_c = 0,51$ MPa olacaq.

Eninə armaturun tələb olunan sayı aşağıdakı şərtə əsasən hesablanır

$$\frac{A_{sv}}{S_v} = \frac{b(v - v_c)}{0,87 f_{yv}}$$

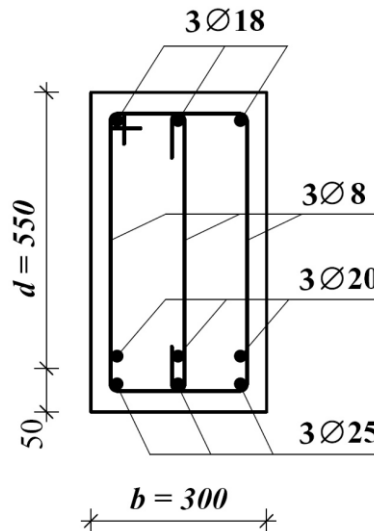
burada $f_{yv} = 235$ MPa – eninə armaturun xarakterik möhkəmliyi (normativ müqavimətə bərabər qəbul edilir).

Qeyd etsək ki, $v - v_c = 1,375 - 0,51 = 0,865$ MPa böyükdür, nəyinki $0,00174 f_{yv} = 0,00174 \cdot 235 = 0,409$ MPa, eninə en kəsiyi hesabata armaturla armaturlanmalıdır (1.7.3. qaydasına bax). Eninə en kəsiyinin armaturlanmasında qəbul edilən ($3\text{Ø}8$ mm, sahəsi $A_{sv} = 151$ mm, şəkl. 1.12) eninə xamutlar aşağıdakı addımla qəbul edilməlidir.

$$S_v = \frac{A_{sv} \cdot 0,87 f_{yv}}{b(v - v_c)} = \frac{151 \cdot 0,87 \cdot 235}{300 \cdot (1,375 - 0,51)} = 119 \text{ mm}$$

Eninə en kəsiyinin armaturlanma əmsalı

$$\rho = \frac{A_{sv}}{bS_v} = \frac{151}{300 \cdot 119} = 0,0042$$



Şək. 4.12. Dəmir-beton tirin uzununa və eninə armaturlanması

Əyri en kəsiyinə təsir edən eninə qüvvə şərti olaraq aşağıdakı kimi bölünür:

- sıxılan betonla qəbul edilən qüvvə

$$V_c = v_c b d = 0,51 \cdot 300 \cdot 550 = 84150N$$

- armaturla qəbul edilən qüvvə

$$V_t = V - V_c = 226,92 - 84,15 = 142,77kN$$

4.6.5. ДИИ 1045 normalarına əsasən hesabat

Yuxarıda göstərilədiyi kimi (5-ci bölmə) ДИИ 1045 normalarına əsasən konstruksiyaların hesabı normativ yüklərin təsirinə aparılır. Normativ yüklərdən əmələ gələn eninə qüvvə:

- tirin dayaq en kəsiyində

$$Q_{\max} = \frac{(g_n + v_n)l_0}{2} = \frac{(25,5 + 25) \cdot 6}{2} = 151,5kN$$

- dayaqdan h/2 məsafədə yerləşən tirin hesabi en kəsiyi, burada h = 0,55 m – kəsiyinin təmiz hündürlüyüdür.

$$Q_s = 151,5 - (25,5 + 25) \cdot 0,55 / 2 = 137,61kN$$

Q qüvvəsinin təsirindən əyri en kəsiyində əmələ gələn toxunan gərginliklərin qiyməti aşağıdakı kimi tapılır

$$\tau_0 = \frac{Q_s}{0,85bh} = \frac{137610}{0,85 \cdot 300 \cdot 550} = 1,080MPa$$

Normativ kub möhkəmliyi $\beta_{wN} = 17,7$ MPa olan (bax 1.5.4 qaydasına) beton üçün cədvəl 1.5 –dən toxunan gərginliklərin τ_0 həddi qiymətlərin tapılır (B15 və B20 markalarından interpolyasiya vasitəsi ilə) $\tau_{012} = 0,57$ MPa və $\tau_{02} = 1,36$ MPa.

Əgər $\tau_{012} = 0,57$ MPa < $\tau_0 = 1,080$ MPa və < $\tau_{02} = 1,36$ MPa olduğundan baxılan tir 2-ci əraziyə aid olur və eninə armatur hesabatdan qəbul edilir.

Eninə armaturla armaturlanmış en kəsiyinin tələb olunan əmsalı aşağıdakı düstur ilə tapılır

$$\mu_\tau = A_{s\tau} / bS = \tau_0 / [\sigma_{s\tau} (\sin \beta + \cos \beta)]$$

En kəsiyini üfqi xamutlarla armaturladıqda bucaq $\beta = 90^\circ$, aşağıdakı düsturu alırıq

$$\mu_\tau = A_{s\tau} / bS = \tau_0 / \sigma_{s\tau}$$

Burada $\sigma_{s\tau}$ – armaturdakı gərginlikdir və $\sigma_{s\tau} = \beta_s / 1,75 = 235 / 1,75 = 134$ MPa; β_s – eninə armaturun normativ müqavimətidir ($\beta_s = R_{sn} = 235$ MPa).

2-ci ərəziyə aid olan elementlərin əyri en kəsiyinin armaturlanma əmsalını hesablayarkən, hesabatə əlavə edilən toxunan gərginliklərin qiymətini azaltmaq olar və aşağıdakı kimi qəbul etmək olar:

$$\tau = (\tau_{0reel})^2 / \tau_{02} = 1,080^2 / 1,36 = 0,857 > 0,4\tau_{0reel} = 0,393 \text{ MPa}$$

Toxunan gərginliyin τ_0 azalması eninə qüvvənin bir hissəsinin betonla qəbul edilməsini əks etdirir. Bu qüvvənin qiyməti təxmini aşağıdakı kimi qəbul edilə bilər (baxılan tir üçün):

$$Q_b = (\tau_{0reel} - \tau)bd = (1,080 - 0,57) \cdot 300 \cdot 550 = 36795 \approx 37 \text{ kN}$$

Bu zaman eninə armaturla qəbul edilən qüvvə aşağıdakı kimi tapılır

$$Q_w = Q_s - Q_b = 137,61 - 37 = 100,61 \text{ kN}$$

Yuxarıdakı hesablanmış nəticələri nəzərə alarkən tirin əyri en kəsiyinin armaturlanmasının əmsalı aşağıdakı kimi tapılır

$$\mu_\tau = \tau / \sigma_{s\tau} = 0,857 / 134 = 0,0063.$$

Eninə xamutlar qəbul edilmiş konstruksiyalarda ($3\emptyset 8$ mm, en kəsiyinin sahəsi $A_{s\tau} = 151 \text{ mm}^2$ olduqda) əyri en kəsiyinin yükçötürmə qəbiliyyəti o zaman ödənilir ki, xamutların addımı aşağıdakı kimi olsun

$$S \leq \frac{A_{s\tau} \sigma_{s\tau}}{b\mu_\tau} \leq \frac{151 \cdot 134}{300 \cdot 0,71} \leq 95 \text{ mm}.$$

4.6.6. ASI 318-83 normalarına əsasən hesabat

Tirin dayaq en kəsiyində hesabi yüklərdən əmələ gələn eninə qüvvənin maksimal qiyməti aşağıdakı kimi tapılır

$$V_{\max} = \frac{(1,4 \cdot 25,5 + 1,7 \cdot 25) \cdot 6}{2} = 234,6 \text{ kN}$$

Dayaqdan d məsafədə yerləşən əyri hesabi en kəsiyində eninə qüvvə aşağıdakı kimi tapılır (burada $d = 0,55$ m – tirin en kəsiyinin təmiz hündürlüyüdür),

$$V_u = V_{\max} - qd = 234,6 - 78,20 \cdot 0,55 = 191,2kN$$

Əyri çatlı en kəsiyi ilə qəbul edilən eninə qüvvənin normativ qiyməti ikitərkibli cəmindən tapılır

$$V_n = V_c + V_s$$

burada V_c - əyri çat üzərində betonun qəbul etdiyi normativ eninə qüvvədir; V_s - əyri çat boyunca yerləşdirilmiş eninə xamutların qəbul etdiyi normativ eninə qüvvədir.

V_c – eninə qüvvəsi aşağıdakı düsturla tapılır:

$$V_c = 0,17\sqrt{f_c}b_w d$$

burada f_c - betonun xarakterik möhkəmliyi (normativ müqavimətə $R_{bn} = 15$ MPa –a bərabər götürülür); $b_w = 300$ mm – tirin eninə en kəsiyinin enidir.

Tapılmış nəticələri əlavə etdikdə aşağıdakı düsturu alırıq

$$V_c = 0,17\sqrt{15} \cdot 300 \cdot 550 = 108637N = 108,6kN$$

V_s – eninə qüvvəsi aşağıdakı düsturla tapılır

$$V_c = A_v f_y d / S,$$

burada f_y – eninə armaturun normativ müqavimətidir (hesabat üçün $f_y = R_{sn} = 235$ MPa götürülür).

V_s qüvvəsinin müəyyən edilmiş qiymətində eninə armaturlanmanın intensivliyi aşağıdakı düstur ilə tapılır

$$\frac{A_v}{S} = \frac{V_u - 0,85V_c}{0,85df_y} = \frac{191200 - 0,85 \cdot 108640}{0,85 \cdot 550 \cdot 235} = 0,90.$$

Xamutların qəbul edilmiş konstruksiyalarına əsasən ($3\emptyset 8$ mm, $A_v = 151$ mm) aralarında tələb olunan məsafə aşağıdakı kimi tapılır

$$S = \frac{A_v}{0,9} = \frac{151}{0,9} = 167,8mm \approx 168mm.$$

Tirin əyri en kəsiyində armaturlanma əmsalı

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_w S} = \frac{151}{300 \cdot 168} = 0,003.$$

Əyri en kəsiyində eninə qüvvənin hesabat qiyməti:

- sıxılan betonla qəbul edilən

$$V_{uc} = 0,85V_c = 0,85 \cdot 108,6 = 92,3 \text{ kN};$$

- eninə armaturla qəbul edilən

$$V_{us} = V_u - V_{uc} = 191,2 - 92,3 = 98,9 \text{ kN}.$$

4.6.7. Tirin əyri en kəsiyinin hesablarının nəticələrinin analizi

Əyilən elementlərin əyri en kəsiyinin yükləmə qabiliyyətinin hesabının analiz etdikdə, qeyd etmək lazımdır ki, teoritik əsas kimi empirik asılılıq götürülür və tapılan nəticələrin doğruluğu verilən qiymətlərdən asılı olur. Fərqlilik əsasən əyri en kəsiyində hesabi yüklərin qiymətlərinin və eninə qüvvələrin tapılmasında özünü göstərir. ЕКБ/ФИП və АСИ 318-83 normalarına əsasən əyri en kəsiyinin hesabı dayaqdan təmiz hündürlüyün d məsafəsində götürülür. ВАЕЛ-91 və ДИИ 1045 normalarına görə isə en kəsiyinin ümumi və ya təmiz hündürlüyünün yarısına bərabər götürülür, СР 110 normalarına əsasən hesabatda eninə qüvvənin maksimal qiyməti əlavə olunur, yəni əyri en kəsiyinin hesabının yerləşməsi dayaqdakı ilə uyğunlaşır. Rusiya normalarına əsasən əyri hesabi en kəsiyinin yerləşməsi biraz çətin tapılır və elementin uzununa yerləşən oxun üzərinə düşən əyri en kəsiyinin proyeksiyası uzunluğu məsafəsində dayaqı en kəsiyindən aralı yerləşir .

ЕКБ/ФИП, СНИП və АСИ 318-83 normalarında əyri çatla yükləmə qabiliyyəti sıxılan betonun çat üzərində və eninə armaturla qəbul edilən yüklərin cəmi kimi tapılır. ВАЕЛ-91, СР 110 və ДИИ 1045 normalarında isə əyri çat üzərindən sıxılmış betonda toxunan gərginliklərinin azalması qeydə alınır, hansı ki, eninə armaturlar hesablanır. Cədvəl 4.8 –də verilən sıxılan betonun qəbul etdiyi yüklərin qiyməti, artıq mövcud olan düsturla tapılır (ЕКБ/ФИП, СНИП və АСИ 318-83 normalarına əsasən) və yaxud təxmini olaraq toxunan gərginliyin azalması ilə eninə qüvvəni qəbul edən sıxılmış betonu nəzərə almaqla tapılır (məsələn, ВАЕЛ-91 normalarında τ_0 qiymətinə əsasən və СР 110 normalarında V_c - qiymətinə əsasən tapılır). Qeyd etmək lazımdır ki, bu qüvvələr analoji ДИИ 1045 normaları ilə hesablanmış qüvvələrdən yetərincə fərqlənir.

ЕКБ/ФИП, СНИП, АСИ 318-83 və ДИИ 1045 normalarına əsasən eninə armaturla qəbul edilmiş dartılma qüvvələrinin qiymətləri yaxındırlar.

Hesabatdan aldığımız nəticələrinin daha rahat müayisəsi üçün eninə armaturla əyri en kəsiyinin armaturlanma əmsalları cədvəl 4.8-də göstərilmişdir. ДИН 1045 normalarına əsasən hesabat zamanı ən çox armaturlanma əmsalı alınır, СНиП normalarına əsasən əksinə ən az armaturlanma əmsalı alınır.

Əsasən qeyd etməliyik ki, (СНиП normalarından başqa, həmçinin ЕКБ/ФИП normalarında dəqiq hesabatda) sıxılan oxun əyilmə bucağı (həmçinin əyri çatda da) 45° –yə bərabər götürülür. Beləliklə, əyri çatın proyeksiyasının uzunluğu verilir və yri en kəsiyin yerləşməsi göstərilir. Analoji olaraq əyri en kəsiyinin ЕКБ/ФИП normalarına əsasən də standart hesabat aparılır. Dəqiqləşdirilmiş hesabatda (ЕКБ/ФИП normaları) əyilmə bucağı $30^\circ \leq \theta \leq 60^\circ$ aralığında götürülür. СНиП -ə əsasən θ bucağı əyri çatın c_0 proyeksiyasının uzunluğu ilə tapılır və əsasən $30^\circ \dots 45^\circ$ təşkil edir.

Cədvəl 4.8

Tirin əyri en kəsiyində hesabat nəticələrinin müqayisəsi

Xüsusiyyətləri	Normalara əsasən qiymətlər					
	ЕКБ/ФИП	СНиП	BAEЛ	CP110	ДИН*	AS1
1. Hesabi yüklərdən yaranan max. eninə qüvvə, kN	215,7	178,02	215,7	227,1	151,5	234,6
2. Dayaqdan yaranan hesabi əyri en kəsiyinə qədər olan məsafə, m	d = 0,55	c = 1,8	h/2= 0,6/2	0	h/2= 0,55/2	d=0,55
3. Tirin əyri hesabi en kəsiyində eninə qüvvə, kN						
4. Sıxılan əyri xətdə möhkəmlik, yoxlamada: - qəbul edilən qüvvə, kN - toxunan gərginliyə görə, MPa	176,1	97,2	194,1	226,9	137,9	191,2
5. Əyri çatlı en kəsiyində əmələ gələn qüvvə, kN - çat üzərində sıxılmış betonla - eninə armaturla	420,7 ---	487,0 ---	--- $\tau_u=1,17$	--- v=1,37	--- ---	--- ---
6. Əyri en kəsiyin armaturlanmasının teoretik						

əmsalı						
7. Eninə xamutların tələb olunan teoretik addımı, mm			77,2		45,0	
8. Konstruktiv fikirlərə əsasən xamutların tələb olunan addımı, mm	86,6	81,7		84,1		92,3
			115,8		92,9	
	89,5	97,24	0,0037	142,7	0,0053	98,9
	0,003	0,002		0,0042		0,003
			$S_t=135$		$S=95$	
	$S = 170$	$S = 200$		$S_v=119$		$S=168$
			$S \leq 0,9d =$			
	$S \leq d = 550$	$S \leq h/3 =$	400			
		200		$S \leq 0,75d =$		$S \leq d/2 =$
				400		275

* ДИН 1045 normalarında hesabat normativ yüklərlə aparılır

ЕКБ/ФНП və АSI 318-83 normalarına əsasən eninə xamutların teoretik addımı hesabatda təxmini eyni olacaq, ДИН 1045 və СР 110 normalarına əsasən az, СНП normalarına əsasən isə az olacaq. Bu zaman Rusiya normalarının konstruktiv tələblərinə əsasən eninə xamutların addımı ən kiçik qiymət olacaq.

Hesablamada tapılmış və cədvəldə göstərilən nəticələrin fərqlənməsi ilk öncə hesabi əyri en kəsiyindəki yüklərin və qüvvələrin fərqli olmasından, digər tərəfdən isə bu en kəsiklərinin yüklənmə qabiliyyətinin hesabat üsulunun baxılan normalar əsasında fərqli olmasından irəli gəlir.

Hesabat üsulundan asılı olan nəticələrin müqayisəsi üçün tir eyni intensivliklə hesabi yüklərlə yüklənməli və hesabi əyri en kəsiyinə təsir edən eninə qüvvənin qiyməti eyni olmalıdır - şərtini nəzərə almaqla baxılan normalara (ДИН 1045 –dən başqa) əsasən tirin hesabatı zamanı tapılan teoretik qiymətləri aşağıdakı cədvəldən götürürük.

Tirin əyri en kəsiyinə tələb olunan armaturlanma

Normalar üzrə qiymətlər					
Xüsusiyyətlər	ЕКБ/ФИП	СНиП-84	BAEЛ-91	CP 110	ASI 318-83
Tirin hesabi əyri en kəsiyinə düşən qüvvələri, kN	176,1	176,1	176,1	176,1	176,1
Xamutların konstruksiyası (xamutların tərəflərinin sayı, diametri)	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8	3Ø8
Xamutların tələb olunan addımı	170	350	157	185	198
En kəsiyinin armaturlanmasında tələb olunan əmsası	0,0030	0,0010	0,0032	0,0027	0,0025

Tirə təsir edən hesabi yükün paqon intensivliyi q və eninə qüvvə V_{sd} hesabi əyri en kəsiyində ЕКБ/ФИП normalarına əsasən qəbul edilir, yəni $q = 71,9$ kN/m, $V_{sd} = 176,1$ kN.

Cədvəl 4.9 göstərir ki, eyni şərtlərdə (betonun və armaturun bərabər möhkəmliyində, konstruksiyaların en kəsiyinin bərabər ölçülərində, xarici yüklərdən əmələ gələn qüvvələrin eyni olmasında) ЕКБ/ФИП, БАЕЛ-91, CP 110 normalarına əsasən eninə armaturlar təxmini eyni armaturlanma tələb edir. ASI 318-83 normalarına əsasən onun qiyməti aşağı olacaq, СНиП normalarında isə başqa normlarla müqayisədə daha az (təxmini 3 dəfə) tələb olunacaq. Qeyd etmək lazımdır ki, armaturlanmada fərq hesabi əyri en kəsiyinin cədvəl 4.9 –da göstərilmiş hesabat üsullarının fərqliliklərindən irəli gəlir.

Yuxarıda deyilənlər onu göstərir ki, Rusiya normaları minimal materialların istifadəsi ilə konstruksiyanın layihələndirilməsinə icazə verir, ancaq bu zaman bu

materialların keyfiyyətinə və tikinti işlərinin aparılmasına tələblərin artırılmasına səbəb olur.

ƏSAS NƏTİCƏLƏR

1. Dəmirbeton konstruksiyalar üzrə Almaniya inşaat normaları sadə və başa düşülən şəkildə şərh olunmuş.
2. Almaniya inşaat normaları üzrə dəmirbeton konstruksiyaların birinci qrup həddi hallara hesablanması şərh olunmuşdur.
3. Almaniya inşaat normaları üzrə dəmirbeton konstruksiyaların ikinci qrup həddi hallara hesablanması şərh olunmuşdur.
4. Almaniya inşaat normalarına əsasən dəmirbeton konstruksiyaların konstruksiyalandırma tələbləri şərh olunmuşdur.
5. Əyilən dəmirbeton elementlərin normal və maili kəsiklər üzrə Azərbaycan və Almaniya inşaat normaları üzrə müqayisəli təhlili verilmişdir.

ƏDƏBİYYAT

- 1. Колмагоров А.Г., Плевков В.С.** Расчет железобетонных конструкций по российским и зарубежным нормам. М. АСВ, 2014, 512 с.
- 2. Бондаренко В.М.,** и др. Железобетонные и каменные конструкции. М. Высшаяшкола, 2004, 876с.
- 3. Perchat J.** Reglements etrangers de beton arme. Etude comparative des Codes CEB-BSI-DIN-ACI. Paris, Evrolles,1982
- 4. СП 52-102-2004** Бетонные и железобетонные конструкции без предварительного напряжения арматуры.М.,ФГУП ЦПП, 2004, 54 с.
- 5. Болдышев А.М., Плевков В.С.** Прочность нормальных сечений железобетонных элементов. Томск, Изд-во Томского межотраслевого ЦНТИ, 1989, 236 с.
- 6. Попов Н.Н, Забегаев А.В.** Проектирование и расчет железобетонных конструкций.М.Высшая школа, 1989, 400с.
- 7. Пособие** по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (к СП 52-102-2004),Б. ЦНИИ-Промзданий, 2005,158с.
- 8. Беглов А.Д., Санжаровский Р.С.** Теория расчета железобетонных конструкций на прочность и устойчивость. Современные нормы и евростандарты. Санкт-Петербург – Москва, Изд-во АСВ, 2006, 222с.
- 9. Р.П.Блещик, Д.Д.Жуков, Д.Н.Лазовский, В.Г.Казачек, А.А.Кондратчик, Т.М.Пецольд,Д.П.Подобед, Н.А.Рак, В.В.Тур.** Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования// под ред. проф. Т.М.Пецольда и проф. В.В.Тура- Брест,БГТУ, 2003- 380с.
- 10. AzDTN 2.16-1.** Beton və dəmirbeton konstruksiyaları, layihələndirmə normaları. Bakı, Azərbaycan respublikasının şəhərsalma və arxitektura komitəsi, 2015, 132 s.

- 11. Zekai Çelep.** Betonarme yapılar. İstanbul, 2011, 865s.
- 12. Боровских А.В.** Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельному равновесию. М., 2004, АСВ – 321 с.
- 13. Кодыш Э.Н., Никитин И.К., Трекин Н.Н.** Расчет железобетонных конструкций из тяжелого бетона по прочности, трещиностойкости и деформациям. М., АСВ, 2011, 352с.
- 14. Кузнецов В.С.** Железобетонные и каменные конструкции. М., АСВ, 2012, 302с.
- 15. Кузнецов В.С.** Железобетонные конструкции многоэтажных конструкций. Курсовое и дипломное проектирование. М., 2010, АСВ, 198с.
- 16. Добромыслов А.Н.** Железобетонные конструкции. Примеры расчета. М. АСВ, 2012, 464с.