

**O‘ZBEKISTON RESPUBLIKASI  
OLIV VA O‘RTA MAXSUS TA‘LIM VAZIRLIGI**

A.A. Xodjayev, S.J. Razzakov,  
S.A. Xolmirzayev, A.A.Saidakromov

**TEMIR-BETON VA TOSH  
KONSTRUKSIYALAR.  
SAVOL VA JAVOBLARDA**

*Oliy va o‘rta maxsus ta‘lim vazirligi tomonidan  
5340200 – Bino va inshootlar qurilishi (sanoat  
va fuqaro binolari), 5340500 – Qurilish materiallari,  
buyumlar va konstruksiyalarni ishlab chiqarish,  
5340100 – Arxitektura (turlari bo‘yicha) bakalavriat  
ta‘lim yo‘nalishlari talabalari uchun o‘quv qo‘llanma sifatida  
tavsiya etilgan*

«O‘zbekiston faylasuflari milliy jamiyati» nashriyoti  
TOSHKENT – 2019

**UO‘K: 693.95(075)**

**KBK: 38.53ya73**

**T 39**

**Xodjaye A.A.**

**T 39 Temir-beton va tosh konstruksiyalar. Savol va javoblarda** [Matn]:  
Darslik / A.A.Xodjaye, S.J.Razzakov, S.A.Xolmirzayev, A.A.Saidakromov. Toshkent: «O‘zbekiston faylasuflari milliy jamiyati» nashriyoti, 2019-yil – 200 bet.

**UO‘K: 693.95(075)**

**KBK: 38.53ya73**

Mazkur o‘quv qo‘llanma «Temir-beton va tosh konstruksiyalar» fani bo‘lajak mutaxassislar uchun qurilish amaliyotida bino va inshootlarni temir-beton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalash asoslarini yanada chuqurroq o‘rganish imkonini beradi. O‘quv qo‘llanmada temir-beton va tosh-g‘isht konstruksiyalarning mohiyati, beton-armatura va temir-betonning asosiy fizik-mexanik xossalari, ularning deformatsiyalanuvchanligi, bino va inshootlarda qo‘llaniladigan temir-beton va tosh-g‘isht konstruksiyalar, ularni hisoblash asoslari yoritilgan.

O‘quv qo‘llanma 5340200 – «Bino va inshootlar qurilishi», 5340500 – «Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalarini ishlab chiqarish», 5340100 –«Arxitektura (turlari bo‘yicha)» bakalavriat ta‘lim yo‘nalishlariga mo‘ljallangan.

#### **Taqrizchilar:**

**Nizamov Sh.R.** – Toshkent arxitektura-qurilish instituti,  
t.f.n., prof.,

**Shoumarov N.B.** – Toshkent temiryo‘l muhandislari instituti,  
t.f.n., dots.

ISBN 978-9943-6171-6-2

© «O‘zbekiston faylasuflari milliy jamiyati» nashriyoti, 2019

## KIRISH

Texnik va iqtisodiy ko'rsatkichlariga ko'ra beton va temir-beton hozirgi kunda ham dunyo bo'yicha konstruksiyaviy qurilish materiallari orasida yetakchi rolni egallab turibdi. Temir-beton o'zining noyob xossalari tufayli tannarxi qimmat bo'lgan metalning o'rnini egallab, XX asr materiali nomini oldi. Beton va temir-betonning keng miqyosda qo'llanilishi tufayli qurilish texnologiyasida ham inqilobiy o'zgarishlar qilishga, uzoq muddatga chidamli ulkan inshootlarni tiklashga imkoniyat yaratildi. Tadqiqotlarning ko'rsatishicha temir-beton XXI asrda ham yetakchilik rolini saqlab qoladi. Yevropada 2025-yilgacha qurilishni rivojlantirish bo'yicha Yevropa Ittifoqi Ekspert komissiyasining ma'ruzasida ta'kidlanishicha, zamonaviy qurilish materiallari quyidagi talablarga javob berishi lozim:

- tabiiy resurslardan minimal, chiqindilardan maksimal foydalanish;
- mustahkamlik va uzoq muddatga chidamliligini yanada oshirish;
- qayta ishlash va ikkinchi marta foydalanish imkoniyatlarini saqlash;
- yuqori estetik va me'moriy sifatlar;
- ishlab chiqarish va ekspluatatsiya jarayonida ekologik xavfsizlik.

Ushbu talablarga beton va temir-beton konstruksiyalari to'la javob beradi. Shu tufayli dunyo bo'yicha temir-beton ishlab chiqarish 2 mlrd m<sup>3</sup> dan ortib ketdi. Masalan, bir tonna po'lat ishlab chiqarish uchun 20 tonna dastlabki resurslar ishlatiladi. Shulardan 19 tonnasi atrof-muhitga qaytadi. Beton ishlab chiqarish esa chiqindisiz bo'lishi bilan birga boshqa sohalarining chiqindilarini utilizatsiya qilishga yordam beradi. Tadqiqotlarning ko'rsatishicha ayrim xavfli sanoat chiqindilari betonda neytrallashadi. Shularni hisobga olib, aytish mumkinki,

temir-beton XXI asrda ham qurilishda asosiy materiallardan biri bo'lib qoladi.

Qo'llanmani yaratishda V.V. Gabrusenkoning «Основы расчета железобетона», B.A. Asqarovning «Qurilish konstruksiyalari», B.A. Asqarov va Sh.R. Nizomovning «Temir-beton va tosh-g'isht konstruksiyalari» nomli darslik va o'quv qo'llanmalaridan, shuningdek mualliflarning uzoq yillik pedagogik va ilmiy-tadqiqot ishlarida orttirgan tajribalaridan foydalanilgan. Mazkur o'quv qo'llanma arxitektura va qurilish ta'lim sohasining barcha yo'nalishlari uchun mo'ljallangan bo'lib, undan muhandis-texnik xodimlar va loyihachilar ham foydalanishlari mumkin. Qo'llanmada keltirilgan ma'lumotlar yanada tushunarli bo'lishi uchun savol-javob tarzida yoritilgan.

O'quv qo'llanma 11 ta bobdan iborat bo'lib, 5340200 – «Binar va inshootlar qurilishi» ta'lim yo'nalishining fan dasturiga moslangan. Shuningdek, qo'llanma mualliflarining olib borgan ilmiy-tadqiqot natijalari ham tegishli boblardan o'rin olgan. Qo'llanmani yaxshi o'zlashtirish muhim ahamiyatga egadir. Chunki unda materiallarning elastik-plastik deformatsiyalanishi, betonning armatura bilan ishlash shartlari, oddiy va oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalarning kuchlanganlik, deformatsiyalanish holati, konstruksiyalarni mustahkamlik va darzbardoshlikka hisoblash asoslari yoritilgan. Mazkur bilimlarga ega bo'lmay turib, konstruksiyalarni bexato loyihalashgina emas, balki ularning ishi to'g'risida to'la tasavvurga ham ega bo'lish mumkin emas.

Ushbu o'quv qo'llanmani o'qishdan oldin temir-beton konstruksiyalari to'g'risida ma'lum darajada bilimga ega bo'lish lozim. Shundagina savol-javob tarzidagi materiallar olingan bilimlarni mustahkamlaydi va ayrim muammoli masalalarni to'la tushunib olishga yordam beradi.

# **1. TEMIR-BETON KONSTRUKSIYALAR HAQIDA UMUMIY MA'LUMOTLAR. BETON, ARMATURA VA TEMIR-BETON**

## **1. Armatura beton uchun nimaga kerak?**

Beton – bu sun'iy tosh. Uning siqilishga mustahkamligi cho'zilishga mustahkamligidan ancha yuqori (10–15 barobar). Shuning uchun betonni bino va inshootlarning siqilishga ishlaydigan qismlarida: poydevorlarda, devorlarda, qobiqlarda, ko'priklarning tayanchlari va hokazo boshqa joylarda ishlatilishi mumkin. Lekin egiluvchi elementlarda, ya'ni to'sinlarda va plitalarda beton yaramaydi: u uncha katta bo'lmagan yuklarda ham cho'ziluvchi zonani uzilishi natijasida buzilib ketadi, bu vaqtda siqiluvchi zonaning mustahkamligi hali yetarli bo'lishi mumkin.

Agar cho'ziluvchi zonaga po'lat armaturalar o'rnatilsa (sterjen sim, arqonsimon) va beton bilan ishonchli tishlashishi ta'minlansa, darzlar hosil bo'lsa ham armatura cho'zuvchi zo'riqishlarni o'ziga qabul qilib, betonga faqat siquvchi zo'riqishlarni qoldiradi (armaturaning cho'zilishga mustahkamligi betonnikiga qaraganda yuzlab marotaba kattadir). Shunday qilib eguvchi momentga ichki juft kuchlar qarshilik ko'rsatadi: betonda siqiluvchi armaturada cho'ziluvchi. Ta'kidlash kerakki, aksariyat hollarda siqiluvchi zonalarga ham armaturalar o'rnatiladi. Bu haqda keyinroq batafsil ma'lumot beriladi.

## **2. Armatura uchun beton nimaga kerak?**

Beton armaturaga qaraganda, uzoq muddatga chidamli material, u korroziyaga chidamliroqdir. Undan tashqari po'latga qaraganda beton olovbardoshligi yuqori, ya'ni yuqori temperaturalar ta'sirida yuk ko'tarish qobiliyatini uzoqroq saqlaydi. Bu esa yong'in paytida evakuatsiya qilish uchun zarur. Shuning uchun betonning tanasiga o'rnatilgan armatura korroziyadan

va yuqori temperaturadan himoyalanadi. Loyihalash me'yorlarida beton himoya qatlamining minimal qiymatlari belgilangan, ular bo'ylama armatura diametridan kam bo'lmasligi (ayrim hollarda diametrining ikki barobaridan kam bo'lmasligi) hamda konstruksiyaning turi va ekspluatatsiya sharoitiga qarab, 10–70 mm dan kam bo'lmasligi belgilangan. Ta'kidlash kerakki betonning himoya qatlamisiz beton bilan armaturaning ishonchli tishlashishini ta'minlash mumkin emas, shuningdek ularning birgalikda deformatsiyalanishini ham ta'minlash lozim.

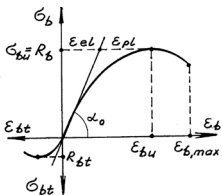
### 3. Beton – elastik-plastik material, bu nima degani?

Tashqi yuk ta'sirida betonning deformatsiyasi ikki qismdan: elastik  $\varepsilon_{el}$  (qaytuvchi) va plastik  $\varepsilon_{pl}$  (qaytmas) deformatsiyalardan iborat degani. Kuchlanish miqdori ortishi bilan  $\varepsilon_{pl}$  ning ulushi ortib boradi, shuning uchun siqilish va cho'zilish diagrammalari egri chiziqlidir (1-rasm). Bu yerdan ma'lum bo'ldiki, betonning elastiklik moduli diagrammadagi boshlang'ich uchastkaga tegishli, unda deformatsiyalarni elastik deb hisoblash mumkin, shuning uchun uni boshlang'ich deformatsiya moduli deyiladi:

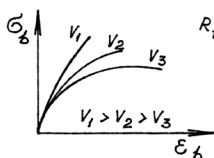
$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_{el} = tg\alpha_o.$$

Betonning deformatsiyalanuvchanligi uning yuklanish tezligi  $v$  ga ham bog'liq: lahzada yuk hosil qilinsa (masalan, zarbaviy yuk) plastik deformatsiyalar kam, qisqa muddatli yuklarda sezilarli, uzoq muddatli yuklarda esa juda katta (elastik deformatsiyadan bir necha barobar katta (2-rasm). Uzoq muddatli yuklarda mustahkamlik kamayadi (3-rasm), hisoblashlarda bu holni ish sharoiti koeffitsienti  $\gamma_{b2}$  bilan hisobga olinadi. Betonning plastik xossalari tobtashlash deformatsiyasiga o'xshash manzara hosil qiladi: doimiy kuchlanishda ( $\sigma_b$ ) deformatsiya  $\varepsilon_p$  ortib boradi (4-rasm). Kuchlanish qancha katta yoki mustahkamlik qancha kichik bo'lsa tobtashlash deformatsiyasi shun-

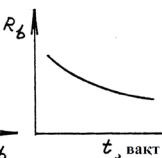
cha katta bo‘ladi. Yuk qo‘yilgandan keyin dastlabki vaqtlarda deformatsiya intensiv o‘sib boradi keyin esa bir necha yil davomida asta-sekin so‘nib boradi.



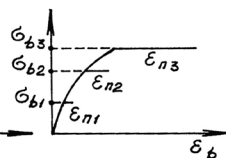
1-rasm.



2-rasm.

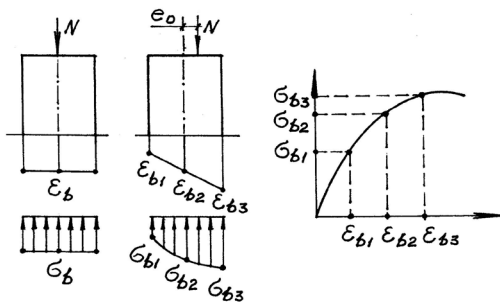


3-rasm.



4-rasm.

#### 4. Nima uchun markaziy siqilishda kuchlanishlar epyurasi to‘g‘ri chiziqli, nomarkaziy siqilishda esa egri chiziqli?

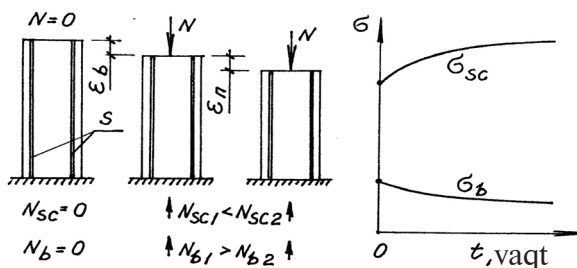


5-rasm.

Markaziy siqilishda turli nuqtalardagi deformatsiyalar ( $\epsilon_b$ ), bir xil, demak kuchlanishlar ( $\sigma_b$ ) ham bir xil bo‘ladi. Nomar-

kaziy siqilishda kesimdagi deformatsiyalar chiziqli qonuniyat bo'yicha o'zgaradi, ya'ni uchburchak yoki trapetsiya shaklida bo'ladi (biz tekis kesimlar gipotezasidan foydalanamiz), lekin  $\sigma_b - \varepsilon_b$  ning bog'liqligi egri chiziqlidir, shuning uchun  $\sigma_b$  ning epyurasi ham egri chiziqli. Bunga ishonch hosil qilish uchun nomarkaziy siqilgan kesimning hech bo'lmasa 3 ta nuqtasidagi deformatsiyasiga mos keluvchi kuchlanishni topsak fikrimiz to'g'riligi ma'lum bo'ladi (5-rasm). Shunga o'xshash kuchlanishlar epyurasi egilishda betonda ham kuzatiladi.

### 5. Beton va armaturadagi kuchlanishga tobtashlash (ползучесть) qanday ta'sir qiladi?



6-rasm.

6-rasmdagi sxemani ko'rib chiqamiz.  $N$  yukni qo'yilgandan keyin beton va armatura nisbiy deformatsiya  $\varepsilon_b$  ga mos keluvchi qiymatga qisqaradi (beton va armaturaning tishlashishi tufayli ikkalasi birgalikda ishlaydi). Betonda siquvchi kuchlanish  $N_{b1}$ , armaturada esa  $N_{sc1}$  hosil bo'ladi. Keyin esa tobtashlash natijasida deformatsiyalar  $\varepsilon_b$  kattalikka o'sadi. Armatura amalda elastik ishlaganligi sababli, bundagi siquvchi kuchlar vaqt o'tishi bilan Guk qonuniga asosan  $\Delta\sigma_{sc} = \varepsilon_p E_s$ , qiymatga zo'riqish esa  $\Delta N_{sc} = \Delta\sigma_{sc} A_s$  kattalikka ortadi, (bu yerda,  $A_s$  - armatura ko'ndalang kesim yuzasi), ya'ni  $N_{sc2} = N_{sc1} + \Delta N_{sc}$ . Agar  $N_{sc}$



ortib borib, tashqi kuch  $N$  o'zgarmas bo'lsa, demak betondagi kuchlanish va zo'riqish kamayib bormoqda:  $N = N_{b1} + N_{sc1} = N_{b2} + N_{sc2}$ . Demak kuchlanishlarning qayta taqsimlanishi ro'y bermoqda: bunda betondagi yuk qisman kamayib, armaturada ko'payadi. Agar siqiluvchi betonda oldindan zo'riqtirilgan armatura mavjud bo'lsa, bunda siquvchi kuchlanishlar kamayadi, «yo'qoladi», shundan kuchlanishlar yo'qolishi degan termin kelib chiqqan.

## **6. Betonning kirishishi nima?**

Betonning kirishishi (усадка) deganda uning qotishi va havo muhitida mustahkamlik olayotganda hajmiy kichrayishidir. Kirishishga betonning barcha qismi emas faqat sement-tosh uchraydi. Hajmiy kichrayish jarayonida u uchragan to'siqlarni siqadi (yirik to'ldiruvchi, armatura), o'z navbatida ulardan qarshi harakatni qabul qiladi. Natijada sement-tosh uchragan to'siqlarda siquvchi kuchlanish, sement-toshning o'zida cho'zuvchi kuchlanish hosil bo'ladi. Ushbu jarayon darzlar hosil bo'lishiga olib kelishi mumkin.

Beton himoya qatlamining miqdori qanchalik kichik, armaturaning diametri qancha katta bo'lsa, betonning sirtida darz hosil bo'lish ehtimoli yuqori bo'ladi (betonning himoya qatlami armatura diametriga bog'liqligi shu tufaylidir). Agar oddiy armatura bo'lganda kirishish siquvchi kuchlanish hosil qilsa, oldindan zo'riqtirilgan armaturada cho'zuvchi kuchlanishlarining kamayishiga (yo'qolishiga) olib keladi.

## **7. Nima uchun betonni siqilishda prizmatik va kub mustahkamliklarga ajratiladi?**

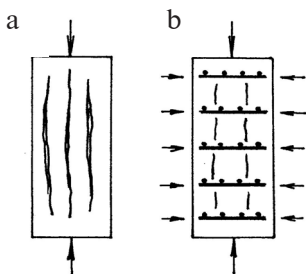
Prizmatik mustahkamlik  $R_b$  konstruksiyadagi betonning mustahkamligiga mos keladi. Uni aniqlash uchun  $150 \times 150 \times 600$  mm o'lchamdagi standart prizmalar sinaladi. Lekin prizmalarni tayyorlashga kub namunalar tayyorlashga nisbatan to'rt

marta ko‘proq beton sarflanadi. Prizmani sinash juda murakkab (presda uni markazlashtirish uchun ko‘p vaqt sarflandi) bo‘lib, qo‘shimcha o‘lchov asboblari talab qilinadi. Shuning uchun qurilish amaliyotida prizmalarni sinash o‘rniga tomonlari 150×150×150 mm bo‘lgan kub namunalari sinaladi. Kub namunalarning  $R$  mustahkamligi  $R_b$  ga nisbatan 33...37% yuqoridir (buning sababi press plitalari bilan kubning qirralari orasidagi ishqalanish kuchi mavjudligi bilan tushuntiriladi).  $R_b$  va  $R$  bir-biri bilan empirik bog‘liqlik orqali ifodalanadi:

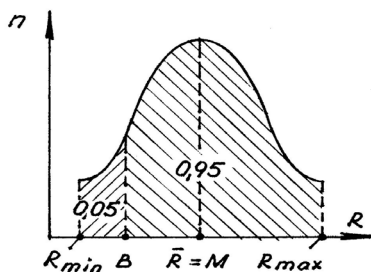
$$R_b = (0,77 - 0,001R)R$$

### 8. Betonning siqilishga qarshiligini qanday oshirish mumkin?

Beton prizmaning buzilishi bo‘ylama darz hosil qiluvchi ko‘ndalang deformatsiya natijasida ro‘y beradi (7-a rasm). Agar prizмага ko‘ndalang xomutlar joylashtirilsa, ko‘ndalang deformatsiyalar kamayadi, bo‘ylama darzlar kechroq hosil bo‘ladi, buzilish ham yuqoriroq yukda sodir bo‘ladi. Tashqi xomutlar vazifasini to‘r yoki spiral ko‘rinishidagi ko‘ndalang (bilvosita) armatura ham bajarishi mumkin. Betonning ko‘ndalang deformatsiyasi ta‘sirida armatura cho‘zilib, qarshilik ko‘rsatadi va uni o‘zi betonga ko‘ndalang yo‘nalishdagi to‘plangan siquvchi kuch sifatida ta‘sir qiladi (7-b rasm).



7-rasm.



8-rasm.

## **9. Betonga zararli qo'shimchalar aralashib qolishi qanday oqibatlarga olib keladi?**

Shunday hollar uchraydiki, sement va to'ldiruvchilar ularni tashish vaqtida ifloslangan bo'ladi. Natijada betonning strukturalari shakllanishiga va mustahkamligiga salbiy ta'sir qiladi. Shuni ham alohida ta'kidlash kerakki, betondagi zararli qo'shimchalarining ta'siri bir oy, hatto yillab davom etishi mumkin. Ularni darhol aniqlab bo'lmasligi qo'shimcha muammolarni paydo qiladi.

## **10. Betonning mustahkamligida suv-sement nisbati qanday rol o'ynaydi?**

Suv-sement (S/s) nisbati betonning mustahkamligiga keskin ta'sir ko'rsatuvchi omillardan biridir. Yuqori mustahkamlikdagi beton tayyorlash uchun uning nisbati 0,4 dan oshmasligi kerak, ya'ni 1 kg sement ga 400 gr suv to'g'ri keladi. Suv-sement nisbati oshgan sari betonning mustahkamligi kamayib boraveradi.

## **11. Betonning siqilishdagi mustahkamligiga ko'ra uning markasi bilan klassi bir-biridan qanday farqlanadi?**

Betonning markasi deganda uning o'rtacha kub mustahkamligi  $R$  (o'lchov birligi  $\text{kg}/\text{sm}^2$ ) tushuniladi. 1986-yildan beri temir-beton konstruksiyalarni loyihalashda marka tushunchasidan foydalanilmaydi, lekin qurilish amaliyotida uchrab turibdi. Betonning klassi **B** (ehtimolligi 95% ta'minlangan) MPa o'lchov birligidagi betonning kub mustahkamligi boshqa materiallar kabi betonning mustahkamligi birlamchi emas, ya'ni uning mutahkamligi  $R_{\min}$  dan  $R_{\max}$  gacha o'zgaradi. Agar mustahkamlikning o'zgarishi normal taqsimotning egri chiziq-li ko'rinishida bo'lsa, marka uning eng yuqori qismiga klass esa (8-rasm) 0,0764 ulushiga teng bo'ladi (variatsiya koeffitsienti 0,135 bo'lganda). Masalan, B30 klass beton 400 markaga teng bo'ladi.

**Siqilishga bo'lgan mustahkamligiga ko'ra  
betonning markasi bilan uning klassining o'zaro nisbati**

Siqilishga bo'lgan mustahkamligi bo'yicha betonning markasi	Siqilishga bo'lgan mustahkamligi bo'yicha betonning klassi	Siqilishga bo'lgan mustahkamligi bo'yicha betonning klassiga mos keluvchi *betonning shartli markasi			
		Serg'ovak beton-dan tashqari barcha turdagi betonlar	Betonning markasidan farqi, %	Serg'ovak beton	Betonning markasidan farqi, %
M5	B 0,35	—	—	—	—
M10	B 0,75	—	—	—	—
M15	B 1	—	—	14,47	−3,5
M25	B 1,5	—	—	21,7	−13,2
M25	B 2	—	—	28,94	+ 15,7
M35	B 2,5	32,74	−6,5	36,17	+ 3,3
M50	B 3,5	45,84	−8,1	50,64	+ 1,3
M75	B 5	65,48	−12,7	72,34	−3,5
M100	B 7,5	98,23	−1,8	108,51	+ 8,5
M150	B 10	130,97	−12,7	144,68	−3,55
M150	B 12,5	163,71	+ 9,1	180,85	—
M200	B 15	196,45	−1,8	271,02	—
M250	B 20	261,93	+ 4,8		
M300	B 22,5	294,68	−1,8		
M300	B 25	327,42	+ 9,1		
M350	B 25	327,42	−6,45		
M350	B 27,5	360,16	+ 2,9		
M400	B 30	292,9	−1,8		
M450	B 35	458,39	+ 1,9		
M500	B 40	523,87	+ 4,8		
M600	B 45	589,35	−1,8		
M700	B 50	654,84	−6,45		
M700	B 55	720,32	+ 2,9		
M800	B 60	785,81	−1,8		

\* Betonning shartli markasi deganda tomonlari 15 sm dan boʻlgan kub namunalar turkumini mustahkamliklarining oʻrtacha qiymati tushuniladi,  $\text{kg/sm}^2$ . Betonning shartli markasi quyidagicha aniqlanadi:  $Y=B/[0,0980665 (1-1,64 V)]$ ,

Bu yerda: B – beton klassining son qiymati MPa; 0,0980665 – MPa dan  $\text{kg/sm}^2$ ; oʻtish koeffitsienti; V – beton mustahkamli variatsiya koeffitsientining nominal qiymati, barcha turdagi betonlar uchun (sergʻovak betondan tashqari)  $V= 0,135$ , sergʻovak beton uchun esa  $V= 0,18$  qabul qilinadi.

## **12. Qurilish obyektiga olib kelingan betonga suv aralashtirish mumkinmi?**

Mumkin emas. Afsuski betonga suv quyib, beton ishlarini osonlashtirish uchrab turadi. Keyingi quyilgan suv, sement bilan kimyoviy reaksiyaga kirishmay, betonni ichida boʻshliqlar hosil qiladi. Natijada betonning mustahkamligi keskin pasayadi, uning deformatsiyalanuvchanligi ortib, betonning hajmiy deformatsiyalanishi natijasida darzlar hosil boʻlishiga olib keladi. Ayniqsa choklarni betonlashda bunday tadbir salbiy oqibatlariga olib kelishi mumkin.

## **13. Oʻzbekiston iqlimi sharoitida yoz oylarida betonlash ishlari olib borish mumkinmi?**

Maʼlumki, beton loyihada koʻrsatilgan mustahkamlikka ega boʻlishi uchun havoning temperaturasi  $18-22^{\circ}\text{C}$ , uning nisbiy namligi esa 80% dan yuqori boʻlishi kerak, respublikamiz hududi quruq issiq iqlim sharoitiga mansub boʻlib, yoz oylarida havoning temperaturasi  $40^{\circ}\text{C}$  dan ortib, uning nisbiy namligi 10–15% ni tashkil qiladi. Bunday sharoitda betonlash ishlari olib borilsa, betonning mustahkamligi 15–25% kamayib ketadi. Bunday hollarda betonning mustahkamligi kamayishini oldindan hisobga olish zarur.

#### **14. Beton tayyorlashda turli kimyoviy qo‘shimchalardan foydalanish qanday samara beradi?**

Hozirgi kunda dunyo bo‘yicha qo‘shimchalarning 300 dan ortiq turi ma‘lum. Ularning orasida respublikamizda qo‘llanilishi yetarli samara beradigan qo‘shimchalar bu – superplastifikatorlardir. Ular betonning mustahkamligini oshirishga, sement sarfini kamaytirishga yordam beradi. Yevropaning rivojlangan mamlakatlarida tayyorlanayotgan beton yoki temir-betonning 70% dan ko‘prog‘ida albatta qo‘shimchalar ishlatiladi.

#### **15. Superplastifikatorlar nimaning hisobiga beton mustahkamligini oshiradi?**

Superplastifikator deganda beton qarishmasining plastikligini oshiruvchi qo‘shimchalar tushuniladi. Betonning plastikligi ortishi natijasida suv-sement nisbati kamayadi, tabiiyki bunday holatda betonning mustahkamligi 25–30% ortishi kuzatiladi.

#### **16. Yumshoq va qattiq armaturabop po‘lat nima?**

Yumshoq armatura (A-I, A-II, A-III klassdagi armaturalar) cho‘zilish diagrammasida (9-a rasm) uchta bosh uchastkaga ega: elastik deformatsiyalar (bu yerda Guk qonuni amal qiladi),  $\sigma_{pl}$  (oquvchanlik chegarasi) kuchlanishlarda oquvchanlik maydoni va elastik-plastik deformatsiyalar (egri chiziqli uchastka). Konstruksiyalarni hisoblashda birinchi va ikkinchi uchastkalardan foydalaniladi. Po‘latning oquvchanligi u yoki bu darajada normal kesimlarni egilishga hisoblaganda hisobga olinadi (kam armaturalangan kesimlarda, armaturalarni bir necha qatorlarga joylashtirganda va hokazo). Undan tashqari statik noaniq konstruksiyalarni chegaraviy muvozanat usulida hisoblashlarda qo‘llaniladi. Hisoblashlarda uchinchi uchastka qatnashmaydi, chunki u yerda deformatsiya kam bo‘lganligi uchun real sharoitlarda ular konstruksiyaning buzilishiga mos keladi.

Qattiq yoki yuqori mustahkamlikdagi armatura (A-IV, At-IV va undan yuqori klass armaturalar hamda B-II, Bp-II, K-7, K-19 klass armaturalar) jismoniy oquvchanlik chegarasiga ega emas (9-b rasm), u proporsionallik chegarasigacha elastik deformatsiyalanadi, undan keyin diagramma asta-sekin qiyshayadi. Xavfsiz ishlash chegarasi sifatida shartli oquvchanlik chegarasi  $\sigma_{02}$  qabul qilingan, bunda qoldiq, ya'ni plastik uzayish 0,2% ni tashkil qiladi. Qattiq po'latlarda mustahkamlik yumshoq po'latlarga qaraganda yuqori, lekin unda uzilishdagi uzayish  $\delta$  kamroq, ya'ni ularda plastik xossalari yomonroq bo'lganligi uchun mo'rtroq hisoblanadi. Yumshoq va qattiq deb nomlanish shartli bo'lib, rasmiy hujjatlarda ishlatilmaydi, lekin ushbu nomlanish qulay bo'lganligi uchun ilmiy-texnik adabiyotlarda keng qo'llaniladi.

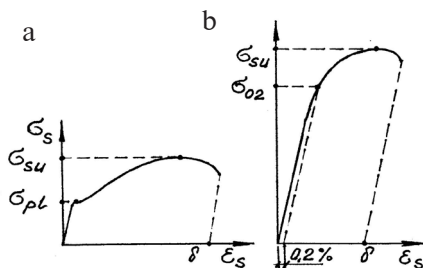
### **17. Uzilishdagi armaturaning uzayish qiymati qanchalik muhim?**

Armaturaning uzayish qiymati kam bo'lganda temir-beton konstruksiyalarning mo'rt (to'satdan) buzilishi sodir bo'lishi mumkin, hatto birozgina yuk ortib ketganda ham: solqilik kam darzlarning ochilishi esa kichik bo'lganda armatura uziladi. Boshqacha qilib aytganda konstruksiya o'zining xavfli holati haqida signal bermaydi. Shuning uchun har qanday klass armatura uzilishdagi nisbiy uzayishi  $\delta$  2% dan kam bo'lmasligi kerak.

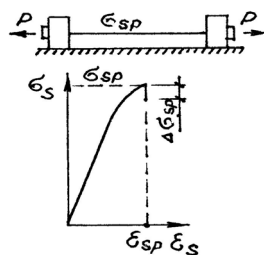
### **18. Po'latning oquvchanligi bilan betonning sirpanuvchanligi orasida qanday farq bor?**

Po'latning oquvchanligi ma'lum bir kuchlanishlarda  $\sigma_{pl}$  namoyon bo'ladi, betonning sirpanuvchanligi esa har qanday kuchlanishlarda ham sodir bo'ladi. Betondagi kuchlanish ancha katta, yukning davomiyligi qancha uzoq bo'lsa, sirpanish deformatsiyasi shuncha yuqori bo'ladi. Oquvchanlik deformat-

siyasi juda tez bir necha minutda sodir bo'ladi, tobtashlash deformatsiyasi esa yillab davom etishi mumkin.



9-rasm.



10-rasm.

### 19. Nima uchun montaj sirtmoqlari uchun A-I klass po'lat qo'llaniladi, boshqa klass po'latlar deyarli qo'llanilmaydi?

A-I klasdagi armatura silliqiligi uchungina emas, balki ushbu klass po'latda eng yuqori plastik xossalar bo'lganligi uchun hamda uni kichik egrilik radiusi bilan bukish mumkinligi uchun qo'llaniladi. Agar shunday sirtmoqni qattiq (yuqori mustahkamlikdagi) po'latdan tayyorlansa, ushbu po'latda darzlar hosil bo'lib tayyorlash jarayonida bo'lmasa ham, konstruksiyani ko'tarishda uzilish sodir bo'lishi mumkin, bu esa xavfli.

### 20. Po'latning kuchlanishlar relaksatsiyasi nima va u qachon namoyon bo'ladi?

Relaksatsiyaning ma'nosi shundan iboratki, armaturadagi deformatsiyaning  $\epsilon_{sp}$  ma'lum qiymatida kuchlanish  $\sigma_{sp}$  ma'lum vaqtdan keyin  $\Delta\sigma_{sp}$  qiymatgacha pasayadi (10-rasm). Relaksatsiya — po'latning plastik xossalari natijasidir. Qattiq po'latda u proporsionallik chegarasidan yuqori kuchlanishlarda, yumshoq po'latlarda esa oquvchanlik chegarasidan yuqori kuchlanishlarda namoyon bo'ladi. Oldindan zo'riqtirilgan



temir-beton konstruksiyalarda armaturadagi kuchlanishlar yo'qolishini hisoblaganda foydalaniladi.

## **21. Armaturaning beton bilan tishlashishi nima uchun kerak?**

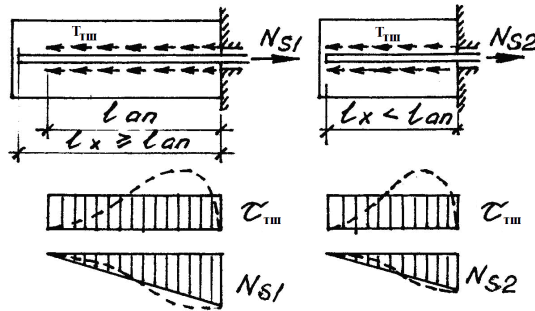
Beton bilan armaturaning birgalikda deformatsiyalanishi uchun beton bilan armaturaning tishlashishi yo'q bo'lsa, armaturaning deyarli foydasi bo'lmaydi. Beton o'zicha ishlaydi, armatura esa balans sifatida xizmat qiladi. Armaturani tishlashishsiz faqat oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda qo'llash mumkin, uni alohida kanallarga joylashtirib, uning zo'riqishlarini ankerlar orqali betonga uzatiladi, bu yerda armatura konstruksiyaning yukini yengillashtiradigan tashqi kuch sifatida xizmat qiladi. Ta'kidlash kerakki, bunday armatura korroziyadan ishonchli himoya qilingan bo'lishi kerak.

## **22. Armaturaning beton bilan tishlashishi nimalarga bog'liq?**

Bir necha omillarga bog'liq, ulardan eng asosiysi: sement-toshning metall yuzasi bilan yopishishga, kirishishga sabab bo'ladigan ishqalanish kuchiga, armatura bilan betonning tishlashishiga (davriy profildagi armaturalar uchun) Ushbu  $T_{ss}$  kuchlar betonga nisbatan armaturaning siljishini oldini oladi hamda armatura siljiydigan yo'nalishga qarama-qarshi yo'naltirilgan bo'ladi. Ular qarshi harakat reaksiyasi bo'lib, ularning yig'indisi sterjendagi bo'ylama kuchning yig'indisiga teng:  $\sum T_{ss} = N_s$ . Ko'rinib turibdiki, davriy profilli armaturadagi tishlashish yaxshiroq, silliq armaturaning tishlashishi esa yomonroqdir, ayniqsa mazkur armaturaning sirti moyli, iflos va zanglagan bo'lsa. Amaliyotda to'plangan kuchlar  $T_{ss}$  dan emas, balki urinma kuchlanishlardan foydalaniladi:  $\tau_{ss} = T_{ss} / A_{ss}$ , bu yerda:  $A_{ss}$  – armatura bilan betonning tishlashish sirtining yuzasi.

### 23. Armaturaning beton bilan tishlashishi nima bilan xarakterlanadi?

Tishlashish ankerlash zonasi uzunligi  $l_{an}$  bilan xarakterlanadi, ya'ni armaturaning betonga kiritilgan shunday qismi bo'lib, po'latning mustahkamligidan to'la foydalanishni ta'minlaydi. Boshqacha qilib aytganda, agar sterjen  $l_x \geq l_{an}$  qiymatda betonga kiritilgan bo'lsa uni sug'urib olib bo'lmaydi, chunki u uzilib ketadi yoki  $N_{s1} = R_s A_s$  zo'riqishda boshqa tomonga oqadi agar  $l_x < l_{an}$ , ega bo'lsa u  $N_{s2} = R_s A_s (l_x / l_{an})$  zo'riqishda sug'uriladi o'zining mustahkamligidan to'la foydalanilmaydi (11-rasm).



11-rasm.

Ushbu hol sterjen betonda zaif ankerlanganligini bildiradi.

Tishlashish qancha yaxshi bo'lsa,  $\tau_{ss}$  shuncha yuqori bo'ladi,  $l_{an}$  esa kam bo'ladi.  $\tau_{ss}$  ning epyurasini hisoblash oson bo'lishi uchun to'g'ri burchakli,  $N_s$  esa mos ravishda uchburchakli qabul qilinadi, aslida esa ularning har ikkalasi egri chiziqli bo'lishi kerak (11-rasmdagi punktir chiziqlar). Ankerlash zonasi uzunligi empirik formula bilan aniqlanadi.  $l_{an} = (\omega_{an} R_s / R_b + \Delta\lambda_{an})d$ , bu yerda:  $\omega_{an}$  va  $\Delta\lambda_{an}$  — armaturaning profili va zo'riqishlarning xarakterini hisobga oluvchi koeffitsientlar (siqilish yoki cho'zilish),  $d$  — sterjenning diametri,  $R_s$  va  $R_b$  — armatura va betonning hisobiy qarshiliklari.

## 24. Nima uchun $I_{an}$ kattalik armaturaning diametriga bog'liq?

Armaturaning diametri ikki barobar oshirilsa, kesimining yuzasi to'rt barobar ortadi; sterjendagi zo'riqish ham (mustahkamlik o'zgaras bo'lganda) to'rt barobar ortadi. Ushbu sterjenni betondan sug'urilishidan saqlash uchun to'rt barobar tishlashish kuchi zarur, ayni chog'da uning perimetri shundan kelib chiqadiki, armatura bilan betonning kontakt zonasi ikki barobar ortadi xolos. Bundan kelib chiqadiki kontakt yuzasini ikki barobar oshirish uchun ankerlash uzunligini ikki barobar oshirish zarur.

Eskizda loyihalash jarayonida eng ko'p tarqalgan A–III klass armaturalar bilan armaturalanganda oddiy bog'liqliklardan foydalanish mumkin: cho'ziluvchi armaturalar uchun  $I_{an} = 40 \cdot d$ , siqiluvchi armaturalar uchun  $I_{an} = 30 \cdot d$ , payvandsiz cho'ziluvchi choklarda  $I_{an} = 50 \cdot d$ , siqiluvchi choklar uchun  $I_{an} = 35 \cdot d$ . So'nggi qaror 23-javobda keltirilgan formula yordamida qabul qilinadi.

## 25. Nima uchun $I_{an}$ kattalik armaturaning mustahkamligiga bog'liq?

Mustahkamlik (hisobiy qarshilik  $R_s$ ) ortishi bilan sug'uriluvchi zo'riqish ham ortib boradi:  $N_s = R_s A_s$ . Armaturani ushlab turish uchun  $T_{ss}$  kuchlarning yig'indisini oshirish kerak, buni amalga oshirish uchun (boshqa jihatlari bir xil bo'lganda) faqat ankerlash uzunligini oshirish kerak. Shuning uchun  $R_s$  qancha yuqori bo'lsa  $I_{an}$  ning talab qilingan qiymati shuncha katta bo'ladi.

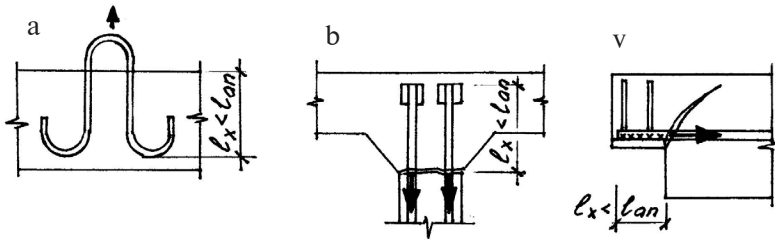
## 26. Nima uchun $I_{an}$ kattalik betonning mustahkamligiga bog'liq?

Birinchiidan betonning mustahkamligi qancha yuqori bo'lsa (hisobiy qarshiligi  $R_b$ ) uning metall bilan adgeziyasi (yopishish kuchi) yuqori bo'ladi. Ikkinchiidan betonning mustahkamligi qancha yuqori bo'lsa chiqqan joylari armaturaning chiqqan

joylarining tishlashishiga qarshilik ko'rsatadi. Shuning uchun  $R_b$ , qancha katta bo'lsa  $l_{an}$  ning qiymati shuncha kichiklashadi.

**27. Agar armaturani  $l_{an}$  qiymatda ankerlashning iloji bo'lmasa nima qilish kerak?**

Loyihalash amaliyotida bunday hollar uchraganda, armaturani qo'shimcha ankerlashga to'g'ri keladi. Masalan, montaj sirtmoqlarining uchlari egib qo'yiladi (12-a rasm), ferma tuginlaridagi ishchi armaturalarning uchlari panjasimon bukiladi yoki ularga korotishlar payvandlanadi (12-b rasm), egiluvchi elementlardagi bo'ylama armaturalarni tayanch qistirma detal-lariga payvandlanadi (12-v rasm).



12-rasm.

1950-yillarning o'rtalarigacha asosan silliq armatura qo'llanilgan va uning beton bilan tishlashishi juda zaif bo'lgan. Shuning uchun uni ankerlashda sterjenlarning uchi bukib qo'yilgan.

**28. Ishchi armaturani betonning ichiga  $l_x < l_{an}$  masofada kiritish mumkinmi?**

Faqat bitta holda mumkin — armatura hisob bo'yicha aniqlanganiga qaraganda zaxirasi mavjud bo'lsa. Masalan, mustahkamlik sharti bo'yicha armatura ko'ndalang kesim yuzasi  $A_{s1}$  bo'lib, darzbardoshlik bo'yicha hisoblanganda uning yuzasini ikki barobar orttirishga to'g'ri kelgan bo'lsin, ya'ni  $A_{s2} = 2A_{s1}$ . Bunday hollarda  $A_{s2}$  armatura uchun hisoblangan

17-javobda ankerlash uzunligi  $l_{an}$  ni  $A_{s1}/A_{s2}$  ga nisbatan, ya'ni yarmiga kamaytirish mumkin.

**29. Nima uchun temir-beton konstruksiyalarni mustahkamlikka hisoblaganda siqilgan betonning mustahkamlik chegarasidan foydalaniladi lekin cho'ziluvchi armaturaning mustahkamlik chegarasidan foydalanilmaydi?**

Agar armaturaning ham mustahkamlik chegarasidan (uzilishga vaqtinchalik qarshiligi  $\sigma_{su}$  (9-rasmga qaralsin) foydalanilsa, uning uzayishi shunday katta bo'ladiki, konstruksiyada yo'l qo'yib bo'lmaydigan katta darzlar va ko'chishlar hosil bo'ladi, eng asosiysi — egiluvchi elementlarda chetki siqilgan tolalar ancha erta siqiluvchi chegaraviy deformatsiyaga yetib boradi  $\varepsilon_{bu}$  (1-rasm), natijada armatura siqilishga mustahkamlik chegarasiga yetib bormasdan oldin betonning siqiluvchi zonasida buzilish boshlanadi. Shuning uchun hisoblashlarda jismoniy  $\sigma_{pl}$  yoki shartli  $\sigma_{02}$  oquvchanlik chegarasidan foydalaniladi.

**30. Betonning va armaturaning me'yoriy qarshiliklari nima?**

Har qanday material, hatto bir xil klass beton yoki bir xil markadagi po'lat bir xil barqaror mustahkamlikka ega emas. Bunday hollarda uning o'rtacha mustahkamligi  $\bar{R}$  dan foydalanish masadga muvofiq emas (chunki konstruksiyaning xavfli kesimlarida materialning mustahkamligi  $\bar{R}$  dan kichik bo'lish ehtimoli 50% ga teng),  $R_{min}$  ni qabul qilinsa, mustahkamlik kam bo'lganligi sababli, kesim o'lchamlarini kattalashtirishga to'g'ri keladi. Shuning uchun me'yoriy qarshilik  $R_n$  sifatida shunday mustahkamlik olinganki, unda kafolat 95% ni, tavakkalchilik esa 5% ni tashkil qiladi. Xuddi shunga o'xshash betonning klassi qabul qilinadi (9-savolga qaralsin). Matematika tilida bu «0,95 ga ta'minlaganlik» deb yuritiladi. Demak, betonning siqilishga me'yoriy qarshiligi  $R_{bn}$  deganda «0,95» ga

ta'minlangan prizmatik mustahkamligi, armaturaning cho'zishga me'yoriy qarshiligi  $R_{sn}$  esa uning 0,95 ga ta'minlangan shartli yoki jismoniy oquvchanlik chegarasi hisoblanadi.

### **31. Betonning va armaturaning hisobiy qarshiliklari nima?**

Qurilish konstruksiyalari yuk ko'tarish qobiliyati zaxirasiga ega bo'lishi kerak, bu esa konstruksiyalarni ko'plab yoqimsiz tasodiflardan muhofaza qilib, bino va inshootlarning uzoq muddatga chidamliligini ta'minlaydi. Shuning uchun ham kesimlarning mustahkamligini hisoblashda me'yoriy emas, balki undan kichikroq bo'lgan hisobiy qarshiliklardan foydalaniladi. Hisobiy qarshilik quyidagicha aniqlanadi:  $R = R_n / \gamma$ , bu yerda  $\gamma$  – mustahkamlik bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti. Beton uchun  $\gamma_b = 1,3$ , armatura uchun  $\gamma_s = (1,05...1,2)$  qabul qilinadi va ushbu qiymat po'latning klassiga bog'liq. Mustahkamliklar farqi qancha katta bo'lsa  $\gamma$  ning qiymati shuncha katta bo'ladi.

### **32. Qaysi hisoblarda beton va armaturaning me'yoriy qarshiliklaridan foydalaniladi?**

Agar ekspluatatsiya jarayonida darzlar ortiqcha ochilgan yoki solqiliklar me'yoridan ortib ketgan bo'lsa, uning oqibatlari juda ham xavfli emas. Shu sababli ikkinchi guruh chegaraviy holatlar bo'yicha hisob yuritilganda me'yoriy qarshilik  $R_n$  dan foydalaniladi. So'nggi me'yoriy hujjatlarda ham uni  $R_{ser}$  bilan belgilab, hisobiy qarshilik deb atay boshlandi. Lekin uzundan-uzoq atamadan ko'ra muhandislar me'yoriy qarshilik deb atashni ma'qul ko'rmoqdalar, ya'ni  $R_{ser} = R_n$ .

### **33. Armaturaning siqilishga hisobiy qarshiligi qanday aniqlanadi?**

Betonning chegaraviy siqiluvchanligi orqali aniqlanadi  $\epsilon_{bu} = 2 \cdot 10^{-3}$  (1-rasm). Armatura bilan betonning tishlashishi

tufayli ular birgalikda deformatsiyalanadi ( $\varepsilon_{sc} = \varepsilon_{bu}$ ), u holda armaturadagi kuchlanish  $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{sc} \cdot E_s = 2 \cdot 10^{-3} \cdot 200 \cdot 10^3 = 400$  MPa, bu yerdan  $R_{sc} = 400$  MPa. Agar qo'yilgan yuk uzoq muddat ta'sir qilsa, tobtashlash deformatsiyasi natijasida chegaraviy siqiluvchanlik  $2,5 \cdot 10^{-3}$  qiymatgacha yetib boradi va unga mos ravishda  $R_{sc} = 500$  MPa ni tashkil qiladi. U holda  $R_{sc}$  po'latning hisobiy oquvchanlik chegarasidan ortib ketmasligi kerak, ya'ni  $R_{sc} \leq R_s$ . Shunga alohida e'tibor berish kerakki  $\varepsilon_{bu}$  barcha klassdagi betonlar uchun bir xil qabul qilingan. Aslida esa betonning klassi pasayishi bilan uning deformatsiyalanuvchanligi ortadi, natijada  $\varepsilon_{bu}$  ham o'sadi.

#### **34. Ustunlarda bo'ylama armaturalarni kichikroq diametrli armatura bilan almashtirish mumkinmi?**

Ustunlarda bo'ylama armaturalarni kichikroq diametrli-gi bilan ekvivalent almashtirilishi qo'shimcha ko'ndalang ster-jenlar qo'yilishini talab qiladi. Ushbu talabning bajarilmasligi, bo'ylama armaturaning ustuvorligi yo'qolishiga, ko'ndalang deformatsiyalar natijasida siqiluvchi betonning buzilishiga va natijada ustunning erta buzilishiga olib kelishi mumkin. Shu-ning uchun bunday tadbir qo'llashdan oldin ustunni qaytadan hisoblash lozim.

#### **35. Ayrim joylarda hisob bo'yicha armatura talab qilinmasa ham armaturalash hollari uchraydi. Buning sababi nima?**

Armatura temir-betonning mustahkamligini oshirishdan tashqari uning temperaturaviy va kirishish (hajmiy kichrayish) deformatsiyalarini kamaytirishga yordam beradi. Masalan, be-tonga qaraganda temir-betonda hajmiy kichrayish deformat-siyasi o'rtacha 2 barobar kam. Betondagi hajmiy kichrayish va temperaturaviy deformatsiyalar darzlar hosil bo'lishi ham-da betonning uzoq muddatga chidamliligini kamayishiga olib keladi.

### **36. Konstruksiyalarda armaturabop sterjenlar orasidagi masofa nima uchun chegaralanadi?**

Ushbu masofa betonlash sharoitiga bog'liq. Agar masofa kichik bo'lsa yirik to'ldiruvchining donalari armaturalar orasidan o'tmay, sifatli betonlashga xalaqit berishi mumkin. Betonlash sifatsiz bo'lsa, kesimda zaif joylar hosil bo'lishi hamda beton bilan armaturaning tishlashishi yomonlashishiga olib keladi. Shu tufayli me'yoriy hujjatlarda shunday belgilangan: agar betonlashda armaturalar gorizontal holda o'rnatilsa, pastki qismida ular orasidagi masofa 25 mm dan kam bo'lmasligi, yuqori qismidagi armaturalar orasidagi masofa esa 30 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Agar betonlashda armaturabop sterjenlar vertikal holda o'rnatilsa, ular orasidagi masofa 50 mm dan kam bo'lmasligi kerak, har qanday holda ham sterjenlarning eng katta diametridan kam bo'lmasligi kerak.

Agar yuqorida ko'rsatilgan qoidalarni bajarish imkoniyati bo'lmasa (masalan, kesim yuzasi kichik yoki armaturalash foizi katta bo'lsa), armaturalarni juft qilib o'rnatishga ruxsat beriladi. Bunday yechim me'yoriy hujjatlarga zid emas.



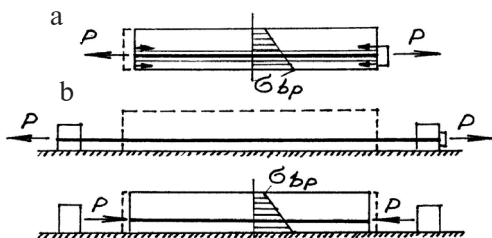
## 2. OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIR-BETON

### 37. Oldindan zo'riqtirilgan temir-beton nima?

Bunday temir-betonga tashqi kuch ta'sir qilguncha, tashqi kuch ta'sir qiladigan paytdagi kuchga ishora bo'yicha teskari kuchlanish hosil qilinadi, ya'ni betonda siqiluvchi va armaturada cho'zuvchi kuchlanishlar hosil qilinadi.

### 38. Oldindan zo'riqish qanday hosil qilinadi?

Ishchi armaturani oldindan zo'riqtirish ikki xil usulda amalga oshiriladi. Birinchi usulda konstruksiyani oldindan betonlanadi va unda kanal qoldirib keyin undan armatura o'tkaziladi. Beton tegishli mustahkamlikka erishgandan keyin armatura tortilib, uning uchlari konstruksiyaning chetki qismlariga mahkamlanadi. Armatura tortilish jarayonida beton siqiladi. Tortilgandagi zo'riqish  $P$  betonga uzatiladi va mazkur usulni betonga tortish deyiladi (13-a rasm).



13-rasm.

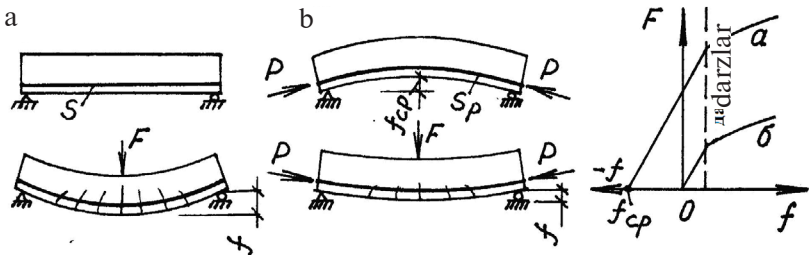
Ikkinchi usulda armaturaning bir tomonini qisqichlarga mahkamlab, ikkinchi tomonidan domkrat yordamida tortiladi. Beton kerakli mustahkamlikni olgandan keyin qisqichlardan bo'shatiladi. Armatura qisqarish davomida tishlashish kuchi hisobiga atrofidagi betonni siqadi (13-b rasm).

Oldindan zo'riqtirishni kengayuvchi sement yordamida ham amalga oshirish mumkin. Beton qotish jarayonida hajmi ortadi

va natijada armaturaning uzayishiga sabab bo'ladi. Ushbu usul nisbatan kam qo'llaniladi.

### 39. Temir-betonni oldindan zo'riqtirishning nima foydasi bor?

Darzbardoshlik va bikrlilik ortadi. Oddiy S va oldindan zo'riqtirilgan  $S_r$  armaturali balkani solishtiramiz (14-rasm). Birinchi balkada (a) F yuk ortishi bilan solqilik  $f$  noldan boshlanadi. Ikkinchi balkada (b) esa F yuk qo'yilgunga qadar qisuvchi kuchning (R) natijasida solqilikka teskari ishorali botiqlik  $f_{cp}$  hosil bo'ladi. Shu tufayli oldindan zo'riqtirilgan balkada solqilik kamroq bo'ladi. Undan tashqari oldindan zo'riqtirish yuqori mustahkamlikdagi beton va yuqori mustahkamlikdagi armaturalar qo'llanilishiga imkon beradi. Bu esa materiallar sarfi hamda konstruksiyaning xususiy og'irligi kamayishiga olib keladi.



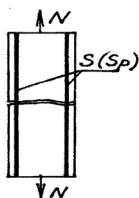
14-rasm.

### 40. Oldindan zo'riqtirish konstruksiyalarning mustahkamligiga ta'sir qiladimi?

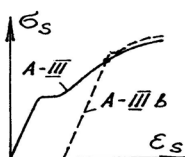
Bevosita ta'sir qilmaydi. 15-rasmdan ko'rinib turibdiki, darz hosil bo'lgandan keyin cho'zuvchi kuch  $N$  ni faqat armatura qabul qiladi. Uning yuk ko'tarish qobiliyati  $N_{su} = R_s A_s$ , zo'riqtirilgan yoki zo'riqtirilmaganligidan qat'i nazar mustahkamligini bildiradi.

#### 41. Nima uchun zo'riqtirilgan armatura sifatida «yumshoq» po'lat qo'llanilmaydi?

U «yumshoq»ligi uchun emas, uning mustahkamligi kamligi sababli qo'llanilmaydi. Agar uni hatto oquvchanlik chegarasigacha tortilsa ham, kirishish, tobtashlash deformatsiyalari sababli vaqt o'tishi bilan oldindan zo'riqtirish butunlay yo'qoladi, armatura boshlang'ich kuchlanishni to'la yo'qotadi. Shunday bo'lsada, A-III klass «yumshoq» po'latni oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya sifatida ishlatish mumkin. Buning uchun uni oldindan 450...500 MPa gacha (oquvchanlik chegarasidan yuqori kuchlanishgacha) tortib, keyin qo'yib yuboriladi. Shuning natijasida oldingi oquvchanlik maydoni yo'qoladi, yangi hosil bo'lgan oquvchanlik maydoni avvalgisining 1/3 ulushicha yuqori bo'ladi (16-rasm). Bunday po'lat tortish natijasida mustahkamlangan po'lat deb ataladi va uni A-III<sub>B</sub> qilib belgilanadi.



15-rasm.



16-rasm.



17-rasm.

#### 42. Nima uchun oddiy konstruksiyalarda qattiq po'lat qo'llanilmaydi?

«Qattiq» (yuqori mustahkamlikdagi) po'latlarda hisobiy qarshilik 1000 MPa ga yetib boradi va hatto undan ham o'tib ketadi, ayni paytda darzlarning eni ruxsat berilgan o'lchamlarda (0,2—0,3 mm) bo'lganda armaturadagi kuchlanishlar 250—350 MPa ni tashkil qiladi. Ko'rinib turibdiki, bunday kuchlanishlarda yuqori mustahkamlikdagi armaturalarning mustahkam-

ligidan to'la foydalanilmaydi. Bu esa samaradorlikni kamaytiradi.

#### **43. Armaturani tortish natijasida uning mustahkamligi kamaymaydimi?**

Yuzaki qaraganda kamayishi kerak. Chunki tashqi yuk qo'yilgunga qadar armatura tortilgan va uning mustahkamligidan qisman foydalanilgan. Aslida esa vaziyat boshqacharoq. Siquvchi kuch  $P$  betonga uzatilganda beton bilan armatura birgalikda qisqaradi, shuning uchun armaturadagi cho'zuvchi kuchlanish  $\Delta P$  qiymatga kamayadi, beton esa  $N_b = P - \Delta P$  kuch bilan siqiladi. Dastlabki holatini tiklash uchun temir-beton elementga tashqi cho'zuvchi kuch  $N = N_b + \Delta P$  ni qo'yish kerak, ya'ni  $N = P$  (17 rasm). Bundan ko'rinib turibdiki, armaturaning mustahkamligi saqlanadi.

#### **44. Armaturani oldindan zo'riqtirish qiymati $\sigma_{sp}$ nima bilan chegaralanadi?**

Oldindan zo'riqtirish qiymatining yuqori chegarasi  $\sigma_{sp}$  chegaraviy holatning ikkinchi guruhidagi po'latning hisobiy qarshiligi  $R_{s,ser}$  bilan chegaralanadi (son jihatdan armaturaning me'yoriy qarshiligi  $R_{sn}$  ga teng). U holda tasodifan kuchlanish ortib ketganda armatura uzilishining oldini olish uchun loyihaviy kattalik  $\sigma_{sp}$  ning  $p$  kattalikka og'ishi hisobga olinadi. Shuning uchun  $\sigma_{sp} \leq R_{s,ser} - p$  bo'lishi kerak. Boshqa chegara  $0,3R_{s,ser} + p$  bo'lib, undan kam bo'lganda oldindan zo'riqtirish foydasizdir,  $p$  ning qiymati loyihalash me'yorlarida ko'rsatilgan.

#### **45. Armatura qanday tortiladi?**

Armatura mexanik (gidravlik domkrat, yuklar va hokazo), yoki elektrotermik usul bilan tortiladi. Elektrotermik usulda aniq o'lchab qirqilgan armatura (har ikkala uchida ankerlari bilan) tayyorlab, elektr toki yordamida  $350...400^{\circ}C$  dan ko'p

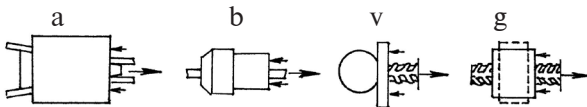
bo‘lmagan temperaturagacha qizdiriladi (agar undan ortib ket-  
sa, po‘latning mustahkamligi kamayadi). Qizdirilganda arma-  
turalar uzayadi va ularni shunday holatda tayanchlarga mah-  
kamlanadi. Sovutish jarayonida armatura dastlabki holatga  
qarab harakatlanadi, bunga esa tayanchlar xalaqit beradi, nati-  
jada armaturada cho‘zuvchi kuchlanishlar hosil bo‘ladi.

**46. B-II, B<sub>p</sub>-II, K-7, K-19 klass armaturalarni  
elektrotermik usulda tortish mumkinmi?**

Arqonsimon armaturalarni elektrotermik usul bilan zo‘riqti-  
rish mumkin emas, chunki barcha simlarni bir xilda qizdirish-  
ning iloji yo‘q. Sim armaturalarni elektrotermik usulda tortish  
mumkin, lekin maqsadga muvofiq emas. Chunki 350...400°C  
gacha qizdirish bilan 650...700 MPa gacha oldindan zo‘riqti-  
rishga erishish mumkin. Ushbu armaturalarning mustahkamli-  
gi esa ancha yuqori. Shuning uchun ushbu armaturalar mexa-  
nik usul bilan zo‘riqtiriladi.

**47. Armatura tortilganda ular qanday mahkamlanadi?**

Maxsus ankerlar yordamida mahkamlanadi (18-rasm). Ular  
ko‘p martali inventar qisqichlar (a) va (b) yoki bir marta foy-  
dalaniladigan ankerlar: kengaytirilgan kallaklar (v), qisuvchi  
shaybalar (g) va hokazo. Betonga tortilganda turli tizimlarning  
qo‘zg‘almas ankerlari qo‘llanilib, ular odatda temir-beton ele-  
mentning ajralmas qismi hisoblanadi.



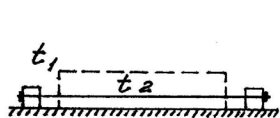
18-rasm.

**48. Armaturada kuchlanishlar yo‘qotilishi nima?**

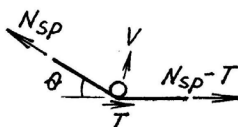
Armaturani tortish momentidan boshlab konstruksiyaga  
tashqi yuk qo‘yilguncha oldindan zo‘riqtirish qiymati  $\sigma_{sp}$

ning bir qismi yo‘qotiladi. Buning sabablari: po‘latning kuchlanishlar relaksatsiyasi, temperaturalar farqi natijasida, ankerlarning deformatsiyasi, qiya armaturaning ishqalanishi, qolipning deformatsiyasi, betonning kirishishi, tobtashlashi va hokazo. Armaturadagi kuchlanishga relaksatsiyaning, tobtashlashning va kirishishning ta’siri 14, 5 va 6-savollarda yoritilgan. Faqat bunga qo‘shimcha sifatida ta’kidlash kerakki, tobtashlash beton siqilgandan keyin dastlabki minutlarda namoyon bo‘la boshlaydi, keyin esa asta-sekin so‘nadi, shuning uchun uni ikkiga ajratilgan: tez rivojlanuvchi, ya’ni beton siqilishi bilan namoyon bo‘ladigan hamda uzoq muddatli, ya’ni ekspluatatsion yuk ta’sir qilguncha davom etadigan. Ankerlarning deformatsiyasi deganda inventar qisqichlardagi qisman siljishi, anker kallaklarining va shaybalarning mahalliy siqilishi (18-rasm) tushuniladi. Natijada armatura qisqaradi va zo‘riqishning bir qismi yo‘qoladi.

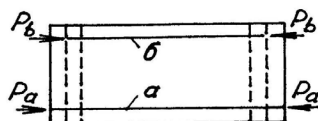
Qiyalik burchagi  $\theta$  qancha katta bo‘lsa, qiya armaturalardagi yo‘qotish shuncha katta bo‘ladi. Ushbu burchakning kattaligi bukuvchi moslamalarga normal bosimning  $V$  va ishqalanish kuchining  $T$  ortishiga olib keladi (20-rasm).



19-rasm.



20-rasm.



21-rasm.

Qolipning deformatsiyasi natijasida yo‘qotish tayanchga armaturalar bir vaqtda tortilmaganda ro‘y beradi: agar «b» sterjen (21-rasm, yuqoridan ko‘rinishi) «a» sterjendan keyin tortilgan bo‘lsa, qolipda ham «a» sterjenda ham qisqarish sodir bo‘ladi va zo‘riqishning bir qismi yo‘qoladi. Kuchlanish qancha katta bo‘lsa, birinchi tortilgan sterjendagi yo‘qotish shuncha katta bo‘ladi. Agar barcha sterjenlar bir vaqtda tortilsa,

yo‘qotish sodir bo‘lmaydi. Temperaturalar farqi natijasidagi yo‘qotish armaturani tayanchga totilganda issiqlik bilan ishlov berish jarayonida ro‘y beradi. Beton bilan birgalikda armatura ham qiziydi, natijada kuchlanish pasayadi (19-rasm).

Issiqlik bilan ishlov berish jarayonida beton qotib, uzatish mustahkamligiga erishadi va tishlashish kuchi yordamida armaturani siqadi. Shuning uchun beton qotgandan keyin yo‘qotilgan kuchlanishlar tiklanmaydi. Buyumning temperaturasi  $t_2$  va tayanchning (havoning) temperaturasi  $t_1$  orasidagi farq qancha katta bo‘lsa, yo‘qotishlar shuncha ko‘p bo‘ladi. Qolipning tayanchlariga armaturalar tortilganda qolip bilan armatura birga uzayadi va yo‘qotishlar ro‘y bermaydi.

#### **49. Betonning uzatish mustahkamligi nima?**

Bu siqilish paytidagi betonning kub mustahkamligi  $R_{bp}$ . Odatda u loyihaviy mustahkamlik  $B$  dan kichik bo‘ladi. Zavod sharoitida beton 100% loyihaviy mustahkamlikka erishishini kutish noto‘g‘ri hisoblanadi. Shuning uchun  $R_{bp}$  ning shunday minimal qiymati belgilanadiki, betonni zo‘riqtirish natijasida siqilganda uni ko‘tarish va tashish paytida uning mustahkamligi va darzbardoshligi ta‘minlansin. Eksploatatsion yuk qo‘yilgunga qadar beton loyihaviy mustahkamlikka erishadi. Har qanday holatda ham  $R_{bp}$  beton klassining 50% idan va 11 MPa dan kam bo‘lmasligi kerak (arqonsimon va sim armaturalar hamda A-VI va undan yuqori klass armaturalar uchun 15,5 MPa dan kam bo‘lmasligi kerak). Ta‘kidlash kerakki,  $R_{br}$  qancha kichik bo‘lsa, tobtashlash natijasidagi yo‘qotish shuncha katta, siqilish kuchi esa shuncha kichik bo‘ladi,  $R_{br}$  qancha yuqori bo‘lsa, issiqlik bilan ishlov berish vaqti ko‘p va natijada konstruksiyaning narxi ko‘proq bo‘ladi. Tajribalar shuni ko‘rsatadiki, uzatish mustahkamligining optimal qiymati  $R_{bp} = 0,7B$  ga teng.

Afsuski, loyihalash me‘yorlarida prizmatik uzatish mustahkamligi keltirilmagan, hisoblashlarda esa uni aniqlash kerak

bo'ladi. Loyihachilar ushbu qiymatni o'zlari aniqlashlari kerak bo'ladi.

### **50. Nima maqsadda kuchlanishlar yo'qotilishi birinchi va ikkinchi yo'qotishlarga bo'linadi?**

Birinchi yo'qotishlar tayyorlash jarayonida va beton siqilishi tugaguncha namoyon bo'ladi. Ikkinchi yo'qotishlar temir-beton tayyorlangandan keyin uning ekspluatatsiyasi boshlanguncha ro'y beradi. Ularning bo'linishiga sabab shundaki, oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya turli davrda turlicha yuklarni qabul qiladi, uning ta'siriga konstruksiyani mustahkamlik va darzbardoshlikka tekshirish kerak. Buyum tayyorlab bo'linishi bilan siquvchi kuch, uni ko'tarish yoki tashishdagi xususiy og'irligiga ta'sir qiladi. Ushbu holda zo'riqtirilgan armaturada faqat birinchi yo'qotishlar sodir bo'ladi, chunki siquvchi kuch hali kichkina, betonning mustahkamligi esa kam bo'ladi. Ekspluatatsiya jarayoni boshlanishida esa birinchi va ikkinchi yo'qotishlar sodir bo'ladi, siquvchi kuch kamaygan, betonning mustahkamligi esa o'sib, loyihaviy qiymatga erishgan bo'ladi.

### **51. Kuchlanishlar yo'qotilishi armaturani tortish usuliga bog'liqmi?**

Albatta bog'liq. Tayanchga tortilganda birinchi yo'qotishlarga po'latning kuchlanishlar relaksatsiyasi natijasidagi yo'qotish  $\sigma_1$ , temperaturalar farqi natijasidagi yo'qotish  $\sigma_2$  (stendning tayanchiga tortilganda), ankerlarning deformatsiyalari natijasida  $\sigma_3$ , bukuvchi moslamalarda armaturaning ishqalanishi natijasida  $\sigma_4$ , qolipning deformatsiyasi natijasida  $\sigma_5$  (qolipning tayanchlariga barcha armaturalar teng tortilmaganda) va tez ro'y beruvchi tobtashlash deformatsiyasi natijasida  $\sigma_6$ , ikkinchi yo'qotishlarga kirishish natijasidagi  $\sigma_8$  va uzoq muddatli tobtashlash natijasidagi yo'qotishlar  $\sigma_9$  kiradi.



Betonga tortilganda po‘latning relaksatsiyasi va betonning to‘la tobtashlashi beton siqilgandan keyin namoyon bo‘ladi, shuning uchun birinchi yo‘qotishlarga faqat ankerlarning deformatsiyasi natijasidagi yo‘qotishlar  $\sigma_3$  va kanal devorlarining ishqalanishi natijasidagi yo‘qotishlar  $\sigma_4$ , ikkinchi yo‘qotishlarga esa relaksatsiya natijasidagi yo‘qotishlar  $\sigma_7$ , kirishish natijasidagi yo‘qotishlar  $\sigma_8$  va tobtashlash natijasidagi yo‘qotish  $\sigma_9$  lar kiradi.

### **52. Siqilishda betonning qisqarishi qanday hisobga olinadi?**

Siquvchi kuchni uzatilganda zo‘riqtirilgan armatura bilan birgalikda betonning qisqarishi ro‘y beradi (35-savolga ham qaralsin). Betonning qisqarishi ikki qismdan elastik va plastik qisqarishdan iborat bo‘ladi. Plastik qisqarishni (kiri-shish va tobtashlash)  $\sigma_6$ ,  $\sigma_8$  va  $\sigma_9$  yo‘qotishlarni hisoblaganda hisobga olinadi, elastik deformatsiya qaytuvchi bo‘lgani uchun yo‘qotishlarga qo‘shilmaydi, undan hosil bo‘lgan kuchlanishlarni, armatura yuk qo‘yiladigan momentgacha vaqtincha yo‘qotadi. Ushbu vaqtinchalik yo‘qotishlar keltirilgan kesimning geometrik xarakteristikalari yordamida aniqlanadi (57-savolga qaralsin).

### **53. Nazorat qilinadigan kuchlanish $\sigma_{con}$ nima?**

Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyani tayyorlash davrida o‘lchov asboblari va jihozlari yordamida nazorat qilindigan kuchlanish bo‘lib, uning qiymati tayyorlash texnologiyasiga bog‘liq. Masalan, mexanik usulda tayanchga tortilganda (gidravlik domkrat yordamida), tortish jarayoni nazorat qilindi, ankerlarning deformatsiyasi natijasidagi va egilgan joylardagi (agar egilgan joy mavjud bo‘lsa) armaturaning ishqalanishi natijasidagi yo‘qotishlar ham tortish jarayonida ro‘y beradi, shuning uchun  $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4$  tayyorlangan. Elektrotermik usul bilan zo‘riqtirilganda sterjenning tayyorlangan uzun-

ligini, oldindan zo'riqtirish  $\sigma_{sp}$  hosil qilishnigina emas, ankerlarning deformatsiyasi natijasidagi yo'qotish  $\sigma_3$  hamda qolipni deformatsiyalanishi natijasidagi yo'qotish  $\sigma_5$  larni hisobga olib belgilanadi (37-savolga qaralsin). U holda  $\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_4$ . Betonga tortilganda nazorat tortish jarayonida amalga oshiriladi, chunki armatura tortilishi bilan bir vaqtda betonning elastik qisqarishi ro'y beradi, uni  $\sigma_{con}$  ning qiymatini belgilashda hisobga olinadi.

Nazorat qilinadigan kuchlanish  $\sigma_{con}$  oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning chizmalarida ko'rsatilgan bo'lishi kerak, agar texnologiyasi noma'lum bo'lsa, u holda  $\sigma_{sp}$  ning hisobiy qiymatini hamda birinchi yo'qotishlarning barcha qiymatlarini (tez ro'y beruvchi tobtashlash deformatsiyasidan tashqari) ko'rsatish kerak.

#### **54. Oldindan zo'riqtirilgan temir-beton uchun 100 sutka nimani bildiradi?**

Ushbu muddat konstruksiyani tayyorlangan vaqtdan boshlab unga loyihadagi yuklar yuklanib bo'linishi lozim bo'lgan davr. Gap shundaki, kirishish va tobtashlash natijasidagi yo'qotishlarning formulalari mazkur muddatdan kelib chiqib, keltirib chiqarilgan. Agar konstruksiya ertaroq yuklangan bo'lsa yanada yaxshiroq bo'ladi. U holda zo'riqishning yo'qotilishi kamroq, siqilish kuchi ko'proq, bikrlilik va darzbardoshlik ham yuqori bo'ladi. Agar konstruksiya omborda 100 sutkadan ko'p saqlangan bo'lsa, zo'riqishning yo'qotilishi hisobiy qiymatlardan ortib ketib, uni qayta hisoblashga yoki sinashga, ayrim hollarda kamroq yukli joylarda ishlatishga to'g'ri keladi.

Qayta hisoblash uchun kirishish va uzoq muddatli tobtashlash deformatsiyasi natijasidagi yo'qotishlarning qiymati  $\varphi_1 = 4t/(100+3t)$  ga ko'paytiriladi. Bu yerda:  $t$  — buyumning amaldagi yoshi, keyin esa o'zgargan siquvchi kuch bilan bikrlilik va darzbardoshlik tekshiriladi.

## 55. Tortish aniqligi ko'effitsienti nima?

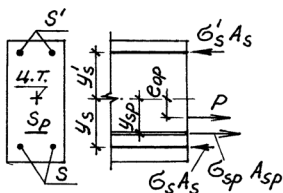
Har qanday buyum ishlab chiqarishda noaniqliklar bo'lishi mumkin. Ular oldindan hisobga olinib, chegaralangan miqdorlarda noaniqliklarga yo'l qo'yiladi. Shulardan biri oldindan zo'riqtirilgan buyumlar tayyorlashda tortishdagi xatoliklar bo'lib, ular oldindan zo'riqtirishning qiymati  $\sigma_{sp}$  ning kamayishiga yoki ko'payishiga sabab bo'ladi. Oldindan zo'riqtirishning hisobiy qiymatini aniqlash uchun  $\sigma_{sp}$  ni tortish aniqligi ko'effitsienti  $\gamma_{sp}$  ga ko'paytiriladi. Agar konstruksiyaning ishiga salbiy ta'sir  $\sigma_{sp}$  ning qiymati kamligi bo'lsa (masalan ekspluatatsiya davrida darz hosil bo'lishiga) u holda  $\gamma_{sp} < 1$  bo'ladi, agar ijobiy ta'sir qilsa (masalan, siqilish paytidagi mustahkamligi yuqori), u holda  $\gamma_{sp} > 1$ . Oldindan zo'riqtirishning yo'qotilishi, darzlarning ochilish eni va solqiliklarni hisoblashda  $\gamma_{sp} = 1$  qabul qilinadi,  $\gamma_{sp}$  ning qiymati loyihalash me'yorlarida keltirilgan.

Lekin  $\gamma_{sp}$  ning qiymatini ruxsat berilgan  $p$  bilan adashtirib yubormaslik kerak. Agar  $p$  dan oldindan zo'riqtirishning loyihaviy qiymatini aniqlashda foydalanilsa,  $\gamma_{sp}$  dan esa konstruksiya kesimini hisoblashda foydalaniladi.

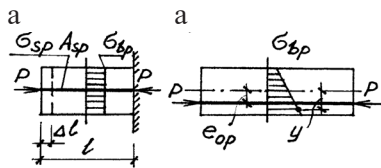
## 56. Nima uchun qisilish kuchining qiymati doim ham zo'riqtirilgan armaturaning og'irlik markazi bilan mos kelavermaydi?

Betonning kirishishi va tobtashlashi zo'riqtirilgan armaturalarda faqat zo'riqtirishning yo'qotilishiga emas, balki zo'riqtirilmagan armaturadagi siquvchi kuchlanishlar  $\sigma_s$  va  $\sigma'_s$  ni hosil qiladi (22-rasm). Ikkinchi yo'qotishlar natijasida siquvchi kuch  $P$  armaturadagi zo'riqtirishdan kesimdagi barcha ichki kuchlarning teng ta'sir etuvchisiga aylanadi:  $P = \sigma_{sp} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s$ , kesimning og'irlik markaziga nisbatan quyidagiga teng.

$e_{or} = (\sigma_{sp} A_{sp} Y_{sp}' - \sigma_s A_s Y_s + \sigma'_s A'_s Y'_s) / P$ , ya'ni  $Y_{sp}$  bilan mos kelmaydi. Zo'riqtirilmagan armaturalardagi  $\sigma_s$  va  $\sigma'_s$  kuchlanishlar zo'riqtirilgan armaturalardagi  $\sigma_8$  va  $\sigma_9$  kabi aniqlanadi.



22-rasm.



23-rasm.

## 57. Keltirilgan kesim nima?

Beton bilan armatura birgalikda ishlasada, ularning elastiklik modullari turlicha: bir xil deformatsiyada ularda turli kuchlanishlar paydo boʻladi.

Ularni hisoblash uchun keltirish koeffitsienti  $\alpha = E_s/E_b$  orqali bir xil materialga keltirib olinadi (odatda betonga). Bu yerda  $E_s$  va  $E_b$  armatura va betonning (boshlangʻich) elastiklik modullari. Bunday kesimlarni keltirilgan kesim deyiladi. Misollar bilan oydinlik kiritamiz.

Oldindan zoʻriqtirilgan elementda oʻq boʻylab  $P = \sigma_{sp} A_{sp}$  kuch bilan siqilganda betondagi kuchlanishni aniqlash talab qilingan boʻlsin. Siqilgandan keyin element  $\Delta l$  qiymatga elastik qisqaradi, yoki  $\epsilon_b = \Delta l / l$  (23-a rasm) beton bilan birgalikda zoʻriqtirilgan armatura ham qisqaradi:  $\Delta \epsilon_{sp} = \epsilon_b$ . Undagi zoʻriqish  $\Delta P = \Delta \epsilon_{sp} A_{sp} = \Delta \epsilon_{sp} E_s A_{sp}$  qiymatga pasayadi.

$\Delta \epsilon_{sp} = \epsilon_b$ , a  $E_s = \alpha E_b$  boʻlgani uchun:  $\Delta \sigma_{sp} = \Delta \epsilon_{sp} E_s = \epsilon_b \alpha E_b = (\sigma_{bp}/E_b) \alpha E_b = \alpha \sigma_{bp}$ , boʻladi; bu yerda:  $\sigma_{bp}$  – betondagi oʻrnatilgan kuchlanish. Muvozanat sharti:  $P - \Delta P = N_{bp}$  yoki  $P = N_{bp} + \Delta P$ , boʻlganda  $N_{bp} = \sigma_{bp} A_b$  – beton tomonidan qabul qilinadigan zoʻriqish,  $A_b$  – beton kesimning yuzasi,  $\Delta P = \Delta \sigma_{sp} A_{sp} = \alpha \sigma_{bp} A_{sp}$ . Bu yerdan  $P = \sigma_{bp} A_b + \alpha \sigma_{bp} A_{sp} = \sigma_{bp} A_{red}$ , boʻlganda  $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp}$  – keltirilgan kesim yuzasi. U holda  $\sigma_{bp} = P/A_{red}$ .

Koʻrinib turibdiki, siqilganda betondagi kuchlanishni aniqlash uchun armaturaning elastik qisqarishi va undagi zoʻri-

qishning pasayib ketishini hisobga olish shart emas, R ning boshlang'ich qiymatini keltirilgan kesim yuzasiga bo'lish yetarlidir.

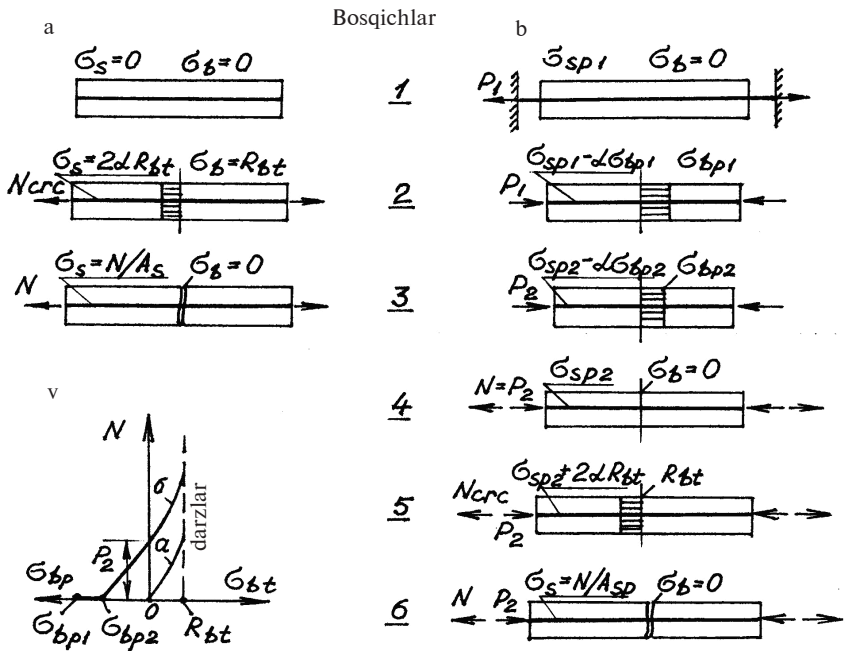
### 58. Oddiy va oldindan zo'riqtirilgan temir-betonlarning ish bosqichi nima bilan farq qiladi?

Oddiy (a) va oldindan zo'riqtirilgan (b) armaturali markaziy cho'ziluvchi elementning ishini ko'rib chiqaylik (24-rasm). Oddiy armaturali elementlarda tashqi yuk qo'yilguncha kuchlanish bo'lmaydi (kirishishning ta'sirini hisobga olmasa) (1-bosqich). Tashqi N kuch qo'yilgandan keyin beton bilan armaturada cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi (2-bosqich), birgalikda deformatsiyalanish shartiga asosan armaturadagi kuchlanish  $\alpha$  marta ko'proqdir:  $\varepsilon_{bt} = \varepsilon_s$ ;  $\sigma_{bt} = E_b \varepsilon_b$ ;  $\sigma_s = E_s \cdot \varepsilon_s$ , bu yerdan  $\sigma_s = \sigma_{bt} E_s / E_b = \alpha \sigma_{bt}$ . N yuk ortib borishi bilan cho'zishga mustahkamlik chegarasiga yetib boradi ( $\sigma_{bt} = R_{bt}$ ), armaturadagi kuchlanish esa  $\sigma_s = 2\alpha R_{bt}$  ni tashkil qiladi, bu yerdagi 2 raqami elastik deformatsiya bilan solishtirganda ikki barobar ko'pligini bildiradi,  $\varepsilon_{bt}$  uzilish momentidagi betonning deformatsiyasi (1-rasmdagi diagrammaga qaralsin). Darz hosil bo'lgan paytdagi tashqi kuch (betonning uzilishi)  $N_{crc} = N_{bt} + N_s = R_{bt} A_b + 2\alpha R_{bt} A_s = R_{bt} (A_b + 2\alpha A_s)$ , bu yerda  $A_b$  va  $A_s$  – mos ravishda beton va armaturaning ko'ndalang kesim yuzalari. Darz hosil bo'lgandan keyin yuk armatura tomonidan qabul qilinadi (3-bosqich):  $N = \sigma_s A_s$ .

Zo'riqtirilgan armaturali elementlarda birinchi stadiyada armatura tortilib, tayanchlarga mahkamlangan, ularda birinchi yo'qotishlar namoyon bo'ladi (tobtashlash natijasidagi yo'qotishdan tashqari).

Ikkinchi stadiyada armaturalar tayanchlardan bo'shatilgan, beton  $P_I = \sigma_{spl} \cdot A_{sp}$ , kuch bilan siqilgan, undagi kuchlanish  $\sigma_{bpl} = \sigma_{spl} / A_{red}$  armaturadagi kuchlanish betondagi tez ro'y beruvchi tobtashlash va betonning elastik qisqarishi natijasi-

da kamayadi va  $\sigma_{sp1} - \alpha\sigma_{bp1}$  ni tashkil qildi. Uchinchi bosqichda ikkinchi yo'qotishlar namoyon bo'ladi, siquvchi kuch  $P_2$ , qiymatgacha kamayadi betondagi kuchlanish  $\sigma_{bp2} = P_2 / A_{red}$ , qiymatgacha, armaturadagi kuchlanish esa  $\sigma_{sp2} - \alpha\sigma_{bp2}$  qiymatgacha kamayadi. To'rtinchi bosqichda tashqi kuch  $N$  qo'yilgan, uning o'sish jarayonida betondagi kuchlanish  $\sigma_{bp2}$  nolgacha tushadi, armaturadagi kuchlanish esa  $\alpha\sigma_{bp2}$  kattalikka ortadi siqilish kuchi  $P_2$  so'ndirilgan, element esa dastlabki holatiga, ya'ni 1-bosqichga qaytadi, lekin bitta sezilarli farq bo'ladi: betonda kirishish va tobtashlash deformatsiyalari namoyon bo'ladi, armaturada esa kuchlanishning bir qismi qaytmaydigan darajada yo'qotilgan. Muvozanat sharti quyidagi ko'rinishni oladi:  $N = P_2 = \sigma_{sp2}A_{sp}$ .



Beshinchi bosqichda beton  $N_{\text{crc}}$  yukda  $\sigma_{\text{bt}} = R_{\text{bt}}$  kuchlanish-gacha cho‘ziladi. Muvozanat sharti:

$N_{\text{crc}} = N_{\text{bt}} + N_s$ , bo‘lganda  $N_{\text{bt}} = R_{\text{bt}} A_b$ ,  $N_s = P_2 + \Delta N_{\text{sp}} = \sigma_{\text{sp}} 2A_{\text{sp}} + 2\alpha P_{\text{bt}} A_{\text{sp}}$ . Uning so‘nggi qiymati:

$$N_{\text{crc}} = P_2 + P_{\text{bt}} (A_b + 2\alpha A_{\text{sp}}).$$

Oltinchi bosqichda darz hosil bo‘lgandan keyin beton ishdan chiqadi barcha yukni armatura qabul qiladi.

Shunday qilib, oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarning darzbardoshligi ( $N_{\text{crc}}$ ) oddiy elementnikiga qaraganda  $P_2$  qiymatga ortadi (24-v rasm).

### **59. Nima uchun qisilgandagi kuchlanish betonning elastik deformatsiyasidan kelib chiqib aniqlanadi?**

Dastlabki onlarda siquvchi kuch uzatilganda beton amalda elastik ishlaydi,  $\sigma_{\text{bp}}$  kuchlanishni esa materiallar qarshiligining oddiy formulalari yordamida aniqlash mumkin. Tobtashlash deformatsiyasi, uning natijasidagi cho‘ziluvchi armaturadagi zo‘riqishning yo‘qolishlari ushbu kuchlanishning qiymatiga bog‘liq. Ko‘rinib turibdiki, ushbu holda hisobda hech qanday xatoliklar bo‘lmaydi. Darzlar yopilishi bo‘yicha hisoblash uchun 170-savolda tushuntirish berilgan.

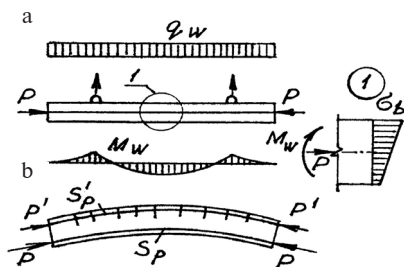
Hisoblashlarni asossiz ravishda murakkablashtirib yubormaslik uchun boshqa hollarda biroz xatolikka yo‘l qo‘yiladi. Lekin ushbu xatoliklar tuzatish koeffitsientlari yordamida kompensatsiya qilinadi. Masalan, kesim yadrosi radiusini aniqlashda  $\varphi$  koeffitsient bilan, elastik-plastik qarshilik momentining qiymatini aniqlashda  $\gamma$  koeffitsientdan foydalaniladi (160-savolga qaralsin).

### **60. Tashqi yuk ta‘sirida siqilishga ishlaydigan elementlarda oldindan zo‘riqish hosil qilishning ma‘nosi bormi?**

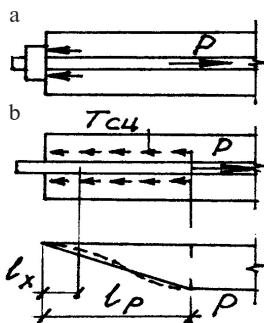
Yuzaki qaraganda ma‘nosi yo‘qdek. Nima uchun siqilishga ishlayotgan elementga yana qo‘shimcha siquvchi kuch

qo‘shish kerak? Bunday hollar har qalay uchrab turar ekan. Masalan, ko‘p qavatli binolar uchun juda uzun ustunlar ishlab chiqariladi. Bunday ustunlar montajchilarning ishini yengillashtiradi. Lekin uni ko‘tarish va tashishda o‘ziga yarasha qiynchilik paydo bo‘ladi: u sinib ketishi yoki xususiy og‘irligi  $q_w$  natijasida hosil bo‘lgan eguvchi moment  $M_w$  ta‘sirida unda yo‘l qo‘yib bo‘lmaydigan o‘lchamdagi darzlar hosil bo‘lishi mumkin (25-a rasm). Agar ustunni oldindan zo‘riqtirib tayyorlansa, bunday ustunlar egilishga siqilish bilan birgalikda ishlaydi, ya‘ni nomarkaziy siqilishga ishlaydi. Siquvchi kuch  $P$  ni shunday hosil qilish mumkinki, betonda cho‘zilish umuman bo‘lmaydi.

Boshqa misol: egiluvchi elementlarning siqiluvchi zonasida  $P$  siquvchi kuch ta‘sirida yo‘l qo‘yib bo‘lmaydigan o‘lchamdagi darzlar hosil bo‘lishi mumkin. Agar  $P$  ni kamaytirish mumkin bo‘lmasa, siqiluvchi zonaga zo‘riqtirilgan  $S'_p$  armatura qo‘yishga to‘g‘ri keladi va yana bitta siquvchi kuch  $P$  hosil bo‘ladi (25-b rasm).



25-rasm.



26-rasm.

Ma‘lumki zo‘riqtirilgan armatura siqiluvchi zonada ijobiy rol o‘ynaydi. Tashqi kuch qo‘yilgandan keyin esa u salbiy



ta'sir qiladi. Faqatgina  $\sigma_{sc,u} - \sigma_{sp2} > 0$ , bo'lsa, u holda zo'riqtirilgan armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlar siqiluvchiga aylanadi va oddiy siqiluvchi armatura kabi ishlaydi (bu yerda,  $\sigma_{sp2}$  – barcha yo'qotishlarni hisobga olgandagi oldindan zo'riqishning qiymati,  $\sigma_{sc,u}$  – siqiluvchi beton buziladigan momentdagi po'latning chegaraviy kuchlanishi). U siqiluvchi betonga ta'sir qiluvchi yukning uzoq muddatliligiga qarab, 500, 400 yoki 330 MPa qabul qilinishi mumkin (33-savolga qaralsin).

### 61. O'zi ankerlanadigan armatura nima?

Armaturadagi tortuvchi kuchni betonga ikki xil usul bilan uzatish mumkin: ankerlar orqali (26-a rasm) yoki tishlashish kuchi yordamida (26-b rasm). Birinchi usulni betonga tortilganda, ikkinchi usulni tayanchga tortilganda qo'llaniladi. Ikkinchi usulda ankerlar kerak emas, armatura o'zi betonga ankerlanadi, shuning uchun uni o'zi ankerlanadigan deb ataladi. Bunday armaturaga siquvchi kuch  $P$  ni muvozanatlashtirish uchun yetarli darajada tishlashish kuchi  $\Sigma T_{ss} = P$  zarur. Ushbu kuch buyumning chetki qismida ta'sir ko'rsatib, uni kuchlanishni uzatish zonasi  $l_p$  deyiladi. Tishlashish kuchi  $T_{ss}$  armaturaning profiliga, uning diametriga, betonning uzatish mustahkamligiga  $R_{bp}$  va albatta oldindan zo'riqishning qiymatiga  $\sigma_{sp}$  bog'liq bo'lib, uning qiymati qancha katta bo'lsa,  $l_p$  ning uzunligi shuncha kichik bo'ladi.  $l_p$  ning qiymati quyidagi formula bilan aniqlanadi:  $l_p = (\omega \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d$ , bu yerda  $\omega$  va  $\lambda_p$  – armaturaning profilini hisobga oluvchi empirik koefitsientlar.

Tishlashish kuchi  $T_{ss}$  harakat xarakteriga qarab, siquvchi kuch  $P_x$  – noldan  $l_p$  zonaning oxirida  $P$  gacha o'zgaradi.  $P_x$  murakkab qonuniyat bo'yicha o'zgaradi (26-b rasmdagi punktir chiziqlar). Hisoblarni soddalashtirish uchun chiziqli qonuniyatga bo'ysunadigan qiymatga almashtiriladi:  $P_x = (l_x / l_p) \cdot P \leq P$ .

Ko'rinib turibdiki, shunday qonuniyat bilan betondagi siquvchi kuch ta'siridagi kuchlanish  $\sigma_{bp}$  ham o'zgaradi.

## **62. Qaysi hisoblarda $l_p$ dan foydalaniladi?**

Uni betondagi siquvchi kuchning qiymati pasayishini va elementning chetki qismlarida beton bilan armaturaning tishlashishi yomonlashganligini hisobga olish zarur bo'lganda, ya'ni tayanch uchastkalarining (qiya kesimlar) darzbardoshligini hisoblashda, qiya kesimlarning mustahkamligini eguvchi momentga hisoblashda, montaj va transport yuklariga chetki uchastkalardagi normal kesimlarning mustahkamligini va darzbardoshligini aniqlashda foydalaniladi.

Zo'riqtirilgan armaturani ankerlashga kelganda loyihalash me'yorini tuzuvchilar  $l_{an}$  va  $l_p$ . Qiymatlaridan qaysi biri katta bo'lsa, shu qiymatni qabul qilishni tavsiya qilishdi (23-savolga qaralsin).

## **63. Qanday maqsadda oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning chetki qismlarida bilvosita armaturalar o'rnatiladi?**

Zo'riqtirilgan sterjenlar, arqonsimon armaturalar va sim armaturalar elementining chetki yonlariga ta'sir qiluvchi to'plangan kuchlardir. O'zi ankerlanadigan armatura undan tashqari  $l_p$  uzunlik bo'yicha qisqaradigan klin kabi ishlaydi (qisqarish bo'ylama deformatsiyaga proporsional ko'ndalang deformatsiya natijasida ro'y beradi). Natijada betonda darzlar hosil bo'lib, ularni ko'ndalang armaturalar bilan bartaraf qilish mumkin. Ko'ndalang deformatsiyani ushlab, u betonning mustahkamligini bilvosita oshiradi (8-savolga qaralsin), shuning uchun uning nomini bilvosita armaturalash deyiladi. Bilvosita armatura payvandlangan to'r, spirallar, qistirma detallarning ankerlari bo'lishi mumkin. Bilvosita armaturalar 50–100 mm qadam bilan  $0,6 l_p$  dan kam bo'lmagan uzunlikda o'rnatiladi.

#### **64. Zo'riqtirilgan armaturaga boshqa armaturani payvandlash mumkinmi?**

Mumkin emas. Birinchidan armaturani tortilishiga sabab bo'ladigan qo'shimcha yuk bo'lib, tortilishdagi zo'riqishni orttiradi. Ikkinchidan qo'shimcha armatura payvandlansa, payvandlangan joyda yuqori mustahkamlikdagi armaturaning mustahkamligi pasayadi. Bu esa ushbu armaturaning uzilishiga olib kelishi mumkin.

### 3. TEMIR-BETON KONSTRUKSIYALARNI CHEGARAVIY HOLATLAR BO‘YICHA HISOBLASH. KO‘NDALANG EGILISHDAGI MUSTAHKAMLIK

#### 65. Nima uchun egiluvchi elementlarning mustahkamligi normal va qiya kesimlar bo‘yicha hisoblanadi?

Bu bosh kuchlanishlarning  $\sigma_m$  yo‘nalishiga bog‘liq; faqat eguvchi momentlar ta‘sir qilib, ko‘ndalang kuchlar yo‘q bo‘lsa, yoki ularning miqdori juda kichik bo‘lsa  $\sigma_m$  ning yo‘nalishi normal kuchlanish  $\sigma_x$  ning yo‘nalishi bilan mos keladi hamda ushbu uchastkalarda normal darzlar hosil bo‘ladi. Normal kesim hisobiy kesim deb hisoblanadi;  $Q$  ning miqdori katta bo‘lgan joylarda  $\sigma_m$  element o‘qiga nisbatan burchak ostida bo‘ladi va ushbu uchastkalarda bosh cho‘zuvchi kuchlanishlar  $\sigma_{mt}$  ta‘sirida qiya darzlar hosil bo‘ladi va qiya kesimlar hisobiy kesim hisoblanadi (27-rasm).

#### 66. Mustahkamlik shartining ma‘nosi nima?

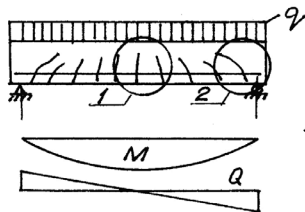
Buning ma‘nosi – kesimning yuk ko‘tarish qobiliyati tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan zo‘riqishdan kam bo‘lmasligi kerak. Masalan, egiluvchi elementlarda  $M \leq M_u$ , bu yerda:  $M$  – normal kesimlarda tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan eguvchi moment,  $M_u$  – ushbu kesim qabul qilishi mumkin bo‘lgan hisobiy eguvchi moment.

### 3.1. NORMAL KESIMLAR

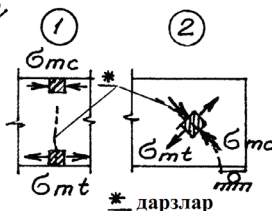
#### 67. Normal kesimning egilishga yuk ko‘tarish qobiliyati qanday ta‘minlanadi?

Ichki juft kuchlar momenti  $M_u$  bilan ta‘minlanadi. Ulardan biri armaturadagi teng ta‘sir etuvchi cho‘zuvchi zo‘riqishlar  $N_s$ , ikkinchisi betondagi teng ta‘sir etuvchi siquvchi zo‘riqishlar  $N_b$ . Ushbu kuchlar hamda ularning orasidagi masofa  $z$  (ichki juft kuchlar yelkasi) qancha katta bo‘lsa, shuncha katta eguv-

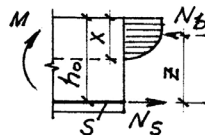
chi moment  $M$  kesimni ushlab turadi, bundan kelib chiqadiki, armaturalash miqdorini yoki ishchi balandlik  $h_0$  ni oshirsak, uning yuk ko'tarish qobiliyati ham ortadi (28-rasm).



27-rasm.



28-rasm.



### 68. Normal kesimning yuk ko'taruvchanligini oshirish uchun cho'ziluvchi armaturaning sarfini istalgancha oshirish mumkinmi?

Yo'q mumkin emas. Chunki  $N_s$  ortishi bilan  $N_b$  avtomatik tarzda ortadi, bo'lmasa statikaning sharti  $N_b = N_s$  bajarilmaydi. O'z navbatida  $N_b = R_b A_b$  kattalikni betonning mustahkamligi  $R_b$  ni yoki siqiluvchi zonaning yuzasi  $A_b$  ni oshirish yo'li bilan oshirish mumkin. Lekin siqiluvchi zonaning yuzasini oshirish chegaralangan bo'lib u siqiluvchi zonaning chegaraviy balandligi  $x_R$  yordamida aniqlanadi. Agar siqiluvchi zona balandligi  $x$  ning amaldagi qiymatidan ortib ketsa, cho'ziluvchi armatura  $S$  samarali ishlamaydi va uning sarfini oshirish foyda keltirmaydi.

### 69. Siqiluvchi zonaning chegaraviy balandligi nima?

Bu shunday balandlikki ( $x_R$  absolyut yoki  $\xi_R = x_R / h_0$  nisbiy), mustahkamlik bo'yicha chegaraviy qiymatga yetgan, buzilish oldi bosqichida, siqiluvchi betondagi  $\sigma_b$  va cho'ziluvchi armaturadagi  $\sigma_s$  kuchlanish bir vaqtda o'zining chegaraviy qiymatlariga  $R_b$  va  $R_s$  ga yetadi. Bunday kesimlar normal armaturalangan kesim deyiladi. Agar armaturalash miqdori kamaytirilsa,

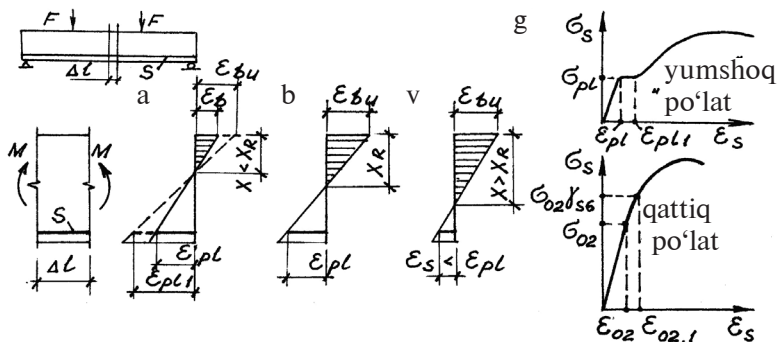
siqiluvchi zonaning balandligi ham kamayadi va chegaraviy qiymatlaridan kam bo'ladi. Ya'ni,  $x < x_R$  – bunday kesim zaif armaturalangan deyiladi. Agar armaturalash miqdorini oshirsak, ya'ni  $x > x_R$  bo'lsa bunday kesimlar ortiqcha armaturalangan kesim deyiladi. Bunday nomlanishlar shartli bo'lib, me'yoriy adabiyotlarda uchramaydi, lekin ular shunday qisqa va tushunarliki, ilmiy va muhandislik ishlarida qo'llaniladi.

### **70. Zaif armaturalangan, me'yorida armaturalangan va ortiqcha armaturalangan kesimlar qanday ishlaydi?**

Statika qonunlari bo'yicha  $N_b = N_s$  yoki  $R_b A_b = R_s A_s$ . Ko'rinib turibdiki,  $A_s$  ortishi bilan  $A_b$  ham ortadi, demak  $x$  ham ortadi. 29-rasmda ko'rsatilgan sxema yordamida armaturalash darajasiga qarab, normal kesim bo'yicha buzilishdan oldin beton bilan armaturaning qanday deformatsiyalanishini ko'rib chiqamiz.

Zaif armaturalangan kesimda (a)  $x < x_R$  bo'lganda armaturadagi deformatsiya oquvchanlik maydonining boshlanishiga yetib borgan  $\varepsilon_s = \varepsilon_{pl}$ , betondagi deformatsiya esa chegaraviy siqiluvchanlikka yetib bormagan bo'lsin  $\varepsilon_b < \varepsilon_{bu}$ . Bu yerda betonning mustahkamligidan to'la foydalanilmayotganga hamda kesim ratsional ishlayotganga o'xshaydi. Aslida esa armaturada rezerv mavjud bo'lib bu oquvchanlik maydonidir. Demak, armaturani po'latning oquvchanligi natijasida uning deformatsiyasi  $\varepsilon_{pl}$  dan  $\varepsilon_{pl}$  gacha o'sadi (29-g rasm). Unig o'sishi betondagi deformatsiyaning o'sib  $\varepsilon_{bu}$  ga yetib borishiga olib keladi (29-a rasmdagi punktir chiziq). Agar yumshoq po'latning o'rniga qattiq, oquvchanlik maydoniga ega bo'lmagan po'lat o'rnatilsa, undagi deformatsiya buzilish momentiga yetganda,  $\varepsilon_{02}$  ning qiymatidan ortib ketadi va  $\varepsilon_{02.1}$  ni tashkil qiladi (29-g rasm). Mazkur deformatsiya  $\gamma_{s6}$  bilan hisobga olinadi:  $x$  qancha kichik bo'lsa,  $\gamma_{s6}$  shuncha katta bo'ladi. Ko'rinib turibdiki, zaif armaturalangan kesimda yumshoq po'latdagi kuchlanish oquvchan-

lik chegarasiga yetib boradi va kuchlanish  $R_s$  dan foydalaniladi. Qattiq po‘latda esa kuchlanish shartli oquvchanlik chegarasidan ortib ketadi va  $R_s \gamma_{s6}$  ni tashkil qiladi, betondagi kuchlanish ham hisobiy qarshilik  $R_b$  ka yetib boradi.



29-rasm.

Me'yorida armaturalangan kesimlar  $x=x_R$  bo'lganda ratsional ishlaydi (b):  $\varepsilon_b$  va  $\varepsilon_s$  qiymatlar bir vaqtning o'zida mos ravishda  $\varepsilon_{bu}$  va  $\varepsilon_{pl}$  (yoki  $\varepsilon_{02}$ ) qiymatga yetib boradi, kuchlanishlar esa mos ravishda  $R_b$  va  $R_s$  qiymatga yetib boradi.

Ortiqcha armaturalangan kesimlarda (v)  $x > x_R$  bo'lganda betondagi deformatsiya  $\varepsilon_{bu}$  ga yetib boradi, lekin armatura-ning deformatsiyasi  $\varepsilon_{pl}$   $\varepsilon_{02}$  gacha yetib bormaydi, ya'ni betonning mustahkamligidan  $R_b$  to'la foydalaniladi, armatura-ning mustahkamligidan  $R_s$  esa qisman foydalaniladi:  $\sigma_s < R_s$ ,  $\sigma_s$  qiymati qancha kam bo'lsa,  $x$  ning qiymati shuncha katta bo'ladi.

Zaif va normal armaturalangan kesimlar bitta umumiy belgiga ega: beton va armatura o'zining mustahkamligidan to'la foydalanadi, shuning uchun ularni hisoblash prinsiplari bir xil (hisoblashdagi 1-hol). Ortiqcha armaturalangan kesimlar boshqacharoq hisoblanadi (2-hol bo'yicha). Har ikkala hol o'rtasi-

dagi chegara  $x_R$  (yoki  $\xi_R$ ) bo'lib, shuning uchun uni siqiluvchi zonaning chegaraviy balandligi deyiladi.

**71. Nima uchun siqiluvchi zona balandligining chegaraviy qiymati cho'ziluvchi armaturaning klassiga, oldindan zo'riqtirishning miqdoriga va betonning klassiga bog'liq?**

Armatura klassi qancha yuqori bo'lsa, uning oquvchanlik chegarasi  $\sigma_{pl}$  ( $\sigma_{02}$ ) ham shuncha yuqori bo'ladi, shuningdek oquvchanlik chegarasiga mos keluvchi deformatsiyalar  $\varepsilon_{pl}$  ( $\varepsilon_{02}$ ) ham ortadi.

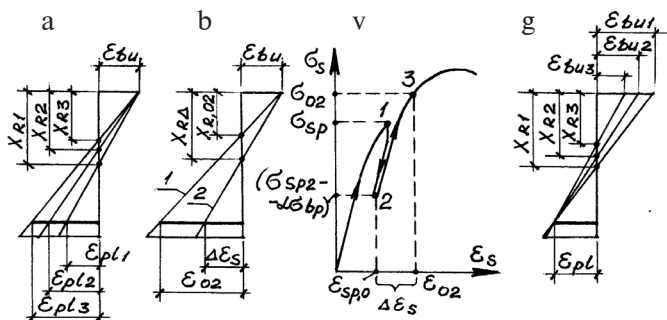
Chegaraviy balandlik  $x_R$  ( $\xi_R$ ) shunday kattalikki, u betonning deformatsiyasini  $\varepsilon_{bu}$  ga, armaturaning deformatsiyasini  $\varepsilon_{pl}$  ( $\varepsilon_{02}$ ) ga bir vaqtda erishishini ta'minlaydi. Agar berilgan klassdagi beton uchun  $\varepsilon_{bu}$  doimiy bo'lsa, armatura klassi ortishi bilan  $\varepsilon_{pl}$  ning qiymati o'sib boradi, u holda  $x_R$  ( $\xi_R$ ) tabiiyki kamayadi (30-a rasm).

$\varepsilon_{02}$  va  $x_R$  xuddi shunday teskari bog'liqlik yuqori mustahkamlikdagi (qattiq) po'latlar uchun ham saqlanib qoladi, lekin uning uzayishi  $\varepsilon_{02}$  juda katta bo'lib, unga mos keluvchi chegaraviy balandlik  $x_{R,02}$  shunchalik kichikki (30-b rasmdagi 1-epyura), cho'ziluvchi zonadagi darzlarning eni yo'l qo'yib bo'lmaydigan darajada ochiladi (1 mm gacha va undan ortiq), salqilik ortib ketishini aytmasa ham tushunarlidir. Agar bunday armaturani  $\sigma_{sp}$  kuchlanishgacha oldindan zo'riqtirilsa, (30-v rasmdagi 1-nuqta), keyin qisilish kuchi betonga uzatilsa, oldindan zo'riqtirishning yo'qolishi va beton qisilishi natijasida qisqarishdan (2-nuqta) keyin armaturadagi kuchlanish ( $\sigma_{sp2} - \alpha\sigma_{bp}$ ), deformatsiya esa  $\varepsilon_{sp,0}$  ni tashkil qiladi va undan keyin tashqi yuk qo'yiladi.

Shartli oquvchanlik chegarasi  $\sigma_{02}$  ga erishish uchun (3-nuqta) armatura  $\Delta\varepsilon_s = \varepsilon_{02} - \varepsilon_{sp,0}$  ga uzayishi lozim, ya'ni oldindan zo'riqtirilganidan kamroq (oldindan zo'riqtirilmasa armatu-



ra 0 nuqtadan 2-nuqtani chetlab nuqttagacha yo'lni bosib o'tadi). Bu holat normal kesimning ishida ham o'z aksini topadi: cho'ziluvchi zonaning deformatsiyasi shu bilan birgalikda darzlarning ochilish eni ham kamayadi, chegaraviy balandlik  $x_R$  esa ortadi. (30-b rasmdagi 2-epyura). Bu yerdan ko'rinib turibdiki, boshqa barcha sharoitlar bir xil bo'lganda oldindan zo'riqishning qiymati  $\sigma_{sp}$  qancha kam bo'lsa  $\Delta\varepsilon_s$  shuncha ko'p bo'ladi,  $x_R$  (yoki  $\xi_R$ ) esa shuncha kamayadi.



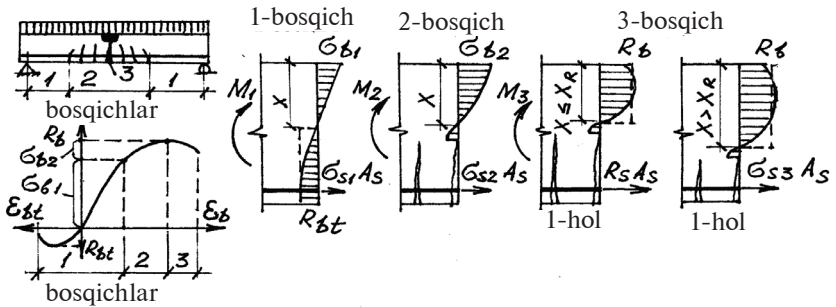
30-rasm.

Betonning klassi ortishi bilan uning chegaraviy siqiluvchanligi  $\varepsilon_{bu}$  kamayadi (33-savolga qaralsin). Agar berilgan armatura-ning klassi uchun  $\varepsilon_{pl}$  ning qiymati doimiy bo'lsa,  $\varepsilon_{bu}$  ning kamayishi bilan (betonning klassi ortishi natijasida)  $x_R$  ham kamayadi (30-g rasm).

## 72. Betonning siqiluvchi zonasidagi kuchlanishlar epyurasi qanday bo'ladi?

Kuchlanganlik — deformatsiya holatiga bog'liq ravishda epyuraning shakli o'zgarib, shartli ravishda uch bosqichga bo'linadi (31-rasm). Birinchi bosqich darz hosil bo'lguncha bo'lgan davr bo'lib, kuchlanishning miqdori katta emas. Siqiluvchi beton amalda elastik deformatsiyalanadi va siqiluvchi kuch epyu-

rasini hech qanday xatoliksiz uchburchak deb qabul qilinishi mumkin. Cho‘ziluvchi betondagi kuchlanishlar epyurasi darzlar hosil bo‘lish arafasida egri chiziqli bo‘lib, u cho‘zilish diagrammasining egri chiziqiligidan kelib chiqadi (4-savolga qaralsin). Elementlarni darz hosil bo‘lishi bo‘yicha hisoblaganda birinchi bosqich ko‘rib chiqiladi, u holda cho‘ziluvchi zonadagi egri chiziqli epyurani to‘g‘ri burchakli bilan almashtiriladi, natijada aniqlik darajasi kamaymagan holda hisoblash ishlari ancha osonlashadi.



31-rasm.

Ikkinchi bosqichda cho‘ziluvchi beton ishdan chiqadi, darzlar kengaya boshlaydi, cho‘ziluvchi zo‘riqlishlarni faqat armatura qabul qiladi. Siqiluvchi betondagi kuchlanishlar epyurasining egriligi ortadi. Ushbu bosqichda elementlar darz hosil bo‘lishi bo‘yicha hisoblanadi.

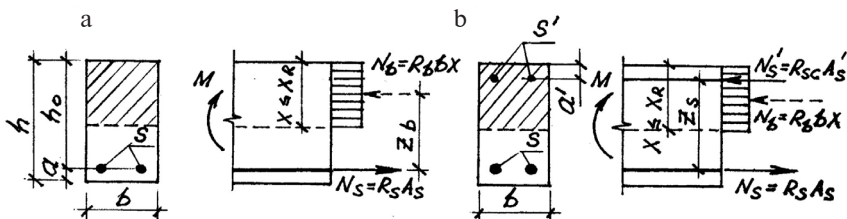
Uchinchi bosqich buzilish bosqichi bo‘lib, maksimal siquvchi kuchlanish  $\sigma_b = R_b$  chetki tolalarda emas, balki neytral o‘qqa yaqin joyda hosil bo‘ladi. Kuchlanishlar epyurasining to‘liqligining  $\omega$  qiymati 1 ga yaqinlashadi. Shuning uchun hisoblashlarda egri chiziqli epyurani 5% gacha bo‘lgan xatoliklar bilan to‘g‘ri burchaklikka almashtiriladi. Siqiluvchi zona  $x$  ning balandligiga qarab, armaturadagi kuchlanish  $\sigma_s$  uning hisobiy qarshiligi  $R_s$  ga yetib borishi (1-hol) yoki  $R_s$  dan

kam bo'lishi mumkin (2-hol). Uchinchi bosqichda normal kesimlarning mustahkamligi hisoblanadi.

### 73. Birinchi va ikkinchi hollarda normal kesimlar bo'yicha mustahkamlikka hisoblash bir-biridan qanday farq qiladi?

Siqiluvchi zonaning balandligi  $x \leq x_R$  (yoki  $\xi < \xi_R$ ) bo'lganda birinchi hol ro'y beradi. U holda cho'ziluvchi armatura S ning quvvatidan to'la foydalaniladi (29-a,b rasmlar), undagi kuchlanish  $\sigma_s = R_s$  ni, zo'riqish esa  $N_s = R_s A_s$  ni tashkil qiladi. Amaldagi egri chiziqli epyura shartli to'g'ri burchakli bilan almashtirilgan bo'lib, to'g'ri burchakli kesimga betondagi teng ta'sir etuvchi siquvchi zo'riqishlar  $N_b = R_b b x$  siqiluvchi zonaning og'irlik markaziga, ya'ni  $x$  balandlikning o'rtasiga qo'yilgan (32-a rasm).

Ichki juft kuchlar yelkasi  $z_b = h_0 - 0,5x$  bo'lib, mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:  $M \leq M_u = N_b z_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$ , bu yerda:  $M_u$  – normal kesimning egilishdagi yuk ko'tarish qobiliyati. (Ta'kidlash kerakki, ichki va tashqi kuchlarning momenti normal kesimda yotgan istalgan nuqtaga nisbatan aniqlanishi mumkin, lekin ushbu holda ushbu momentni S armaturaning og'irlik markaziga nisbatan aniqlanishi qulaydir, chunki bitta noma'lum yo'qotiladi). Siqiluvchi zona balandligi  $\sum N = 0$  shartidan aniqlanadi, bu yerda  $\sum N$  – bo'ylama o'qqa ta'sir qiladigan ichki va tashqi kuchlar proeksiyalarini yig'indisi:



32-rasm.

$N_b - N_s = 0$  yoki  $R_b b x - R_s A_s = 0$ , bu yerdan  $x = R_s A_s / (R_b b)$ .

Ikkinchi holda siqiluvchi zonaning balandligi  $x > x_R$  (yoki  $\xi > \xi_R$ ), armaturadagi kuchlanish esa  $\sigma_s < R_s$  (29-v rasm). Mustahkamlik sharti birinchi holdagidek ko'rinishga ega bo'ladi,  $x$  va  $\sigma_s$  esa quyidagi tenglamalarni birgalikda yechish natijasida aniqlanadi  $x = f(\sigma_s)$ ,  $\sigma_s = f(x)$  yoki boshqacha ifodalaganda loyihalash me'yorlaridagi umumiy hol asosida bajariladi (80-savolga qaralsin).  $x = x_R$ , va  $\sigma_s = R_s$  qabul qilib, mustahkamlik zaxirasi hosil qilinadi va birinchi hol bo'yicha hisoblanadi. Ta'kidlash joizki, ortiqcha armaturalangan kesimlar foydali emas, ularda armaturaning kuchidan to'la foydalanilmaydi, shuning uchun egiluvchi elementlarni shunday loyihalash kerakki, ularda  $x \leq x_R$  (yoki  $\xi \leq \xi_R$ ) shartlar bajarilsin.

#### **74. Yuqori mustahkamlikdagi armaturali normal kesimning mustahkamligi qanday tekshiriladi?**

Qo'llaniladigan formulalar oldingi javobdagi bilan bir xil, lekin bitta tuzatish mavjud. Yuqori mustahkamlikdagi armatura oqish maydonchasiga ega bo'lmaganligi uchun zaif armaturalangan kesimda u shartli oquvchanlik chegarasi bilan ishlaydi, ya'ni  $\sigma_s > \sigma_{02}$  (70-savolga qaralsin): siqiluvchi zona balandligi qancha kam bo'lsa,  $\sigma_s$  shuncha yuqori bo'ladi. Ushbu holatni  $R_s$  ni ish sharoiti koeffitsientiga ko'paytirish orqali ifodalanadi:  $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta$ , bu yerda:  $\eta = 1, 1.1, 1.2$  (armaturaning klassiga qarab). Ko'rinib turibdiki,  $\xi = \xi_R$  bo'lganda,  $\gamma_{s6} = 1$ ,  $\xi \leq 0,5\xi_R$  bo'lganda esa  $\gamma_{s6} = \eta$  bo'ladi. Bu yerda hisoblashning o'ziga xosligi quyidagicha:  $\gamma_{s6} = 1$  bo'lganda  $x$  ning dastlabki qiymati ma'lum bo'lganda  $\xi = x/h_0$  va  $\xi/\xi_R$  nisbatni aniqlanadi, keyin esa  $\gamma_{s6}$  ni hisoblanadi. Undan keyin yana  $x$  hisoblanadi ( $R_s$  ni  $\gamma_{s6}R_s$  ga almashtirilgan holda):  $x = \gamma_{s6}R_s A_s / (R_b b)$  undan keyin yana oddiy operatsiyalar bajariladi.

Ta'kidlash joizki, armaturaning hisobiy qarshiligini oshirish, undagi mustahkamlik rezervining kamayishiga olib keladi, kor-

roziya natijasidagi kichik shikastlanish ham konstruksiyaning erta buzilib ketishiga olib keladi. Shuning uchun agressiv muhitlarda ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalarni hisoblashda  $\gamma_{s6}$  dan foydalanilmaydi (5-bobga qaralsin). Undan tashqari A-IIIv klassdagi armaturalar qo'llanilganda ham  $\gamma_{s6}$  dan foydalanilmaydi. Mazkur armatura yuqori mustahkamlikka ega bo'lsa ham yumshoq po'lat kabi deformatsiyalanadi.

### **75. Betonning siqilishga mustahkamligi yuqori bo'lsa nima uchun siqiluvchi zonaga ham armatura qo'yiladi?**

Birinchidan bunday armatura texnologik talablarga ko'ra tanlanadi, ya'ni armaturabop karkaslarni shakllantirish uchun. Ikkinchidan S' armatura siqiluvchi zonadagi zo'riqishlarning bir qismini o'ziga oladi va siqiluvchi zona balandligining ortishiga olib keladi. Bu esa ortiqcha armaturalangan kesimlar uchun muhimdir, ( $x$  ning qiymatini  $x_R$  gacha pasaytirilganda) chunki bunday kesimni me'yorida armaturalangan kesimga aylantirib, S ning mustahkamligidan to'la foydalanish imkoniyatiga ega bo'linaadi. Tahlillar shuni ko'rsatadiki, bo'ylama armaturaning ( $A_s + A'_s$ ) minimal sarfi  $x = x_R$  (yoki  $\xi = \xi_R$ ) bo'lganda ta'minlanadi.

Qo'sh armaturalangan to'g'ri burchakli kesimning (ya'ni S va S') mustahkamligini tekshirish ham yakka armaturali kesimniki kabi bajariladi (64-savol va 32-b rasmga qaralsin).

Lekin bitta qo'shimchasi mavjud:  $N'_s = R_{sc}A'_s$ . Yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi ifodadan aniqlanadi:

$M_u = N_b z_b + N'_s z_s = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_o - a')$  siqiluvchi zonaning balandligini esa  $N_b + N'_s - N_s = 0$  shart yordamida aniqlanadi, bundan  $x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b)$ . Bu yerda:  $R_{sc}$  - armaturaning siqilishga hisobiy qarshiligi (33-savolga qaralsin).

Ta'kidlash kerakki, agar maxsus konstruktiv choralar ko'rilmasa muddatidan oldin ustuvorligini yo'qotishi (betondan bo'rtib chiqishi mumkin) mumkin (143-savolga qaralsin).

## 76. To'g'ri burchakli kesimlarda armatura qanday tanlanadi?

Agar kesimning barcha boshqa parametrlari va tashqi kuchlardan hosil bo'lgan eguvchi moment ma'lum bo'lsa, u holda me'yordagi formula yoki jadval yordamida  $\xi_R$  ning son qiymatlarini aniqlab, 2-holga yo'l qo'ymaymiz degan faraz bilan  $x_R = \xi_R h_0$  ni aniqlaymiz. Undan keyin beton siqiluvchi zonasining balandligi chegaraviy qiymatga ega bo'lganda betonning siqiluvchi zonasidan cho'ziluvchi armaturaning og'irlik markaziga nisbatan moment olinganda betonning siqiluvchi zonasi qancha zo'riqishni qabul qilishini aniqlaymiz:

$$M_b = N_b z_b = R_b b x_R (h_0 - 0,5x_R).$$

Agar  $M_b < M$  bo'lsa, 2-holni oldini olish uchun betonni S' siqiluvchi armatura bilan kuchaytiramiz. Ushbu armaturaga eguvchi momentning qancha ulushi to'g'ri kelishini aniqlaymiz:  $M'_s = M - M_b$ , aniqlangan qiymatlarni quyidagi formulaga qo'yamiz:  $M'_s = R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ , bu yerdan  $A'_s = M'_s / (R_{sc} (h_0 - a'))$ . U holda  $N_s = N_b + N'_s$ , yoki  $R_s A_s = R_b b x_R + R_{sc} A'_s$  shartdan  $A_s = (R_b b x_R + R_{sc} A'_s) / R_s$  ekanligini aniqlaymiz.

Agar  $M_b = M$  bo'lsa, u holda mustahkamlik yetarli va siqiluvchi armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi.  $N_b = N_s$  shartidan ishchi armaturaning talab qilingan yuzasini aniqlaymiz:  $A_s = R_b b x_R / R_s$ .

Agar  $M_b > M$  bo'lsa siqiluvchi armatura talab qilinmaydi, lekin  $A_s$  ni yuqoridagi kabi birdaniga aniqlash maqsadga muvofiq emas, chunki ushbu holda  $x < x_R$  va  $A_s$  ning sarfi ortib ketadi. Shuning uchun  $M = M_u = N_b z_b = R_b b x (h_0 - 0,5x)$ . Shart yordamida  $x$  ning qiymatiga aniqlik kiritish lozim:

$$x = h_0 - \sqrt{h_0^2 - \frac{2M}{R_b b}}, \text{ keyin esa } A_s = R_b b x / R_s.$$

Armaturani jadvallar yordamida ham tanlash mumkin. Lekin jadval yordamida aniqlangan armaturalar yakka armaturalari

elementlar uchun samaralidir, mazkur hisobda esa kesim ishini to'la ifodalash imkoniyatini bermaydi.

### 77. $x < a'$ bo'lishi mumkinmi?

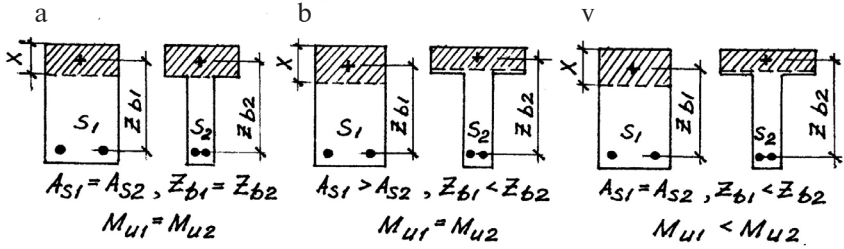
Hisoblash jarayonida  $x < a'$  gina emas, balki  $x = 0$  ham bo'lishi mumkin. Har ikkala holda ham siqiluvchi armatura  $S'$  cho'ziluvchi zonaga joylashgan, ikkinchi holda esa siqiluvchi zonaning o'zi mavjud emas. Amaliyotda qo'llash nuqtayi nazaridan bunday hol juda ajablanarli va bunday hollar siqiluvchi armaturaning ortiqchaligidan paydo bo'ladi. Masalan, simmetrik armaturalashda (ya'ni  $R_s A_s = R_{sc} A'_s$ ) siqiluvchi zona balandligi  $x = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / R_b b = 0$ . Aslida siqiluvchi armatura albatta siqiluvchi zonaga joylashgan bo'ladi, faqat armaturadagi  $\sigma_{sc}$  kuchlanish va betondagi  $\sigma_b$  ning qiymati kichik. Shuning uchun me'yorlar siqiluvchi armatura  $S'$  ni hisobga olmaslikni tavsiya qiladi – yakka armaturali elementlar kabi. Tajribali muhandislar undan ham oddiyroq yondashadi: mustahkamlik sharti  $M \leq R_s A_s z_s$  ni shaklida yozib olib, siqiluvchi zona balandligini hisoblamagan holda ichki kuchlar momentini  $S'$  armaturaga nisbatan oladi. Bu holda ham aniqlik yo'qolmaydi.

Bunday armaturalash noratsional bo'lishiga qaramasdan uni ba'zan konstruktiv va texnologik talablarga ko'ra qo'llaniladi, shuningdek ishorasi o'zgaruvchan momentlarda ham qo'llanilishi mumkin.

### 78. Nima uchun siqiluvchi zonasi tokchadan o'tgan tavr kesimlar qulay?

To'g'ri burchakli kesimga qaraganda har tomonlama qulaydir. Yuk ko'tarish qobiliyati  $M_u$  va  $A_s$  armatura sarfi bir xil bo'lganda cho'ziluvchi zonaning ortiqcha kesimini kamaytirgan holda beton sarfini kamaytirish mumkin (33-a rasm). Undan tashqari siqiluvchi zona balandligini kamay-

tirish hisobiga armatura sarfini kamaytirish mumkin (33-b rasm). Shuncha beton va armatura sarfida ichki juft kuchlar yelkasi  $z_b$  ni oshirish hisobiga  $M_u$  ni oshirish mumkin (33-v rasm).



33-rasm.

### 79. Siqiluvchi zonasi tokchadan o'tgan tavr kesimlarning kamchiligi nimada?

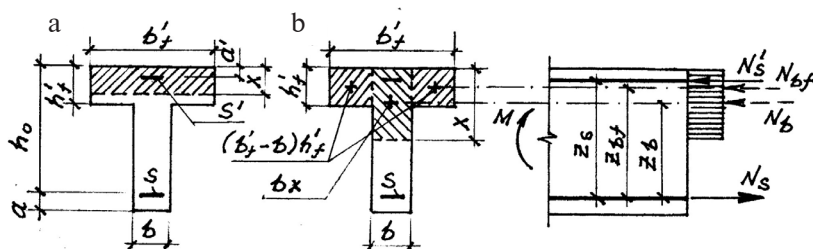
Deyarli doim bunday kesimlar zaif armaturalangan bo'ladi, ya'ni cho'ziluvchi armaturaning katta o'lchamda uzayishi ro'y beradi (62-rasmga qaralsin), bu esa bir xil mustahkamlikdagi va bir xil balandlikdagi kesimlarga nisbatan darzlarning erta paydo bo'lishiga va ochilish eni kattaroq bo'lishiga olib keladi (5-bobga qaralsin). Shuning uchun tavr kesimlarning darzbar-doshligiga alohida e'tibor berish kerak.

### 80. Tavr kesimlarning egilishga mustahkamligi qanday tekshiriladi?

Agar barcha parametrlar ma'lum bo'lsa (o'lchamlar, armaturalash va betonning klassi), dastlab siqiluvchi zonaning balandligi qayerdan o'tishini aniqlash lozim:  $x = (N_s - N'_s) / (R_b b'_f) = (R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b'_f)$ . Agar  $x \leq h'_f$  (34-a rasm) bo'lsa, u holda siqiluvchi zonaning chegarasi tokchadan o'tadi va uni hisoblash to'g'ri burchakli kesimni hisoblashdan hech qanday farq qilmaydi (hisoblash formulalarida  $b$  ni  $b'_f$  ga almashtiriladi). Agar  $x > h'_f$  (34-b rasm) bo'lsa u holda siqiluvchi zona-



ning chegarasi qobirg'adan o'tadi, qo'shimcha noma'lum hosil bo'ladi. Tokchanning ikkita yon qismlaridagi siquvchi kuchni aniqlash talab qilinadi:  $N_{bf} = R_b(b'_f - b)h'_f$ . Qolgan qismi esa ko'ndalang kesimining eni  $b$  bo'lgan to'g'ri burchakli kesimga o'xshash hisoblanadi:  $x = (N_s - N'_s - N_{bf}) / (R_b b) = (R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_b(b'_f - b)h'_f) / (R_b b)$ ;  $M_u = N_b z_b + N_{bf} z_{bf} + N'_s z_s$ , yoki  $M_u = R_b b x (h_o - 0,5x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s(h_o - a')$ . Mustahkamlik sharti quyidagicha:  $M \leq M_u$ . Keltirilgan formulalarda  $b'_f$  – amaldagi (loyihaviy) emas, tokchanning hisobiy eni bo'lib, aksariyat hollarda loyihaviydan kam bo'ladi (82-savolga qaralsin).



34-rasm.

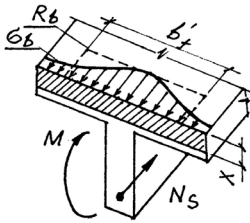
### 81. Tavr kesimlarda bo'ylama armaturalar qanday tanlanadi?

Dastlab  $x = h'_f$  qilib tanlash mumkin, keyin esa to'g'ri burchakli kesimlardagi kabi  $M_b$  aniqlanadi. Agar  $M_b < M$  (siqiluvchi zonaning chegarasi qobirg'adan o'tsa) bo'lsa  $x_R = \xi_R h_o$  qabul qilamiz va mazkur siqiluvchi zona balandligi bilan yuk ko'tarish qobiliyatini aniqlaymiz:

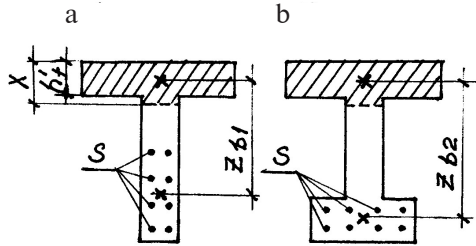
$$M_{bf} + M_b = R_b(b'_f - b)h'_f(h_o - 0,5h'_f) + R_b b x_R (h_o - 0,5x_R).$$

Keyin esa to'g'ri burchakli kesimga armatura tanlashdagi kabi harakat qilinadi va bittagina o'ziga xoslikni hisobga olish kerak:  $N_{bf} = R_b(b'_f - b)h'_f$  va  $M_{bf} = N_{bf} z_{bf}$  – doimiy kattalik bo'lib, barcha hisoblashlarda ishtirok etadi.

## 82. Siqiluvchi tokchanning qobirgʻadan tashqari qismlarining hisobiy eni nima uchun chegaralanadi?



35-rasm.



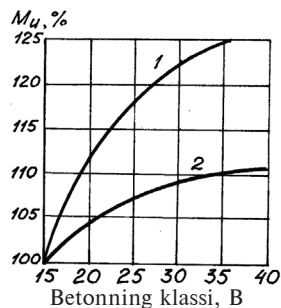
36-rasm.

Chunki, siqiluvchi kuchlanish  $\sigma_b$  tokchanning eni boʻyicha notekis taqsimlangan, ayniqsa keng va yupqa tokchalarda chetki qismlaridagi kuchlanishlar qobirgʻa yaqinidagiga qaraganda anchagina kamdir. Buning sababi kesimning qiyshayishidir: chetki qismlarning deformatsiyasi oʻrta qismining deformatsiyalaridan ortda qoladi. Bu yerda aniq hisoblash juda qiyin, shuning uchun yaqinlashtiruvchi usuldan foydalaniladi: hisobiy kesim  $b'_f$  ni amaldagiga qaraganda kamaytiriladi, lekin kuchlanishni doimiy deb qabul qilinadi  $\sigma_b = R_b$  (35-rasmdagi punktir chiziq). Mazkur chora yupqa va keng tokchalardagi ustuvorlik yoʻqotilishini kamaytiradi. Tokchanning eni  $b'_f$  ning qiymati  $h'_f/h$ , nisbatga, koʻndalang qobirgʻalarning mavjudligiga, koʻndalang kesim shakliga (T simon yoki P simon) va boshqa omillarga bogʻliq. Ushbu shartlar loyihalash normalarida keltirilgan.

## 83. Beton choʻziluvchi tokchada ishlamasa qoʻshtavr kesimlarni loyihalashning nima keragi bor?

Tavr kesimlarda qobirgʻaning eni kichkina boʻlsa, uning eni boʻyicha koʻp armatura joylashtirib boʻlmaydi, natijada ar-

maturalarning balandligi bo'yicha bir necha qator joylashtirishga to'g'ri keladi (36-a rasm). U holda S armaturaning og'irlik markazi o'zgaradi, kesimning ishchi balandligi  $h_o$  va ichki juft kuchlarning yelkasi  $z_b$  ning qiymati kamayadi. Undan tashqari armatura neytral o'qqa qancha yaqin bo'lsa, undagi kuchlanish kam bo'ladi (80-savolga qaralsin), uning mustahkamligidan to'la foydalanilmaydi.



37-rasm.

Shu sababli kesimning yuk ko'tarish qobiliyati kamayadi. Armaturani cho'ziluvchi qismining chetki qismiga konsentratsiyalashishi uchun pastki tokchani o'rnatish kerak (36-b rasm). Tokchanning mavjudligi kesimning inersiya momentini oshiradi, bu esa konsruksiyaning bikrligi va darzbardoshligini oshirish uchun muhimdir. Ayrim hollarda cho'ziluvchi zonadagi tokchani estetik talablarga asosan ham o'rnatiladi, masalan turar joy va jamoat binolarida shipning tekis bo'lishini ta'minlash uchun amalga oshiriladi.

#### 84. Tokchasi cho'ziluvchi zonada bo'lgan tavr kesimlar loyihalanadimi?

Loyihalanadi, bundanda noratsional kesimni o'ylab topish mumkin bo'lmasa ham. Bunday kesim estetik yoki hajmiy rejaviy talablar asosida loyihalanadi. Masalan, bunday kesimni orayopma rigellarida qo'llanilsa, plitalarni rigelni ustki qirrasiga emas, balki tokchasiga tiralishi kerak. Bu esa xonaning interyerini yaxshilaydi (rigel shipdan biroz chiqib turadi), ikkinchidan binoning qurilish hajmini kamaytiradi, natijada ustun, devor, oradevorga sarflanadigan material tejaliib, rigelga sarflangan ortiqcha xarajatlarni qoplaydi. Tokchalari cho'ziluvchi zonada bo'lgan tavr kesimlar monolit orayopmaning ko'p

oraliqli balkalarida ham uchraydi, bunday kesimlarda momentlar musbat ishorali bo‘ladi. Mustahkamlikka hisoblashda eni qobirg‘aning eniga teng bo‘lgan to‘g‘ri burchakli kesim kabi hisoblanadi.

### **85. Normal kesimlar mustahkamligini tekshirishning oddiy usuli qanday?**

Agar ichki juft kuchlar yelkasining o‘lchamlariga oldindan son belgilasak, (masalan to‘g‘ri burchaklilar uchun  $z_b = 0,8h_0$  va tavr kesimlilar uchun  $z_b = h_0 - 0,5h'_f$ ), u holda mustahkamlikni oddiy formula bilan tekshirish mumkin  $M_u = R_s A_s z_b$ , formulani almashtirib, quyidagi formula yordamida armatura yuzasi aniqlanadi  $A_s = M / (R_s z_b)$ . Lekin bunday soddalashtirish 15...20% xatolik berishi mumkin lekin dastlabki ma‘lumot sifatida foydalanish lozim.

### **86. Betonning mustahkamligi normal kesimlar mustahkamligiga qanday ta‘sir qiladi?**

Dastlabki qarashda unchalik katta ta‘sir qilmaydi. Masalan, to‘g‘ri burchakli normal armaturalangan kesimni olsak (ya‘ni siqiluvchi zonaning nisbiy balandligi  $\xi = \xi_R$  bo‘lganda) B15 klass beton qo‘llanilgan bo‘lsa, betonning klassi 2 barobar oshirilganda (ya‘ni B30 qo‘llanilganda), kesimning mustahkamligi  $M_u$  ni atigi 22,5% ga oshiradi. (37-rasmdagi 1-egri chiziq). Kesim zaif armaturalangan bo‘lsa, uning samarasi yanada kamayadi, ya‘ni xuddi shunday balkada  $\xi = 0,5\xi_R$  bo‘lsa, betonning klassi B15 dan B30 ga ko‘tarilsa ham,  $M_u$  atigi 9,2% ga ortadi (2-egri chiziq). Samaradorlik kam bo‘lishining asosiy sababi, armaturalash o‘zgarmas bo‘lganda, betonning mustahkamligi  $R_b$  ortishi bilan siqiluvchi zona balandligi  $x$  shunga proporsional ravishda kamayadi. Bu esa ichki juft kuchlarning yelkasi ( $z_b = h_0 - 0,5x$ ), ortishiga olib keladi, lekin uning ortish intensivligi  $x$  ning kamayish intensivligidan

kam bo'ladi. Shuningdek, tokchasi siqiluvchi zonada bo'lgan tavr kesimlarda ham  $R_b$  ning ortishi samarasiz bo'ladi, chunki ularning ko'pchiligi zaif armaturalangan  $\xi < 0,5\xi_R$  kesimlar hisoblanadi. Shuning uchun kesim mustahkamligini armaturalash miqdorini oshirish hisobiga amalga oshirish maqsadga muvofiqdir.

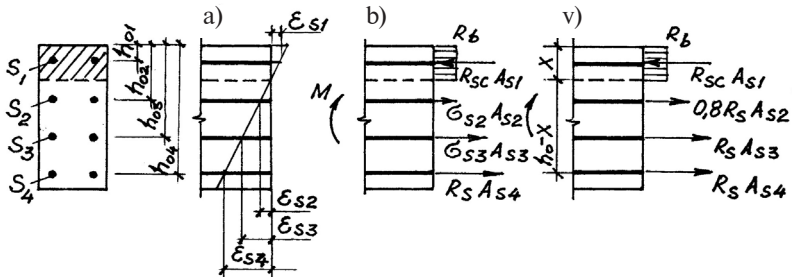
**87. Nima uchun oldindan zo'riqtirilgan egiluvchi elementlarda oddiy elementlarga qaraganda betonning klassi yuqoriroq qabul qilinadi?**

Buning sababi beton siqilgandagi talab qilingan mustahkamlikni ta'minlash yoki zo'riqtirilgan armaturadagi zo'riqishning yo'qotilishini kamaytirishdir. Shu munosabat bilan betonning uzatish mustahkamligi  $R_{bp}$  ni va shu bilan birgalikda betonning klassi oshiriladi (57-savolga qaralsin).

**88. Ko'p qatorli armaturalar joylashgan kesimlar qanday hisoblanadi?**

Armatura neytral o'qqa qancha yaqin bo'lsa, undagi deformatsiya  $\varepsilon_s$  va kuchlanish  $\sigma_s$ , shuncha kam bo'ladi. Yassi kesimlar gipotezasiga asosan  $\varepsilon_s$  ning qiymati neytral o'qdan uzoqlashishiga proporsional ravishda o'sib boradi (38-a rasm). Agar kuchlanish  $\sigma_s$  ham proporsional o'sib borganda vazifa biroz yengilroq bo'lar edi. Bunday holat esa faqat ortiqcha armaturalangan kesimlarda bo'lishi mumkin, shunda ham chetki qatordagi cho'ziluvchi armaturaning kuchlanishi proporsionallik chegarasidan oshmagan bo'lsa (taxminan oquvchanlik chegarasining 80% icha bo'lsa), po'latning ishi Guk qonuniga mos keladi. Me'yordagi armaturalangan kesimlarda bunday yondashish natijaning noaniq bo'lishiga olib keladi, zaif armaturalangan kesimlarda esa umuman yo'l qo'yib bo'lmaydi. Bunday kesimlarda chetki qatordagi armatura butunlay boshqacha ishlaydi (62-savolga qaralsin). Yumshoq armatura oqadi, un-

dagi kuchlanish  $R_s$  ga yetgandan keyin o‘smaydi, lekin kuchlanish keyingi qatorlarda o‘sadi, qo‘shni qatorlarda ular ham oquvchanlik chegarasiga yetishi mumkin. Qattiq po‘lat shartli oquvchanlik chegarasidan keyin ham ishlaydi, undagi kuchlanish  $\sigma_s = \gamma_{s6} R_s$  bo‘lib, siqiluvchi zonaning balandligiga bog‘liq ravishda qo‘shni qatorlarda  $R_s$  ga yetib borishi, hatto undan ortib ketishi ham mumkin.



38-rasm.

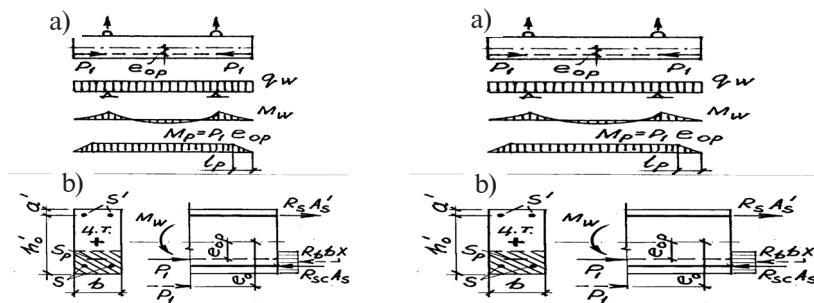
Keltirilgan fikrlardan ko‘rinib turibdiki, vazifa ancha murakkab: siqiluvchi zona balandligidan tashqari, deyarli barcha qatorlardagi armaturalar kuchlanishi noma‘lum, faqat chetki siqiluvchi armaturaniki ma‘lum, uning qiymati  $\sigma_{sc} = R_{sc}$ . Masalaning yechimi loyihalash normalarida hisoblashning umumiy qoidalarida berilgan. Mazkur qoidalarda tenglamalar sistemasini yechish yoki EHMda hisoblash ko‘zda tutiladi.

Yumshoq po‘lat bilan armaturalangan kesimlarning hisobini anchagina soddalashtirish mumkin, lekin ushbu soddalashtirish kichik noaniqliklarga yo‘l qo‘yish orqali amalga oshiriladi: cho‘ziluvchi zonaning pastki yarmida joylashgan barcha armatura  $h_0 - x$  hisoblash jarayonida  $\sigma_s = R_s$  deb hisoblanadi, ustki yarmida joylashgan armaturalardagi kuchlanish esa  $\sigma_s = 0,8R_s$  (38-v rasm) qabul qilinadi.

**89. Nima uchun konstruksiyalarni qisilish bosqichida transportga yuklash-tushirishda va tiklash jarayonidagi yuklarga normal kesimlarning mustahkamligi hisoblanadi?**

Mazkur bosqichda konstruksiyalar ekspluatatsiyadagiga qaraganda boshqacha hisobiy sxema bo'yicha ishlaydi, kesimning ayrim uchastkalaridagi eguvchi moment qarama-qarshi ishora-ga ega bo'ladi. Undan tashqari beton hali loyihaviy mustahkamlik olishga ulgurmagan, oldindan zo'riqtirilgan elementlarda esa armaturadagi dastlabki yo'qotishlar boshlangan, ya'ni qisuvchi kuch  $R_1$  ekspluatatsiya davridagi  $R_2$  dan ko'proq bo'ladi. Masalan, oldindan zo'riqtirilgan balkani ko'tarishda qisuvchi kuch  $P$  dan hosil bo'lgan manfiy eguvchi moment  $M_p$  ga xususiy og'irlik  $q_w$  dan hosil bo'lgan manfiy moment ham qo'shiladi (39-rasm). Ustki armatura siqilishga ishlash o'rniga cho'zilishga ishlaydi, uning kesim yuzasi yetarli bo'lmay, normal kesimlar bo'yicha buzilish sodir bo'ladi.

**90. Qisilish, transport operatsiyalari va tiklash jarayonidagi normal kesimlar bo'yicha mustahkamlikka hisoblashning qanday o'ziga xos xususiyatlari mavjud?**



39-rasm.

Uning o'ziga xos xususiyatlari quyidagilarda namoyon bo'ladi (39-b rasm). Qisuvchi kuch  $P_1$  tashqi yuk deb qaraladi:

$P_1 = (\sigma_{sp1} - 330)A_{sp}$ , bu yerda  $\sigma_{sp1}$  faqat birinchi yo‘qotishlar va tortish aniqligi koeffitsienti  $\gamma_{sp} > 1$  ni hisobga olganda armaturadagi oldindan zo‘riqishning miqdori 330 MPa qisqa muddatli siqilishda betonning chegaraviy siqiluvchanligi  $\varepsilon_{bu}$  mos keluvchi siqiluvchi zona buzilish vaqtidagi  $S_p$  armaturadagi kuchlanishning pasayib ketish miqdori (chunki ularning miqdori odatda qabul qilinadigan 400 va 500 MPa dan kamdir (33-savolga qaralsin). Yukning qisqa muddatli xarakterga ega ekanligidan betonning uzatish koeffitsienti  $R_{bp}$  ham  $\gamma_{b2} = 1,1$  ga ko‘paytiriladi. Shu bilan birgalikda xususiy og‘irlikdan hosil bo‘ladigan yuk nafaqat hisobiy qabul qilinadi, balki u dinamiklik koeffitsienti  $K_d = 1,4$  ga ko‘paytirilib (tashishda esa  $K_d = 1,6$ ) silkinish va shunga o‘xshash ta’sirlar natijasidagi yuk ortib ketishini hisobga oladi.

## 3.2. QIYA KESIMLAR

### 91. Qiya kesimlar bo‘yicha buzilish qanday ro‘y beradi?

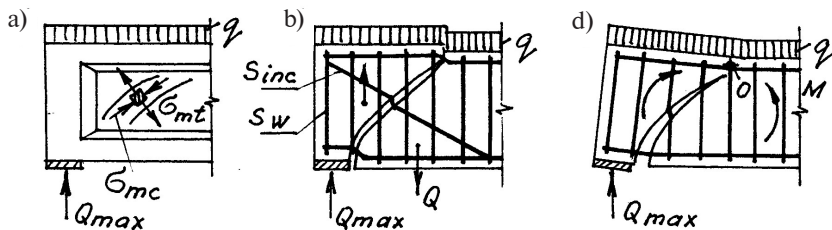
Buzilish uchta sxemadan biri bo‘yicha ro‘y beradi:

1. Bosh siquvchi kuchlanishlar  $\sigma_{mc}$  ta’sirida darzlar orasidagi qiya yo‘lak bo‘ylab yupqa devorga bosim berilishi natijasida buziladi (40-a rasm). Betonning mustahkamligi  $R_b$  qancha yuqori va devorchaning qalinligi  $b$  qancha katta bo‘lsa, devorcha  $\sigma_{mc}$  ning ta’siriga shunchalik yaxshi qarshilik ko‘rsatadi (u holda ko‘ndalang armaturalash intensivligi ortishi bilan  $R_b$  ortadi. Chunki beton uchun u bilvosita armaturalashga xos vazifani badaradi). Ishchi balandlik  $h_o$  ning ortishi urinma kuchlanish  $\tau_{xy}$  ni va shu bilan birgalikda  $\sigma_{mc}$  ni kamaytiradi

Qiya yo‘lakning mustahkamligi empirik formula yordamida tekshiriladi:  $Q \leq 0,3\varphi_w 1\varphi_{b1} R_b b h_o$ , bu yerda:  $\varphi_w 1$  va  $\varphi_{b1}$  ko‘ndalang armaturalash intensivligi va betonning turini hisobga oluvchi koeffitsientlar;  $Q$  – ko‘ndalang kuchning maksimal qiymati



(qoida tariqasida buni tayanch reaksiyasi deyiladi). Qiya yo‘lakning mustahkamligiga bo‘lgan talab asosiy sabab hisoblanib, tavr va qo‘stavr kesimli balkalarning tayanchga yaqin qismi kengaytiriladi.

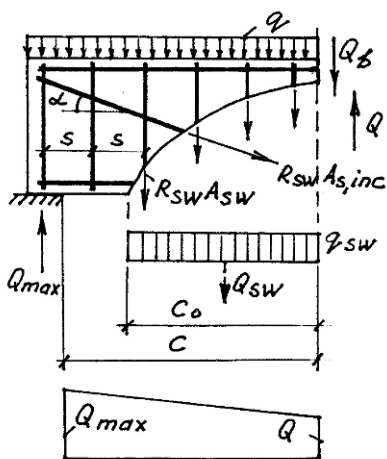


40-rasm.

2. Qiya darzlar bilan ikki qismga bo‘lingan egiluvchi elementlarning bir-biridan o‘zaro siljishi (40-b rasm)ga ko‘ndalang kuch  $Q$  sabab bo‘ladi, unga ko‘ndalang  $S_w$  va qiya armatura  $S_{inc}$  hamda betonning kesilishga ishlayotgan siqiluvchi zonasi. Bunday sxemada qiya kesimlar ko‘ndalang kuch ta‘siriga hisoblanadi, mustahkamlik sharti esa quyidagi ko‘rinishni oladi:  $Q \leq Q_u$ , bu yerda:  $Q$  – qiya kesim bilan bir tomonda joylashgan tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan ko‘ndalang kuch;  $Q_u$  – qiya kesimning yuk ko‘tarish qobiliyati. 40-b rasmdan ko‘rinib turibdiki, siljishga kesilish va egilishga ishlaydigan bo‘ylama armatura qarshilik ko‘rsatadi, lekin hisoblashlarda uni hisobga olinmaydi.

3. Qiya darzlar bilan bo‘linib qolgan egiluvchi element ikki qismining  $O$  nuqtaga nisbatan buralishi (40-v rasm). Ushbu buralish eguvchi  $M$  ning ta‘siri natijasida ro‘y beradi. Unga bo‘ylama  $S$ , ko‘ndalang  $S_w$  va qiya armatura  $S_{inc}$  qarshilik ko‘rsatadi, mustahkamlik sharti esa quyidagi ko‘rinishni oladi:  $M \leq M_u$ . Buralish nuqtasi  $O$  siqiluvchi zonadagi teng ta‘sir etuvchi zo‘riqishning nuqtasiga mos keladi.

## 92. Qiya kesimlar mustahkamligini ko'ndalang kuchlar bo'yicha hisoblaganda statikaning qaysi tenglamalaridan foydalaniladi?



41-rasm.

Bittagina tenglama:  $\Sigma Q=0$   
va bu yerdan mustahkamlik sharti kelib chiqadi:  
 $Q \leq Q = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$  (41-rasm).  
Bu yerda:  $Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_0$   
ko'ndalang armaturalar tomonidan qabul qilinadigan ko'ndalang kuch yoki qiya darzlarni kesuvchi ko'ndalang armaturalarning yuk ko'tarish qobiliyati;  
 $Q_{s,inc} = R_{sw} A_{s,inc} \sin \alpha$  - qiya armatura tomonidan qabul qilinadigan ko'ndalang kuch yoki qiya darzlarni kesadigan qiya armaturalardagi zo'riqishlar

ning proeksiyasi;  $Q_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_o^2 / c = M_b / c$  - betonning siqiluvchi zonasi tomonidan qabul qilingan ko'ndalang kuch yoki betonning siqiluvchi zonasini kesilishga nisbatan yuk ko'tarish qobiliyati (qiya darzlar hosil bo'lgandan keyin betonning cho'ziluvchi zonasi ishdan chiqadi).

$Q_b$  uchun ifodada  $\varphi_{b2}$  koeffitsient betonning turini (og'ir beton uchun  $\varphi_{b2} = 2$ ),  $\varphi_n$  esa tashqi bo'ylama kuch mavjudligini (siquvchi kuch masalan, oldindan zo'riqtirishdagi qisuvchi kuch betonning qarshiligini oshiradi, u holda  $\varphi_n > 1$  cho'zuvchi kuch esa kamaytiradi  $\varphi_n < 1$ );  $\varphi_f$  koeffitsient siqiluvchi zonada tokchalar mavjudligini hisobga oladi (tokchanning yon tomonlari siqiluvchi zonaning qarshiligini oshiradi  $\varphi_f > 1$ ).  $\varphi_n$  va  $\varphi_f$  alohida bo'lsa ham, birgalikda bo'lsa ham ularning yig'indisi 0,5 dan oshmasligi kerak. Boshqa ifodalarda  $R_{sw}$  - ko'ndalang va qiya armaturalarning cho'zilishga hisobiy qarshiligi.

Masalaning murakkabligi shundaki, statikaning yagona tenglamasida ikkita noma'lum mavjud: qiya darzning gorizontaal proeksiyasi  $s_0$  va tayanchning chetki qismidan qiya darzning yuqori qismigacha bo'lgan masofaning gorizontaal proeksiyasi  $s$  (me'yoriy hujjatlarda u qiya kesimning proeksiyasi deb nomlanadi). Ularning qiymatisiz  $Q_b$ ,  $Q_{sw}$ ,  $Q$  larni aniqlab bo'lmaydi.

Ilmiy-texnik adabiyotlarda  $s$  kattalikni ko'pincha «kesilish yelkasi» deb ham ataladi,  $M_b = Q_{bc}$  ni esa «kesilish momenti» deb atalgan. Ushbu terminlar oddiy va tushunarligini ham e'tirof etish lozim.

### **93. Nima uchun xomutlardagi to'plangan zo'riqishlarni taqsimlangan zo'riqishlar bilan almashtiriladi?**

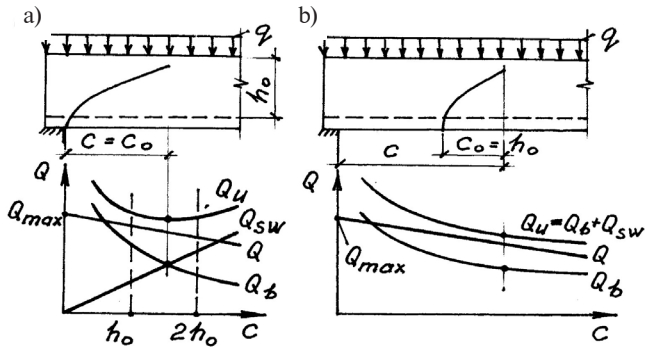
Hisoblashni osonlashtirish uchun shunday qilinadi. Agar to'plagan kuchlardan foydalanilsa, har safar nechta xomut (ko'ndalang sterjen) qiya darzlarni kesib o'tgani va ulardagi zo'riqishlar yig'indisini hisoblashga to'g'ri keladi. Agar taqsimlangan yuklardan foydalanilsa:  $q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s$  (bu yerda,  $s$  – xomutlarning qadami),  $Q_{sw}$  ni hisoblash soddalashadi:  $Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} = q_{sw} c_o$ . Bunday usulni qo'llash shartlidir.

### **94. Nima uchun ko'ndalang va qiya armaturalarning hisobiy qarshiligi bo'ylama armaturalarnikidan kam bo'ladi?**

Chunki qiya darzlar notekis ochiladi: dastlab ko'proq, oxirida esa kamroq. Shuningdek, armatura ham notekis deformatsiyalanadi, darzlarni kesib o'tadigan joylarda undagi zo'riqishlar ham notekis taqsimlanadi: ayrim sterjenlarda kuchlanish oquvchanlik chegarasiga yetib boradi, boshqalarida esa yetib bormaydi. Uning notekisligi 0,8 ga teng bo'lgan ish sharoiti koeffitsienti bilan hisobga olinadi. Bu yerda  $R_{sw} = 0,8 R_s$ . Bundan kelib chiqadiki, ko'ndalang va qiya armaturalar qiya darzlarning har ikkala tomonidan ishonchli ankerlangan bo'lishi kerak.

### 95. $C$ va $c_0$ kattaliklar qiymati qanday aniqlanadi?

Tajribalarning ko'rsatishicha birinchidan ularda cheklov bor:  $h_0 \leq c_0 \leq 2h_0$ ,  $h_0 \leq c \leq c_{\max}$ , og'ir betonlar uchun  $c_{\max} = 3,33h_0$ , mayda donali betonlar uchun  $c_{\max} = 3,4h_0$  va hokazo. Ikkinchidan ikkita holni ajrata bilish kerak: birinchisi – darzlar tayanchning chetki qismidan boshlanadi, u holda  $c=c_0$ ; ikkinchisi – darzlar oraliqda boshlanadi (tayanchdan uzoqroqda), u holda  $c > c_0$ . Har ikki holni kesimi o'zgarmas bo'lgan teng taqsimlangan yuk qo'yilgan balka misolida ko'rib chiqamiz, lekin qiya armaturani hisobga olmaymiz, chunki uning yuk ko'tarish qobiliyati  $c$  va  $c_0$  ga bog'liq emas (undan tashqari ular kamdan-kam hollarda qo'llaniladi).



42-rasm.

Birinchi holda (42-a rasm)  $c$  qancha katta bo'lsa (demakki  $c_0$  ham), betonning qarshiligi shuncha kichik bo'ladi  $Q_b = M_b/c$ , lekin ko'ndalang armaturaning qarshiligi shuncha katta bo'ladi:  $Q_{sw} = q_{sw}c_0$ . Beton va armaturaning qarshiliklari yig'indisi  $Q_u = Q_b + Q_{sw}$  egrilik bilan ifodalaniib, uning pastki nuqtasi eng xavfli kesimga to'g'ri keladi. Bu yerda  $Q_u$  va epyura  $Q$  orasidagi masofa minimal qiymatga ega bo'ladi. Ushbu nuqta  $Q_b$  giperbola va  $Q_{sw}$  to'g'ri chiziqning kesishgan nuqtasi ustida bo'ladi,

ushbu joyda  $Q_b = Q_{sw}$  bo'ladi. U holda:  $M_b/c = q_{sw}c_0$ , bu yer-  
dan  $c=c_0 = \sqrt{M_b/q_{sw}}$  kelib chiqadi. Bu yerda:

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

Ikkinchi holda esa (42-b rasm) xavfli darzning boshlanishi va eng yuqorisi ma'lum emas, kesimning holatini eng kam zaxira bilan aniqlash uchun birinchi hosilaviy ifoda ( $Q_b + Q_{sw} - Q$ ) ni nolga tenglash lozim. Ko'ndalang armaturaning minimal qiymati ma'lum ekanligi:  $Q_{sw,min} = q_{sw}c_{0,min}$ ,  $c_{0,min} = h_0$  masalani soddalashtiradi. U holda  $Q_{sw,min} = q_{sw}h_0 = const$  va differensiallash natijasida  $c = \sqrt{M_b/q}$  hosil bo'ladi, bu yerda:  $q$  – tashqi teng taqsimlangan yuk.

### **96. Teng taqsimlangan yuk ta'sir qilganda ko'ndalang kuchlar bo'yicha qiya kesimlar mustahkamligi qanday tekshiriladi?**

Agar elementning barcha parametrlari ma'lum bo'lsa, u holda dastlab kesilish momenti aniqlanadi  $M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2$ , keyin  $q_{sw} = R_{sw}A_{sw}/s$ , keyin  $Q_{s,inc} = R_{sw}A_{s,inc} \cdot \sin\alpha$  va undan so'ng har ikki hol bo'yicha mustahkamlik aniqlanadi.

$$1. c = c_0 = \sqrt{M_b/q_{sw}}; Q_b = Mb/c; Q_{sw} = q_{sw}c_0; Q = Q_{max} - qc.$$

Agar shart bajarilmasa, ya'ni  $Q > Q_u = Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}$  bo'lsa, armaturani ko'paytirish kerak: yo ko'ndalang armaturani (u holda hisoblash  $c$  ni aniqlashdan boshlanadi) yoki qiya armaturani (u holda mustahkamlik sharti bajarilishini yana bir marta tekshiriladi). Agar hisoblashning boshlanishida  $c < h_0$ , bo'lib qolsa, u holda  $c = h_0$  qabul qilinadi, agar  $c > 2h_0$ , bo'lsa, darhol ikkinchi hol bo'yicha hisoblashga o'tiladi.

Agar  $c_0$  uzunligi bo'ylab xomutlarning qadami o'zgarsa, mustahkamlikni tekshirishni ma'lum bir interval bilan, ketma-ket kesim tanlash yo'li bilan aniqlanib, ho dan  $2h_0$  gacha chegarada  $c = c_0$  qabul qilinadi.

2.  $c = \sqrt{M_b / q}$ . Agar  $c > c_{\max}$ , bo'lsa  $c = c_{\max}$ . Qabul qilinadi, keyin  $Q_{sw} = q_{sw} h_o$ , aniqlanib, undan keyingi operatsiyalar birinchi holdagi kabi bajariladi. Agar mustahkamlik sharti bajarilmay, ko'ndalang armaturalarni oshirishga to'g'ri kelsa, u holda  $c$  ning qiymatini o'zgartirmagan holda  $Q_{sw}$  ning yangi qiymati bilan mustahkamlik tekshiriladi.

$Q_{sw}$  ning qiymatini oshirilganda, xomutlar orasidagi masofa 50 mm dan kam bo'lishi mumkin emasligini unutmaslik lozim (36-savolga qaralsin). Umuman olganda egiluvchi elementlarning tayanch uchastkalarida armatura zich bo'lganligi sababli beton qorishmasini yotqizish va zichlash ishlari qiyinlashadi. Buni inijener konstruktorlar unutmasligi kerak.

### **97. Teng taqsimlangan yuklar ta'sir qilganda ko'ndalang armaturalar qanday tanlanadi?**

Ortiqcha noma'lum bo'lganligi sababli masala to'g'ridan to'g'ri yechilmaydi. Qurilish amaliyotida mazkur masala quyidagicha yechiladi: loyihalash me'yorlari asosida armatura qadamining  $s$  maksimal qiymati va armatura diametri  $d_{sw}$  ning minimal qiymati beriladi. Tayanch uchastkalarida kesim balandligi  $h \leq 450$  mm bo'lganda qadam  $s \leq h/2$  va  $s \leq 150$  mm tanlanadi,  $h > 450$  mm bo'lganda qadam  $s \leq h/3$  va  $s \leq 500$  mm tanlanadi. Payvandlanish shartiga asosan xomutlarning diametri  $d_{sw} \geq d_s / 3$  bo'ladi va  $d_{sw} \geq d_s / 4$  ga ham yo'l qo'yiladi, lekin bunday hollarda payvandlanish natijasida  $R_{sw}$  ning qiymati 10% ga pasayadi (bu yerda:  $d_s$  – bo'ylama sterjen diametri bo'lib, unga ko'ndalang armaturalar payvandlanadi). Shu bilan birgalikda quyidagi shart ham bajarilishi kerak:  $q_{sw} \geq 0,5 \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b$ , bu yerda og'ir beton uchun  $\varphi_{b3} = 0,6$ . Undan keyin mustahkamlikni odatdagidek tekshiriladi (96-savolga qaralsin).

Kesim balandligi 300 mm va undan kam, balkalarda kesim balandligi 150 mm va undan kam bo'lsa, agar quyidagi ik-

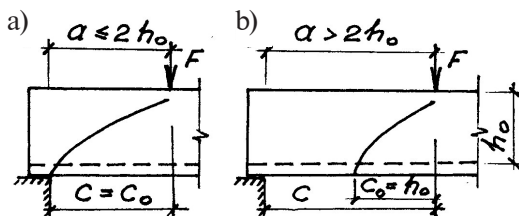
ki shart bajarilsa, ko'ndalang armaturalar qo'yilmasligi mumkin:  $Q_{\max} \leq 2,5R_{bt} bh_0$  va  $Q \leq \varphi_{b4} R_{bt} bh_0^2/c$ . Bu yerda:  $Q_{\max}$  – tayanch chegarasidagi ko'ndalang kuch;  $Q$  – qiya kesim oxiridagi ko'ndalang kuch;  $\varphi_{b4} = (1,0..1,5)$  – betonning turini hisobga oluvchi koeffitsient;  $c$  – xavfli qiya kesimning proeksiyasi bo'lib, quyidagi formula bilan aniqlanadi:  $s = \sqrt{M_b / q}$ .

**98. Balandligi o'zgaruvchan elementlarga teng taqsimlangan yuklar ta'sir qilganda ularning ko'ndalang kuchlarga mustahkamligi qanday aniqlanadi?**

Oddiy usullar bilan buni bajarish qiyin, chunki norma'lumlar faqat  $c$  va  $c_0$  emas, balki  $h_0$  ham bo'lib,  $M_b$  ning qiymati ham shunga bog'liq ( $h_0$  qiya kesimning oxirida qabul qilinadi). Shuning uchun ma'lum intervallar bilan  $c$  ning bir nechta qiymatini berib ko'rish kerak. Biroz tajriba hosil bo'lgandan keyin hisoblash qiyin emas, undan ham oddiyrog'i uni EHM yordamida amalga oshirishdir. Agar elementning cho'ziluvchi qirrasi qiya bo'lsa, hisoblashga uning hisobiy qarshiligini  $R_s$  qabul qilib, uni qiya armatura sifatida hisoblashga kiritiladi.

**99. To'plangan kuchlar ta'sir qilganda qiya kesimlarning ko'ndalang kuchlarga mustahkamligi qanday tekshiriladi?**

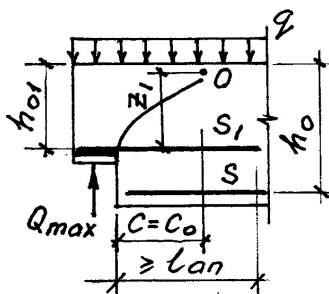
Eksperimental tadqiqotlarning ko'rsatishicha, xavfli qiya darzlar odatda to'plangan kuchdeslar qo'yilgan joygacha yetib boradi, shuning uchun  $c$  va  $c_0$  kattaliklarning qiymatini izlash osonlashadi. Agar tayanchdan kuchgacha bo'lgan masofaning proeksiyasi  $a \leq 2h_0$  bo'lsa (43-a rasm), unda birinchi hol bo'ladi:  $c = c_0 = a$ . Agar  $a > 2h_0$  (43-b rasm) bo'lsa, ikkinchi hol bo'ladi:  $c = a$ ,  $c_0 = h_0$ . Agar  $a > c_{\max}$  bo'lsa, u holda  $c = c_{\max}$  qabul qilinadi. Undan keyin oddiy operatsiyalar bajariladi:  $Q$ ,  $Q_b$ ,  $Q_{sw}$ ,  $Q_{s,inc}$  lar aniqlanadi va mustahkamlik sharti tekshiriladi.



43-rasm.

### 100. Tayanchda qirqiladigan elementlarda qiya kesimlarning ko'ndalang kuchlarga mustahkamligi qanday tekshiriladi?

Bunday elementda ma'lumki xavfli qiya kesim qirqilish burchagidan boshlanadi, ya'ni bu yerda  $h_0$  keskin kamayadi (44-rasm). Shuning uchun faqat birinchi  $h_0$  ko'rib chiqiladi:  $h_0 \leq c = c_0 \leq 2h_0$  (95-savolga qaralsin), kesilish momenti moment  $M_b$  esa  $h_0$  dan foydalanib hisoblanadi.



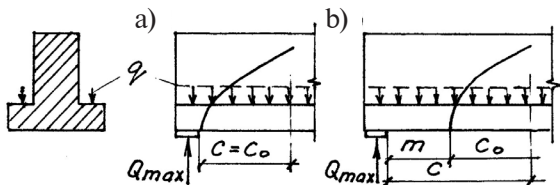
44-rasm.

### 101. Tokchasi cho'ziluvchi zonada bo'lgan tavr kesimli elementlarning qiya kesimlari qanday hisoblanadi?

Bunday elementlarda tashqi yuk ustki qirrasiga emas, tokchaga qo'yilgan bo'ladi (84-savolga qaralsin). 1-holda darzlar tayanchning chetki qismlaridan boshlanganda (45-a rasm), deyarli barcha yuk kesimning bir tomonidan, tayanch reaksiya-



si esa boshqa tomonidan ta'sir qiladi. Shuning uchun ko'ndalang kuch  $Q = Q_{\max}$  qabul qilinadi (yuk ustki qirrasiga ta'sir qilgandagidek  $Q = Q_{\max} - qc$ , emas). 2-holda esa (45-b rasm).  $Q = Q_{\max} - m \cdot q$ , qabul qilinadi, bu yerda  $m = c - c_0$ . Qolgan hisoblar esa odatdagidan farq qilmaydi.



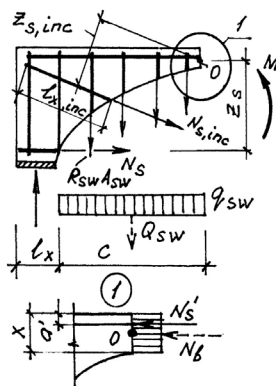
45-rasm.

## 102. Qiya kesimlarning mustahkamligi eguvchi moment bo'yicha hisoblanganda statikaning qaysi tenglamalaridan foydalaniladi?

Normal kesimlar hisobidagi kabi ikkita tenglamadan foydalaniladi (46-rasm). Birinchisi, O nuqtaga nisbatan momentlar yig'indisini nolga teng bo'lishi tenglamasidan mustahkamlik shartini tekshiramiz:  $M \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$ . Bu yerda:  $M_s = N_s z_s = R_s \gamma_s 5 A_s z_s$ ;  $M_{sw} = Q_{sw} c / 2 = q_{sw} c^2 / 2$ ;

$$M_{s,inc} = N_{s,inc} z_{s,inc} = R_{sw} \gamma_{s5} A_{s,inc} z_{s,inc}$$

Agar S bo'ylama va  $S_{inc}$  qiya sterjenlar betonga yetarli ankerlanmagan bo'lsa:  $\gamma_{s5} = l_x / l_{an} \leq 1$  (zo'riqtirilmagan armaturalar uchun  $l_{an}$  va  $l_p$  lardan qaysi biri katta bo'lsa o'shaning qiymati qabul qilinadi (62-savolga qaralsin), ularning hisobiy qarshiliklari kamaytiriladi. Ikkinchisi barcha kuchlarning bo'ylama o'qqa proeksiyalari yig'indisi nolga tengligidan siqiluvchi zonaning



46-rasm.

balandligi  $x$  aniqlanadi, keyin esa teng ta'sir etuvchi  $N_b$  va  $N_s$  kuchlarning qo'yiladigan nuqtasi aniqlanadi va u O nuqta hisoblanadi. Hisoblashni soddalashtirish uchun S' armatura-ni hisobga olmaslik mumkin, lekin o nuqtadan yuqori qir-ragacha bo'lgan masofa har qanday holda ham a' dan kam bo'lmasligi kerak.

### 103. Mustahkamlikka eguvchi moment bo'yicha hisoblanganda xavfli qiya kesimning holati qanday aniqlanadi?

Shuni alohida ta'kidlash kerakki, eguvchi moment M bo'yicha mustahkamlikka hisoblaganda qiya kesim va qi-ya darzlar deb ajratilmaydi, yagona proeksiya c dan foydala-niladi. Undan tashqari quyidagi cheklashlar mavjud:  $c \leq 2h_o$ . Bu yerda mustahkamlik zaxirasi eng kam bo'lgan kesim eng xavfli hisoblanadi. Uni  $(M_u - M)$  kabi ifodalash mumkin. Shundan kelib chiqqan holda q yuk qabul qiladigan erkin ti-ralgan egiluvchi element uchun:  $d(M_s + M_{sw} - M)/dc = 0$  (47-a rasm).

$M_s = N_s z_s = \text{const}$ , bo'lgani uchun  $dM_{sw}/dc = d(q_{sw} c^2/2)/dc = q_{sw} c$ , bunda  $dM/dc = Q = Q_{\max} - qc$ , yakunida esa  $q_{sw} c = Q_{\max} - qc$ . Bundan  $c = Q_{\max} / (q_{sw} + q)$ , bu yerda  $Q_{\max}$  - tayanch reaksiyasi. Qiya armatura mavjud bo'lganda formu-laning ko'rinishi o'zgaradi:  $c = (Q_{\max} - R_{sw} A_{s,inc} \gamma_{s5} \sin \alpha) / (q_{sw} + q)$ . To'plangan yuklar bilan yuklanganda uch xil variant bo'ladi (47-b rasm). Agar  $h_o \leq a \leq 2h_o$  bo'lsa, darzlar F kuch qo'yiladigan nuqtaga chiqadi va  $c = a$ . Agar  $a > 2h_o$ , bo'lsa unda  $c = Q_{\max} / q_{sw} \leq 2h_o$  bo'ladi. Agar  $a < h_o$  bo'lsa, u holda  $c = (Q_{\max} - F) / q_{sw}$ .

### 104. Qaysi hollarda qiya kesimlarning mustahkamligi eguvchi moment bo'yicha aniqlanadi?

Birinchi dan egiluvchi elementlarni tayanch oldi uchastkala-rini o'zi ankerlanadigan  $S_p$  zo'riqtirilgan armaturalar bilan an-

kerlash kerak, u betonga kirgan qismi kam bo'lganligi uchun yuk ko'tarish qobiliyati kam bo'ladi:  $N_s = R_s \gamma_{s5} A_{sp}$  (102-savolga qaralsin). Agar  $S_p$  armatura chetki qismlaridan ankerlangan bo'lsa u holda  $\gamma_{s5} = 1$  bo'ladi va hisoblash rasmiy xarakterga ega bo'ladi: ko'ndalang kuchga hisoblangan  $S_w$  ko'ndalang armatura va normal kesimlarni eguvchi moment bo'yicha hisoblangan  $S_p$  armaturalar qiya kesimdagi momentlarni qabul qilish uchun yetarlidir. Ikkinchidan, kesimning shakli keskin o'zgargan joylarda qiya kesimlarni hisoblash zarur (105-savolga qaralsin), uchinchidan bo'ylama armaturalar bukilgan joylarda (106-savolga qarang) va to'rtinchidan bo'ylama armaturalar uzilgan joylarda qiya kesimlar mustahkamligini hisoblash lozim (112- va 113-savollarga qaralsin).

### **105. Tayanchda qirqiladigan elementlarda nima uchun qiya kesimlarning mustahkamligi eguvchi moment bo'yicha tekshirilishi zarur?**

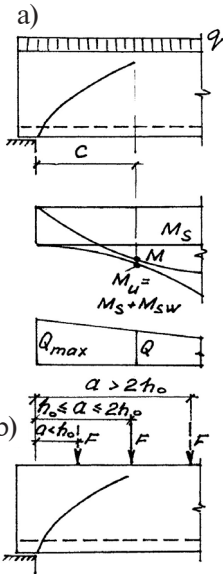
Bunday elementlarda  $S$  armatura tayanchga yetib bormagani uchun qo'shimcha  $S_1$  armatura o'rnatiladi. Ushbu armatura  $S_w$  ko'ndalang armatura bilan birgalikda qiya kesimlardagi eguvchi momentni qabul qiladi (44-rasm).

Agar  $S_w$  armatura  $Q$  ni hisoblash jarayonida tanlangan bo'lsa, u holda egilishdagi xavfli qiya kesimning proeksiyasi  $c = Q_{max} / (q_{sw} + q)$ , agar yuk ostki tokchaga qo'yilgan bo'lsa,  $c = Q_{max} / q_{sw}$  (93-savolga qaralsin). Keyin esa  $M$ ,  $M_{sw}$  va  $M_{s1} = M - M_{sw}$  larni hisoblaymiz,  $A_{s1} = M_{s1} / (R_s z_1)$ . Bu yerda  $z_1 - S_1$  o'qdan  $O$  nuqttagacha bo'lgan masofa (ichki juft kuchlar yelkasi).  $S_1$  armaturaning uzunligini uning betonga ishonchli ankerlanishini hisobga olib belgilanadi. Masalan, qiya kesimning chap tomonidagi armaturani (44-rasm) tayanch qistirma detalga payvandlash mumkin, o'ng tomonda esa uni ankerlash zonasi uzunligidan ( $l_{an}$ ) kam bo'lmagan uzunlikda betonga kiritiladi.

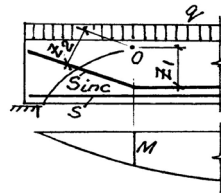
**106. Nima uchun bo'ylama qiya armaturalar o'rnatilgan joylarda qiya kesimlarning mustahkamligi eguvchi moment bo'yicha tekshirilishi zarur?**

Qiya armatura joylashgan joylarda  $M$  moment ta'sir qiladi (48-rasm), lekin bu yerda normal kesim emas balki qiya kesimlar xavfli hisoblanadi, chunki unda ichki juft kuchning yelkasi  $z_2$ , normal kesimdagi  $z_1$  ga qaraganda kamroqdir.

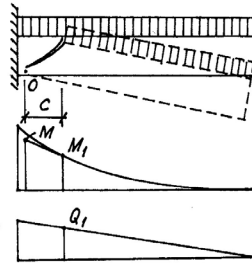
**107. Konsollarning qiya kesimlari eguvchi moment bo'yicha qanday hisoblanadi?**



47-rasm.



48-rasm.



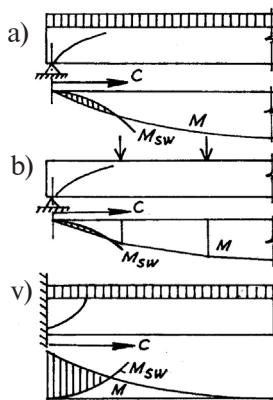
49-rasm.

Oddiy balkadagi kabi hisoblanadi, lekin bitta o'ziga xosligi mavjud: hisobiy momentni hisoblaganda  $s$  proeksiyasi qiya kesim chegarasida ta'sir qiladigan yuk hisobga olinmaydi (49-rasm). Qiya darzlar bilan bo'lingan ikkita qismning o'zaro burilishi o nuqta (siqiluvchi zonadagi teng ta'sir etuvchi

zo‘riqish hosil bo‘ladigan nuqta) atrofida bo‘ladi. O‘ng qismiga darz hosil bo‘lishidan oldingi o‘ng tomondagi qismning yuki, ta‘sir qilib, ushbu yukdan o nuqtaga nisbatan moment aniqlanadi. Masalan, teng taqsimlangan yuk ta‘sir qilganda  $M=M_1+Q_1c$ . Shunga o‘xshash yondashish uzluksiz balkalarining manfiy momentlar ta‘sir qilgan zonasini qiya kesimlari mustahkamligini aniqlashda amalga oshiriladi.

### 108. Egilishda qiya kesimlarning mustahkamligini birgina ko‘ndalang armatura hisobiga ta‘minlash mumkinmi?

Mazkur savolga javob berishda bitta koordinata o‘qidagi tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan eguvchi momentni, ko‘ndalang armaturaning yuk ko‘tarish qobiliyatini aniqlovchi epyura bilan o‘zaro birlashtirilsa oson bo‘ladi  $M_{sw}=q_{sw}c^2/2$ . 50-rasmda ko‘rsatilgan misollarda a) teng taqsimlangan yuk bilan yuklangan balka, b) to‘planagan kuchlar bilan yuklangan balka, v) teng taqsimlangan yuklar qo‘yilgan konsol –  $M_{sw}$  epyura  $M$  epyurani kesib o‘tadi. Ushbu uchastkalarda (shtrixlangan zona) kesimning mustahkamligi ta‘minlanmaydi. Agar  $q_{sw}$  ni oshirsak  $M_{sw}$  parabola yanada egriroq bo‘ladi, mustahkamlik taqchilligi kamayadi, lekin baribir oz bo‘lsada saqlanadi. Shunday qilib, birgina ko‘ndalang armatura bilan, uni miqdorini qancha ko‘p oshirgan bilan qiya kesimlar mustahkamligini ta‘minlay olmaydi, baribir bo‘ylama armatura talab qilinadi.



50-rasm.

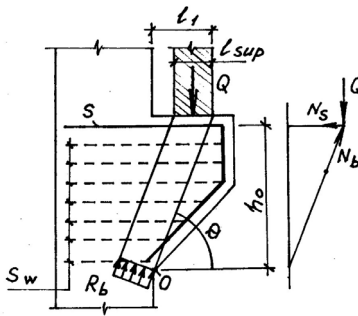
### 109. Kalta konsollar nima?

Ushbu konsollar ushbu shartni qanoatlantirishi kerak:  $l_1 \leq 0,9h_0$ , bu yerda  $l_1$  – hisobiy quloch,  $h_0$  – ishchi balandligi. Odatda ular ustunning yon tomondan kengaytirilgan qismi

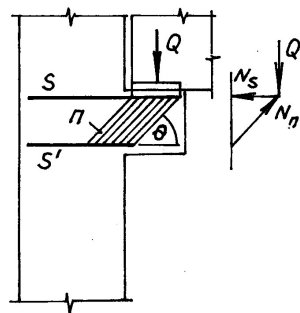
bo'lib, ular to'sin, rigel yoki shunga o'xshash konstruksiyalar uchun tayanch bo'lib xizmat qiladi.

### 110. Kalta konsollar qanday hisoblanadi?

Kalta konsollarda eguvchi momentlarning qiymati kichik bo'lgan holda ko'ndalang kuchning qiymati katta bo'ladi. Shuning uchun ularning buzilishi normal kesimlar bo'yicha emas, balki qiya kesimlar bo'yicha ro'y beradi. Tajribalar shuni ko'rsatadiki, kalta konsollarning ishlash sxemasi kronshteynning ishiga yaqin bo'ladi. Podkos rolini betonning qiya siqilgan yo'lagi (prizma) bajaradi, cho'zilgan bog'lama vazifasini cho'ziluvchi armatura S bajaradi (51-rasm). Prizmaning mustahkamlik sharti uning geometriyasidan kelib chiqadi:  $N \leq N_{bu}$ , bu yerda:  $N = Q/\sin\theta$  — tashqi yuk ta'sirida prizmadagi bo'ylama zo'riqish:  $N_{bu} = 0,8R_b b l_{sup} \sin\theta \varphi_w$  prizmaning yuk ko'tarish qobiliyati. Bu yerdan  $Q \leq 0,8R_b b l_{sup} \sin^2\theta \cdot \varphi_w$  kelib chiqadi. Bu yerda,  $Q$  — konsol qabul qiladigan yuk,  $b$  — prizma (ustun) ko'ndalang kesimining eni,  $l_{sup} \sin\theta$  kesim balandligi ( $l_{sup}$  — to'sin yoki rigel tiriladigan yuza),  $0,8$  — ish sharoiti koeffitsienti  $\varphi_w \geq 1$  ko'ndalang armaturaning betoni prizmatik mustahkamligini ortishiga ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsient (bilvosita armaturalash uchun qo'llaniladigan to'rlarga o'xshash (8-savolga qaralsin).



51-rasm.



52-rasm.

S armaturadagi zo'riqishni gorizontol o'qqa proeksiyalar yig'indisidan yoki podkos tiraladigan nuqtaga nisbatan olingan momentlar yig'indisidan aniqlash mumkin (51-rasmdagi O nuqta). Me'yoriy hujjatlar ikkinchi usulni tavsiya qiladi, u holda  $A_s = M/R_s h_0$ , bu yerda  $M = Ql_1$  (bu yerda  $l_1$  yelka loyihaviy qiymatidan kattaroq olinadi), chunki balkaning tayanch bosimi notekis bo'lishi, ularni montaj qilishdagi noaniqliklar hamda teng ta'sir etuvchi Q kuchni siljishini hisobga olinadi. Armatura S armatura xavfli zona kesimining har ikki tomonidan ishonchli ankerlangan bo'lishi kerak (ushbu zonaning uzunligi  $l_1$  ga teng).

Aralash armaturali konstruksiyalar ishlashining o'ziga xos xususiyatlari quyidagicha. Birinchidan zo'riqtirilmagan S armatura zo'riqtirilgan  $S_p$  armaturaga qaraganda kechroq ishga tushadi (55-rasm). Tashqi yuk qo'yilish boshlanganda  $S_p$  armaturada katta kuchlanish bo'ladi (barcha yo'qotishlarni hisobga olgandagi oldindan zo'riqishning qiymati), shu bilan birgalikda S armaturada noldan ham pastroq (kirishish va tobtashlash deformatsiyasi natijasidagi siquvchi zo'riqishlar).

### **111. Birk armaturali kalta konsollar qanday hisoblanadi?**

Egiluvchan armaturalar kabi hisoblanadi (52-rasm), faqat podkos vazifasini bukilgan po'lat plastinalar P bajaradi, ular cho'ziluvchi armatura sterjenlari S va konstruktiv armatura (zaif siqilgan) S' armaturalarga payvandlanadi. Plastina va armaturadagi zo'riqishlar kuch uchburchagini yechish orqali aniqlanadi:  $N_p = Q/\sin\theta$ ;  $N_s = N_p \cos\theta$ . Beton ustuvorlikni yo'qotishga qarshilik ko'rsatgani uchun plastinalarni hisoblashda bo'ylama egilish hisobga olinmaydi. Plastina bilan armaturalar orasidagi chok ham hisobiy bo'ladi.

### 3.3. EGILUVCHI ELEMENTLAR

#### 112. Materiallar epyurasi nima va u nima uchun quriladi?

Egiluvchi elementda (masalan balkada) agar uzunligi bo'ylab ko'ndalang kesim o'lchamlari va armaturalash bir xil bo'lganda uning yuk ko'tarish qobiliyati  $M_u = N_b z_b + N'_s z_s$  (uning materiallar epyurasi ba'zan armatura epyurasi deyiladi) bo'lib, to'g'ri burchak ko'rinishida tasvirlanadi. Agar ushbu o'qqa tashqi kuchlardan hosil bo'lgan momentlar epyurasini qursak (masalan  $q$  dan),  $M$  va  $M_u$  epyuralar oraliqning o'rtasida o'zaro yaqinlashadi va bu yerda xavfli kesim paydo bo'lib, unga  $M_u / M$  nisbatning minimal qiymati mos keladi. Tayanchga qancha yaqinlashilsa,  $M_u / M$  ning nisbati ortib boradi va mustahkamlik zaxirasi ortib, bo'ylama armaturani qo'llash samaradorligi kamayib boradi (53-a rasm). Bu yerda oddiy yechim talab qilinadi: barcha armaturani ( $S$ ) tayanchgacha olib bormaslik, faqat uning bir qismini ( $S_1$ ) tayanchga yetkazib, qolgan qismini ( $S_2$ ) oraliqda uzish talab qilinadi. U holda  $S_1$  armaturali normal kesimning yuk ko'tarish qobiliyati  $M_{u1}$  qiymatgacha kamayadi (53-b rasm).

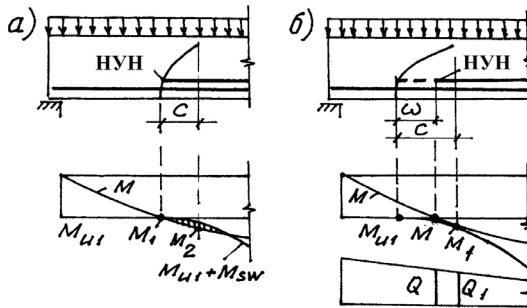
Ko'rinib turibdiki,  $S_2$  armaturaning nazariy uzilish nuqtasi  $M$  va  $M_{u1}$  epyuralarining kesishgan joyida bo'ladi, tayanchdan armaturaning nazariy uzilish nuqtasigacha bo'lgan masofa esa  $M_{u1} = M$  tenglikdan aniqlanadi ushbu yuklanish sxemasi uchun  $M = 0,5 q a$  (1-a). Amalda  $S_2$  armatura nazariy uzilish nuqtasidan kamida  $\omega$  masofaga uzaytirilishi kerak (105-savolga qaralsin).

Ta'kidlash kerakki tayanchgacha (aniqrog'i tayanch chegarasigacha)  $S_1$  armaturadan kamida ikkitasi yetkazilishi kerak (agar elementning eni 150 mm dan kam bo'lsa bitta armaturani yetkazishga ham ruxsat beriladi).



### 113. Nima uchun oraliqda uziladigan armaturani nazariy uzilish nuqtasigacha kiritish zarur?

Oldingi savolning javobidan ko‘rinib turibdiki, armatura-nazariy uzilish nuqtasi normal kesimlar mustahkamligi shartidan aniqlanadi. Aslida ham buzilish qiya kesimlar bo‘yicha ro‘y beradi, tayanchga yaqinlashgan sari ko‘ndalang kuchlarning ta‘siri sezilarli bo‘ladi. Qiya kesim yuqorisidagi  $M_2$  moment nazariy uzilish nuqtasini aniqlashda foydalanilgan  $M_1$  momentdan katta bo‘ladi. (54-a rasm). Oldigi savollarga (108-savolga) javobdan ma‘lumki, qiya kesimlarga qo‘yilgan eng kuchli armatura ham bo‘ylama armatura o‘rnini bosa olmaydi:  $M_{sw} = q_{sw} c^2/2$  ning epyurasi egilgan parabola shaklida bo‘lib, u doimo bo‘rtib chiqqan (egri yoki siniq)  $M$  epyura bilan kesishadi, ya‘ni bunday kesimning yuk ko‘tarish qobiliyati ( $M_{ul} + M_{sw}$ ) doim yetarli bo‘lmaydi (54-rasmdagi shtrixlangan).



54-rasm.

Bundan kelib chiqadiki, armaturaning uzilish nuqtasini tayanchga yaqin bo‘lgan joylarga siljitish lozim, u holda ( $M_{ul} + M_{sw}$ ) parabola  $M$  epyuraning tashqarisidan o‘tadi va mustahkamlik ta‘minlanadi (54-b rasm). Ushbu siljishning qiymati:  $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$ , bu yerda:  $d_s$  –  $S_2$  armaturaning diametri. Bu yerdagi  $\omega$  masofa quyidagicha aniqlanadi.

Yuk ko‘tarish qobiliyati yetarli bo‘lgan qiya kesimning proektsiyasi  $s$  ni aniqlaymiz:  $d(M_{ul} + M_{sw} - M_1)/dc = 0$ , bu yerda:  $dM_{ul}/dc = 0$  (chunki  $M_{ul} = \text{const}$ );  $dM_{sw}/dc = d(q_{sw}c^2/2)/dc = q_{sw}c$ ;  $dM_1/dc = Q_1$ .

Natijada  $q_{sw}c = Q_1$  ekanligini aniqlaymiz.  $Q_1 \approx Q$ , bo‘lgani uchun  $Q_1$  ni  $Q$  ga almashtiramiz (bu yerda:  $Q$  – nazariy uzilish nuqtasi mavjud bo‘lgan kesimdagi ko‘ndalang kuch). U holda:  $q_{sw}c = Q$  hamda  $c = Q/q_{sw}$  (1).

Lekin hali qiya kesimning boshlanish holati ma‘lum emas, uning holati esa  $\omega$  ga mos keladi. Moment  $M_{sw} = \Delta M$  hamda  $\Delta M = M_1 - M$  shuningdek, biroz noaniqliklar bilan bo‘lsada:  $\Delta M = Q(c - \omega)$ , to  $q_{sw}c^2/2 = Q(c - \omega)$  (2).

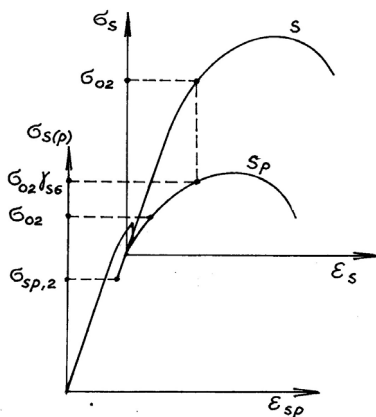
(1)-tenglikni (2) ga qo‘ysak,  $\omega = Q / 2q_{sw}$ , aniqlaymiz unga yana  $5d_s$  ni qo‘shamiz (tasodifiy noaniqliklardan saqlanish uchun, masalan  $S_2$  armaturani o‘rnatishdagi noaniqlik) va oxirgi formulaga ega bo‘lamiz:  $\omega = Q/2q_{sw} + 5d_s$ .

#### **114. Oldindan zo‘riqtirilgan armaturalarni oraliqda uzish mumkinmi?**

Zo‘riqtirilgan  $S_p$  armaturani oraliqda uzish mumkin emas, texnologik jihatdan uni amalga oshirish juda qiyin. Shuning uchun kombinatsiyalashtirilgan yechim qabul qilinadi: ishchi armaturaning bir qismini oldindan zo‘riqtirilgan ( $S_p$ ), boshqa qismini esa zo‘riqtirilmagan ( $S$ ) qilib tayyorlanadi. Zo‘riqtirilmagan armaturani moment epyurasiga asosan oraliqda uziladi (nazariy uzilish nuqtasidan  $\omega$  masofada uziladi). Bunday armaturalashni «aralash» armaturalash deyiladi. Zo‘riqtirilmagan armaturaga ham zo‘riqtirilgan armaturalarga ishlatilgan klasdagi armaturalarni ishlatish mumkin (lekin qoida tariqasida A-V dan katta bo‘lmasligi kerak). Aralash armaturalash qimmat turadigan yuqori mustahkamlikdagi po‘latni 15–20% tejashga imkoniyat beradi.

## 115. Aralash armaturali konstruksiyalar qanday ishlaydi?

Aralash armaturali konstruksiyalar ishlashining o'ziga xos xususiyatlari quyidagicha. Birinchidan zo'riqtirilmagan S armatura zo'riqtirilgan  $S_p$  armaturaga qaraganda kechroq ishga tushadi (55-rasm). Tashqi yuk qo'yilishga boshlaganda  $S_p$  armaturada katta kuchlanish bo'ladi (barcha yo'qotishlarni hisobga olgandagi oldindan zo'riqishning qiymati), shu bilan birgalikda S armaturada noldan ham pastroq (kirishish va tobtashlash deformatsiyasi natijasidagi siquvchi zo'riqishlar).



55-rasm.

$S_p$  armaturadagi kuchlanishlarga nisbatan S armaturada bunday ortda qolishlar natijasida  $S_p$  armaturadagi kuchlanishlar ertaroq shartli oquvchanlik chegarasi  $\sigma_{02}$  ga yetib boradi, ya'ni S armaturaning mustahkamligidan yetarli foydalanilmaydi.  $S_p$  armaturadagi kuchlanish  $\sigma_{02}$  o'tib ketgandagina S armaturadagi kuchlanish  $\sigma_{02}$  ga yetib borishi mumkin, bunday holat zaif armaturalangan kesimlarda sodir bo'lishi mumkin (u holda zo'riqtirilgan armaturaning hisobiy qarshiligini  $\gamma_{s6}$  yordamida oshirish mumkin (74-savolga qaralsin). Shuning uchun aralash armaturalash  $\xi/\xi_R \leq 0,5$  bo'lganda samarali bo'ladi. Zo'riqtirilgan armaturalarga zo'riqtirilmagan armaturalarga nisbatan yuqoriroq klassdagi po'latlarni qo'llash maqsadga muvofiqdir.

Ikkinchidan, ishchi armaturaning faqat bir qismigina oldindan zo'riqtirilgan bo'lgani uchun qisuvchi kuch P kam bo'ladi, u holda darzbardoshlik va bikrlilik ham aralash armatu-

ralangan konstruksiyalarda kam bo'ladi. P kuchni zo'riqtirilgan armatura mavjudligi ham kamaytiradi: unda kirishish va tobtashlash deformatsiyasi natijasida siquvchi kuch paydo bo'ladi, ular beton cho'ziluvchi zo'riqish paydo qiladi (48-rasm) va bikrlik va darzbardoshlikni yanada pasaytiradi. Shuning uchun zo'riqtirilmagan armatura ulushini shunday chegaralash kerakki, ular 40–50% dan kam bo'lmagan zo'riqishlarni qabul qilsin.

Shunday qilib, aralash armaturalashni chegaralangan turdagi konstruksiyalarda ishlatish tavsiya qilinadi. Bunday armaturalashni bo'shliqli va qobirg'ali plitalarda qo'llash yaxshi samara beradi. Ularda kesim doim zaif armaturalangan,  $\gamma_{s6}$  koeffitsient qo'llanilishi tufayli ular agressiv bo'lmagan muhitlarda qo'llaniladi (74-savolga qaralsin). Bo'shliqli va qobirg'ali plitalar ommaviy ishlab chiqariladigan konstruksiyalar bo'lgani uchun ularda qo'llash katta iqtisodiy samara ham beradi.

#### **116. Aralash armaturali konstruksiyalar qanday hisoblanadi?**

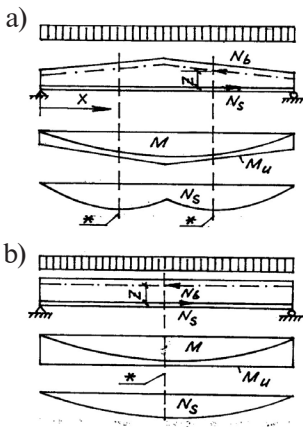
Agar yuqorida keltirilgan shartlar bajarilsa (armaturaning klassi A-V dan va zo'riqtirilgan armatura klassidan katta emas, hamda  $\xi/\xi_R \leq 0,5$ ) hisobni oddiy usullar bilan amalga oshiriladi, ya'ni zo'riqtirilgan  $S_p$  armaturaning hisobiy qarshiligi  $R_s \gamma_{s6}$ , zo'riqtirilmagan S armaturaniki esa  $R_s$  qabul qilinadi. Agar  $\xi/\xi_R \leq 0,5$  bo'lsa, hisoblash quyidagicha bajariladi: hisobiy nisbat  $\xi/\xi_R$  ga asosan  $\gamma_{s6}$  ning qiymati aniqlanadi, keyin armatura cho'zilishi hisobiy diagrammasini birlashtiriladi (55-rasmda ko'rsatilgani kabi) undan, S armaturadagi kuchlanishning qaysi qiymati  $S_p$ , armaturadagi  $R_s \gamma_{s6}$  ga mos kelishi topiladi hamda  $\sigma_s$  ni S armaturaning hisobiy qarshiligi deb qabul qilinadi. Maxsus dasturlar asosida EHMda bajarilgan hisoblar aniqroq natija beradi.

Zo'riqtirilgan va zo'riqtirilmagan armaturalarda A-IIIb klassdagi po'lat ishlatilganda hisobiy qarshilik  $R_s$  qabul

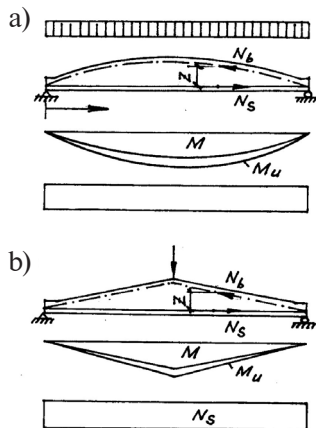
qilinadi. Uning yuqori plastik xossalarga ega ekanligi har ikkala turdagi armaturada ham buzilish oldidan kuchlanish deyarli tenglashadi (A-IIIb klassdagi armaturalar uchun  $\gamma_{s6}$  koeffitsientni qo‘llanilmaydi 74-savolga qaralsin). Ko‘ndalang kesimlarda zo‘riqtirilmagan S armaturaning og‘irlik markazi zo‘riqtirilgan  $S_p$  armaturanikidan pastroqda bo‘lgani maqsadga muvofiq, armatura cho‘ziluvchi chegaraga qancha yaqin bo‘lsa, undagi kuchlanish shuncha ko‘p bo‘ladi va  $S_p$  armaturadagi kuchlanishga tezroq yetib oladi.

Qiya kesimlar mustahkamligini hisoblaganda to‘la zo‘riqtirilgan armaturalashga qaraganda siquvchi kuchning kamayganligini emas, ishchi armaturaning yuzasi tayanchga yaqin uchastkalaridagi oraliqqa qaraganda kamroq bo‘lishini ham unutmaslik kerak. Ushbu holat faqat darzbardoshlikni emas, balki qiya kesimlar mustahkamligini ham kamaytiradi.

**117. Nima uchun yupqa devorli balkalarning tayanch uchastkalarida ular kengaytiriladi?**



56-rasm.



57-rasm.

\* Xavfli kesim

Tayanch reaksiyalar katta mahalliy kuchlanishlar hosil qilib, natijada balka devorlarining ustuvorligi yo'qolishiga sabab bo'lishi mumkin. Undan tashqari balka devorlari qancha yupqa bo'lsa, undagi bosh siquvchi kuchlanishlar miqdori katta bo'ladi, oqibatda betonning siqiluvchi qiya yo'lak bo'yicha buzilishiga sabab bo'lishi mumkin (91-savolga qaralsin). Tavr kesimli balkalarning tayanch uchastkalarini kengaytirish balkaning tiralish ustuvorligini oshiradi.

### **118. Nima uchun ikki nishabli balkalarda ikkita xavfli kesim mavjud?**

Chunki materiallar epyurasi  $M_u = N_s z$  to'g'ri burchakli emas trapetsiyasimon shaklga ega, ushbu shakl konstruksiyaning o'zining chizgisini takrorlaydi: ichki juft kuchlar yelkasi  $z$ ,  $N_s$  va  $N_b$  kesim balandligi o'zgarishiga parallel ravishda o'zgaradi (56-a rasm). Teng taqsimlangan yuklardan hosil bo'lgan momentlar epyurasi  $M$  ikkita joyda  $M_u$  epyuraga yaqin keladi hamda bu yerda  $M_u/M$  minimal qiymatga ega bo'lib, shu yerda xavfli kesimlar joylashgan. Xavfli normal kesimlarning holati oraliqqa, yuqori qirraning nishabligiga, tayanch balandligiga va yuklanish sxemasiga bog'liq bo'lib, quyidagi ifodadan aniqlanadi:  $d(M_u / M) / dx = 0$ , bu yerda:  $x$  – bo'ylama koordinata. Masalani grafik usulda ham yechish mumkin,  $M$  va  $M_u$  epyuralarni qurib, ular orasidagi minimal masofali kesim aniqlanadi (u holda natijaning aniqlik darajasi masshtabga va chizilgan shaklning aniqligiga bog'liq bo'ladi).

Ta'kidlash kerakki, ikki nishabli balkalar bitta to'plangan yuk bilan yuklangan bo'lsa, unda bitta xavfli kesim bo'lishi ham mumkin.

### **119. Egiluvchi element uzunligi bo'ylab cho'ziluvchi armaturadagi zo'riqish qanday o'zgaradi?**

Istalgan elementning (balka, plita, rigel) normal kesimida armaturadagi zo'riqish  $N_s$  ichki juft kuchlar yelkasi  $z$  va

tashqi kuchlardan hosil bo'lgan eguvchi moment  $M$  ga bog'liq:  $N_s = M/z$ . Element uzunligi bo'ylab, zo'riqish  $M$  epyurasi va konstruksiyaning chizmasiga qarab o'zgaradi (ya'ni  $z$  ning chizmasiga). Masalan, kesim balandligi element bo'ylab bir xil bo'lganda  $z = \text{const}$  bo'ladi, shuning uchun  $N_s$  epyurasi  $M$  epyurasi bilan bir xil xarakterga ega bo'ladi (56-b rasm); ikki nishabli elementlarda  $N_s$  epyuraning ikkita joyi ko'tarilgan,  $N_{s,\text{max}}$  esa xavfli kesimda bo'ladi (56-a rasm).

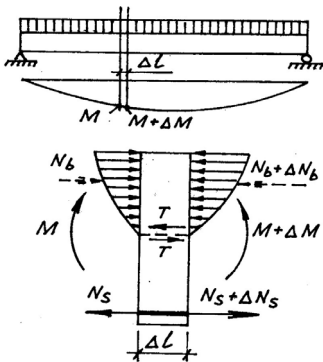
### **120. Egiluvchi elementlarning qanday chizgilari eng ratsional hisoblanadi?**

Materiallar sarfi nuqtayi nazaridan uzunligi bo'ylab armaturadagi zo'riqishlar bir xil bo'lishi maqsadga muvofiq, ya'ni:  $N_s = \text{const}$ . Bunday elementlarda barcha normal kesimlarning mustahkamligi bir xil (ya'ni, kesimning barcha qismi xavfli) Bundan kelib chiqadiki, u yerda, ortiqcha mustahkamlik zaxirasi yo'q va ortiqcha materiallar sarfi ham yo'q.  $N_s = M/z = \text{const}$ , bo'lgani uchun ichki juft kuchlar yelkasi  $z$  eguvchi moment  $M$  ga proporsional o'zgarishi kerak, ya'ni elementning chizgisi  $M$  epyuraning chizgisini takrorlashi kerak. Ko'rsatilgan 57-a rasmdagi parabolik chizgi panellaridan foydalaniladi. Ushbu panel 24 m gacha oraliqqa ega bo'lgan konstruksiyalar orasida eng tejamli hisoblanadi. Uchburchakli chizgi (57-b rasm) stropil osti balkalarida qo'llanilib, ular oralig'ining o'rtasida balka yoki fermalarning katta miqdordagi tayanch reaksiyalaridan to'plangan kuchni qabul qiladi.

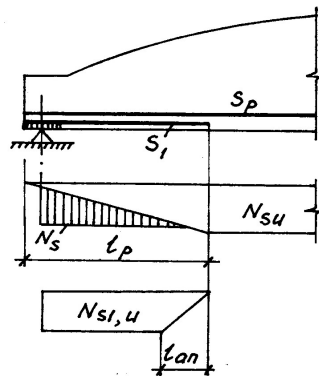
### **121. Nima uchun KJS (qobiqsimon panellar) panellariga ko'ndalang armatura talab qilinmaydi?**

58-rasmda ko'rsatilgan balkadan xayolan  $\Delta l$  uzunlikda element qirqib olamiz. Uning chap tomonida moment  $M$  o'ng tomonida esa  $M + \Delta M$  ta'sir qiladi. Chap tomonida betonda hosil bo'lgan zo'riqish  $N_b$ , armaturadagi zo'riqish  $N_s$  o'ng

tomonga mos ravishda  $\Delta N_b$  va  $\Delta N_s$  qiymatga o'sadi. Zo'riqishlarning o'sishi siljitivchi kuchlar ( $\pm T = \Delta N_s = -\Delta N_b$ ) bilan muvozanatlashadi va urinma kuchlanishlar hosil qiladi:  $\tau = T / (b \cdot \Delta l)$ . KJS panellarida armaturadagi oraliqning uzunligi bo'yicha bir xil (avvalgi savolga qaralsin), shuning uchun  $\Delta N_s = -\Delta N_b = 0$ , bu yerdan  $T=0$  va  $\tau=0$  kelib chiqadi. Agar  $\tau=0$  bo'lsa, bosh cho'zuvchi kuchlanishlar normal kuchlanishlar bilan mos keladi va qiya darzlar hosil bo'lmaydi, ular mavjud bo'lmasa, ko'ndalang armatura qo'llashning ma'nosi yo'q. Aslida KJS panellarda tayanchdagi kichik uchastkalarida armatura qo'yiladi, buning sababi real sharoitlarda  $M$  va  $M_u$  epyuraning chizgilari mos kelmay qolishi mumkin (masalan, yuk simmetrik bo'lmaganda).



58-rasm.



59-rasm.

Bunga o'xshash fikrlar fermalarga ham tegishlidir. Agar ferma tasmalarining chizgisi balkali momentlar epyurasi chizgisi bilan mos kelsa ostki tasmalarning (shuningdek ustki tasmalarning ham) barcha panellarida zo'riqishning gorizontaal proeksiyalari tengdir, aralash panellardagi zo'riqishlarning farqi 0 ga teng, bundan panjara tomonidan qabul qilinayotgan 0 ga



tengligi kelib chiqadi. Shuning uchun panjara elementlaridagi (statik sxema bo'yicha hisoblangan) zo'riqishlar ham 0 ga teng.

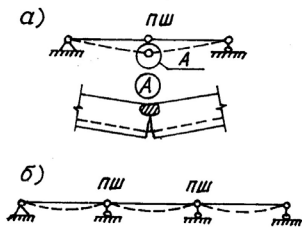
### **122. Nima uchun KJS panellarida o'zi ankerlanadigan zo'riqtirilgan armaturalar qo'llanilmaydi?**

Kuchlanishni uzatish zonasi  $l_p$  da o'zi ankerlanadigan  $S_p$  armaturaning yuk ko'tarish qobiliyati  $N_{su}$ ,  $R_s A_{sp}$  dan 0 gacha pasayadi, shu bilan birgalikda tashqi kuchlar natijasidagi zo'riqish uning uzunligi bo'ylab doimiy bo'lishi kerak (120-savolga qaralsin). Natijada mustahkamlik taqchilligi paydo bo'ladi (59-rasmdagi shtrixlangan zona). Shuning uchun KJS panellarga ishchi armatura sifatida odatda A-III<sub>B</sub> va A-IV (lekin At-IV emas) klass sterjenlar qo'llaniladi, ularni qistirma detallarga faqat payvandlash emas balki ular bilan birgalikda tortiladi. Ta'kidlash joizki, qo'llanilishi tavsiya qilingan armaturalar payvandlanganda mustahkamligini deyarli yo'qotmaydi, lekin termik jihatdan mustahkamlangan armatura bo'lsa yo'qotadi. Bunday hollarda tayanch qistirma detallari tashqi anker vazifasini bajarib, ular tortilgandagi zo'riqishni betonga uzatadi va element uzunligi bo'ylab armaturaning yuk ko'tarish qobiliyati bir xil bo'lishini ta'minlaydi.

Bu yerda o'zi ankerlanadigan armaturalar ham qo'llash mumkin, lekin u holda qo'shimcha zo'riqtirilmagan  $S_1$  armatura o'rnatib kuchlanish uzatish zonasidagi yuk ko'tarish qobiliyati taqchilligini qoplash  $N_{su} + N_{s1,u} \geq N_s$  va albatta ularni tayanch qistirma detallariga payvandlab, ishonchli ankerlash lozim. Bunday yechim qo'shimcha texnologik xarajatlarga ega bo'lganligi uchun keng qo'llanilmadi. Tayanchdagi balandligi kichik barcha konstruksiyalarda materiallar epyurasi moment epyurasiga yaqin bo'ladi.

### **123. Plastik sharnir nima?**

Cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish oquvchanlik chegarasiga yetib borsa, undagi zo'riqish o'sishdan to'xtaydi



60-rasm.

$N_s = N_{pl} = \text{const}$ , statika shartlariga asosan siqiluvchi betonda ham zo'riqishlar o'smaydi  $N_b = N_s$ . Ichki juft kuchlar yelkasi  $z$  amalda deyarli o'zgarmaydi, shuning uchun normal kesim tomonidan qabul qilinadigan moment ham o'smaydi:  $M_{pl} = N_{bz} = \text{const}$ . Lekin armatura-ning deformatsiyasi  $\epsilon_s$  ning ortishi

davom etadi (armatura oqadi), shu sababli egiluvchi element kesimining bir qismiga tiralgan.

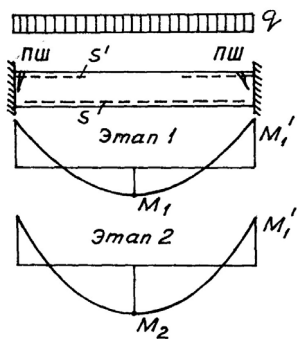
Qismi birgalikda buraladi (60-rasmdagi A tugunga qaralsin) — kesim sharnir kabi ishlaydi lekin bitta farqli jihati (oddiy holatda moment 0 ga teng bo'lishi kerak)  $M_{pl}$ . Eguvchi momentni qabul qila oladi. Kesimning bunday holatini plastik sharnir deb ataladi.

Ko'rinib turibdiki, plastik sharnir faqat zaif armaturalangan kesimlarda paydo bo'ladi. Ortiqcha armaturalangan kesimlarda armaturadagi kuchlanish oquvchanlik chegarasiga yetib bormaydi (70-savolga qaralsin), normal armaturalangan kesimlarda esa oquvchanlik chegarasiga yetish siqiluvchi zonadagi betonning buzilishi bilan bir vaqtda ro'y beradi va tiralgan qismlarning birgalikda buralishi to'g'risida gap ham bo'lishi mumkin emas. Statik aniqlangan konstruksiyalarda (masalan, bir oraliqli balkada) plastik sharnir hosil bo'lishi uni mexanizmga aylantirib qo'yadi va tezda buzilish sodir bo'ladi (60-a rasm). Statik noaniq tizimlarda boshqacharoq bo'ladi: plastik sharnir hosil bo'lishi ortiqcha bog'lanishlarni bartaraf qiladi. Ortiqcha bog'lanish qancha ko'p bo'lsa, plastik sharnirlarni ko'paytirishga buzilish xavfini yo'qotgan holda yo'l qo'yish mumkin (60-b rasm). Plastik sharnirlarda momentlar o'smaydi, yuk oshirilganda boshqa kesimlar yanada intensivroq ishlay boshlaydi,

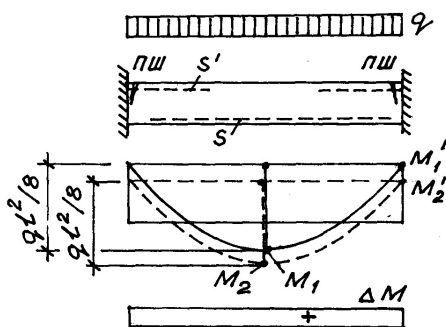
ya'ni bitta kesimdan boshqasiga momentlarning qayta taqsimlanishi sodir bo'lad. Qayta taqsimlanish chegaraviy muvozanat boshlanguncha davom etadi, undan keyin tizim mexanizmga aylanadi.

### 124. Momentlarning qayta taqsimlanishi qanday ro'y beradi?

Ikkala tomonidan mahkamlangan  $q$  yuk bilan yuklangan, oraliq bilan tayanchda bir xilda armatura o'rnatilgan ( $A_s = A'_s$ ) balkani ko'rib chiqamiz (61-rasm). Yuklanishning birinchi bosqichida balkadagi momentlar qurilish mexanikasi qoidalariga asosan taqsimlanadi va yukga proporsional ravishda o'sadi. Ushbu holat xavfli kesimlarda (ushbu misolda – tayanchda)  $S'$  cho'ziluvchi armatura oqib, plastik sharnir hosil bo'lguncha davom etadi. Unda momentning qiymati  $M'_1 = -ql^2/12$  ga yetadi, oraliqda esa  $M_1 = ql^2/24$  bu konstruksiyaning elastik-statik sxemadagi ishi yakunlanganligini bildiradi.



61-rasm.



62-rasm.

Yuk yana oshirib borilganda (2-bosqich) tayanch kesimlarda armatura  $S'$  oqishda davom etadi. Tayanch momentlari o'smaydi ( $M'_1 = -ql^2/12 = \text{const}$ ), lekin oraliqdagi momentlar o'zining chegaraviy qiymati  $M_2 = ql^2/12$  ga yetguncha o'sib boradi

(ushbu misolda oraliq va tayanchdagi kesimlarning yuk ko'tarish qobiliyati bir xil). Keyin chegaraviy muvozanat boshlanadi: oraliqda yana bitta plastik sharnir hosil bo'ladi va natijada mexanizmga aylanadi (bitta to'g'ri chiziqda uchta sharnir) va buzilish sodir bo'ladi.

Elementning elastik-plastik ishlashi va zo'riqishlarning qayta taqsimlanishi natijasida elastik sxemadagiga qaraganda ikki barobar q yuk esa 1,3 barobar ortdi. Bunga ishonch hosil qilish uchun qurilish mexanikasining qoidasini eslash kifoya: oraliq momentlar va tayanch momentlari yarmining yig'indisi bir oraliqli erkin tiralgan balkaning momenti  $M_b$  ga teng. U holda birinchi bosqichda:  $M_{b1} = ql^2/12 + ql^2/24 = 3ql^2/24 = ql^2/8$ , ikkinchi bosqichda  $M_{b2} = ql^2/12 + ql^2/12 = 4ql^2/24 = 1,33ql^2/8$ .

### **125. Momentlarning qayta taqsimlanishini oldindan rejalashtirish mumkinmi?**

Oldingi misolda plastik sharnir yordamida qanday qilib tayanch va oraliq momentlarini tenglashtirish hamda balkaga yukni oshirish ko'rsatilgan edi. Yuk oldindan ma'lum bo'lsa bunday masalalar kam uchraydi. Shuning uchun plastik sharnirdan quyidagicha foydalanish mumkin: tayanch ( $M'_1 = ql^2/12$ ) va oraliq ( $M_1 = ql^2/24$ ) va epyurani butunlay pastga surish (62-rasm).  $|M'_1| + M_1 = ql^2/12 + ql^2/24 = ql^2/8$  bo'lgani uchun tenglashtirilgandan keyin  $M_2 = -M'^2 = ql^2/16$  hosil bo'ladi. Elastik sxemaga solishtirilganda, tayanch momentlari  $M'_2 \cdot 1/4$  ulushicha kamayib, oraliq momentlari  $M_2 \cdot 1/2$  ulushicha ortadi.

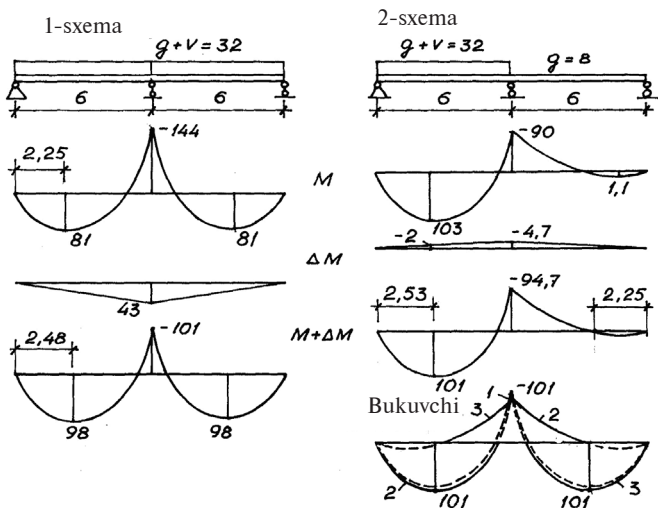
Ko'rinib turibdiki, moment epyurasi pastga  $\Delta M = ql^2/48$  qiymatga sildjiydi, bu esa mavjud epyuraga «+» ishora bilan  $\Delta M$  epyura qo'shilganligini bildiradi (62-rasm).

Loyihalash amaliyotida xuddi shunday qilinadi va  $\Delta M$  ni qo'shimcha epyura deb ataladi.  $\Delta M$  epyurada bitta cheklov mavjud: uning qiymati kamaytirilishi lozim bo'lgan epyu-

ra maksimal qiymatining 30% idan oshmasligi kerak. Shunday qilib, qo'shimcha epyura yordamida momentlarni qayta taqsimlashni rejalashtirish mumkin. Qo'shimcha epyuraning shakli konstruksiyaning hisobiy sxemasiga bog'liq. Masalan, ikki oraliqli erkin tiralgan uzluksiz balkaning epyurasi uch-burchak shaklida bo'ladi, chunki chetki tayanchlarda moment paydo bo'lishi mumkin emas.

### 126. Momentlar qayta taqsimlanishining ma'nosi nima?

Agar oldingi misolga asoslansak, haqiqatan ham ma'nosi yo'q. Chunki, tayanch momentlarini kamaytirish oraliqdagi momentlarni ko'payishiga olib keladi, ya'ni tayanchdagi armatura tejalishi oraliqdagi armatura sarfini ortishiga sabab bo'ladi. Lekin boshqa jihatlari ham mavjud: monolit orayopmalarining ko'p oraliqli — uzluksiz monolit plitalarida momentlarni tenglashtirish uzluksiz o'ramli to'rlarni butun uzunligi bo'yicha qo'llash imkoniyatini beradi va natijada armaturalash texnologiyasini anchagina soddalashtiradi.



63-rasm.

Plastik sharnirni va momentlarni qayta taqsimlashning samarasi konstruksiyaga turli sxemalar bo'yicha vaqtinchalik yuklar ta'sir qilganda namoyon bo'ladi.

Misol tariqasida oraliqlari 6 m dan bo'lgan ikki oraliqli uzluksiz balkani ko'rib chiqamiz (63-rasm). Balka  $g = 8 \text{ kN/m}$  doimiy yuk va  $v = 24 \text{ kN/m}$  intensivlikda vaqtinchalik yuk bilan yuklangan.

Yuk uch xil sxemada qo'yilishi mumkin:

1-sxema – balka uzunligi bo'yicha doimiy va vaqtinchalik yuk  $144 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ni tashkil qiladi, oraliq momentlari  $+81 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

2-sxema – doimiy va uzoq muddatli yuk chap tomondagi oraliqda: tayanch momenti –  $90 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , chap tomondagi oraliq momenti  $+103 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , o'ng tomondagi oraliq momenti  $+1,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ .

3-sxema – doimiy va vaqtinchalik yuklar birinchi oraliqda: ushbu epyura 2-sxema bilan bir xil bo'lgani uchun uning rasmi keltirilmadi. 1-sxema maksimal tayanch momenti (modul bo'yicha), 2- va 3-sxemalar maksimal oraliq momenti hosil qiladi.

1-sxema bo'yicha yuklanganda o'rta tayanchda plastik sharnir hosil bo'lishini ko'zda tutib, qo'shimcha  $\Delta M$  epyura yordamida tayanch momentini 30% ga kamaytiramiz:  $144 - 43 = 101 \text{ kN} \cdot \text{m}$ . Bunda maksimal oraliq momenti  $81 \text{ kNm}$  dan  $98 \text{ kNm}$  ga o'sdi, xavfli oraliq kesimlari esa chetki tayanchga nisbatan 2,25 masofadan 2,48 m masofaga surildi. 2- va 3-sxema bo'yicha yuklanganda plastik sharnirni tayanchga kiritishning ma'nosi yo'q, chunki elastik tayanch momenti  $90 \text{ kN} \cdot \text{m}$ , shundoq ham 1-sxema bo'yicha qayta taqsimlangan tayanch momenti  $101 \text{ kN} \cdot \text{m}$  dan kichik. Tayanch momentini  $103$  dan  $98 \text{ kN} \cdot \text{m}$  ga kamaytirish foydaliroq tuyuladi, ularni 1-sxema bo'yicha qayta taqsimlangan momentlar darajasiga ko'tarish ( $90 \text{ kNm}$  li tayanch momenti qiymatini ko'tarish orqali). Lekin quyidagi sabablarga ko'ra bunday qilish mum-

kin emas: tayanch momentlarining kamayishi oraliqda plastik sharnir hosil bo'lishini ko'zda tutadi, bu esa 1-sxema bo'yicha yuklanganda, balkada uchta plastik sharnir bir vaqtda hosil bo'lib, u mexanizmga aylanadi va buziladi. Bunday bo'lmashligi uchun, 2-sxema bo'yicha oraliq momentlarini shunday kamaytirish kerakki, ular 1-sxemadagi momentlardan ko'p bo'lsin. Bizning misolimizda oraliq momentlarini 101 kNm gacha kamaytirib, uni 1-sxemadagi tayanch momentiga tenglashtirish mumkin. Buni amalga oshirish uchun qo'shimcha manfiy  $\Delta M$  epyura qurib, tayanch momentini 94,7 kN·m gacha ko'taramiz va u 1-sxemadagi qayta taqsimlangan momentdan kam bo'ladi.

Demak, 1-sxema bo'yicha yuklangan tayanchda plastik sharnir hosil bo'ladi, 2-sxemada chap tomondagi oraliqda esa o'ng tomondagi oraliqda hosil bo'ladi.

Endi bitta o'qda uchta yakuniy epyurani quramiz (yuklanish sxemalari raqamlar bilan berilgan). Bu yerda modul bo'yicha maksimal momentlar hisobiy hisoblanadi va ular tashqi egri chiziq ordinatalari bilan mos keladi. Bunday tashqi egri chizikli epyuralarning yig'indisi bukuvchi momentlar epyurasi deyiladi, shunga asosan armatura tanlanadi, materiallar epyurasi quriladi va nazariy uzish nuqtalari aniqlanadi.

Shunday qilib, qayta taqsimlash natijasida tayanch momentlarini 30% ga, kamaytirish va 2% armaturani tejash imkoniga ega bo'linadi.

E'tiborlisi shundaki, qayta taqsimlanish natijasida tayanch va oraliq momentlari modul qiymatlari bo'yicha bir-biriga yaqinlashadi.  $M = ql^2/11$ , bu yerda:  $q = g + v$ .

**127. Nima uchun plastik sharnirlarni hisobga olganda elastik momentlarni 30% dan ko'p bo'lmagan miqdorga kamaytirish mumkin?**

Buning asosiy sababi, plastik sharnir hosil bo'lgan kesimlarda darzlarning ochilish enini cheklashdir. Momentning qiyma-

ti qancha kamaysa armatura shuncha ko'p deformatsiyalanadi (oqadi), natijada darzlarning ochilish eni kattalashadi. Aynan shu sababga ko'ra, chegaraviy muvozanat usulida hisoblanganda (ya'ni plastik sharnirni hisobga olib) agressiv muhitlarda qo'llanilgan konstruksiyalar uchun momentlarni kamaytirish taqiqlanadi.

### **128. Plastik sharnirli kesimlar uchun qaysi darajadagi armaturalash zarur?**

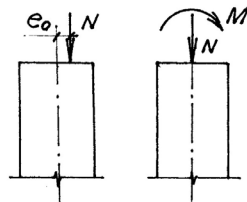
Yuqorida ta'kidlanganidek (123-savolga qaralsin), plastik sharnir faqat zaif armaturalangan kesimlarda paydo bo'lishi mumkin. Lekin nazariy va amaliy tadqiqotlarning ko'rsatishicha,  $\xi \leq 0,37$  shart bajarilgan (betonning klassi B30 va undan kam bo'lganda) ham bo'lishi mumkin. Ushbu cheklanishning sababi armaturaning plastik xossalariidan to'laroq foydalanishdir. Oldindan  $\xi = 0,37$  qiymatni berib, to'g'ri burchakli kesimlar uchun faqat armaturalashni emas balki talab qilingan ishchi balandlik  $h_0$  ni ham osongina aniqlash mumkin:  $M = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b \cdot 0,37h_0 (h_0 - 0,185h_0)$ , bu yerda  $h_0 = 1,8 \sqrt{M / (R_b b)}$



#### 4. SIQILISHDAGI CHO‘ZILISHDAGI VA MAHALLIY YUKLAR TA‘SIRIDAGI MUSTAHKAMLIK

##### 129. Nomarkaziy siqilish va egilish bilan birga siqilish: ularning orasida farq bormi?

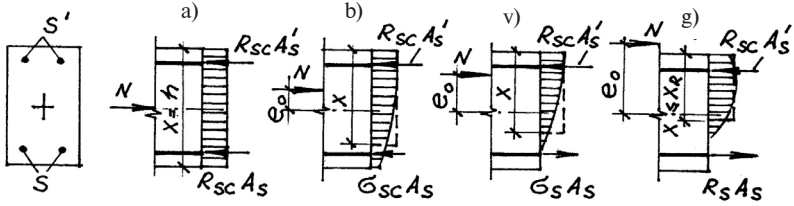
Aslida ikkalasi ham bir narsa.  $e_0$  eks-sentrisitet bilan ta‘sir qilgan  $N$  kuchni o‘q bo‘ylab yo‘nalgan  $N$  kuchga va eguvchi moment  $M = Ne_0$  bilan almashtirish mumkin (64-rasm). Yoki aksincha, o‘q bo‘ylab yo‘nalgan kuch  $N$  va eguvchi moment  $M$  ni  $e_0 = M/N$ . Ekssentrisitet bilan ta‘sir qilgan  $N$  kuchga almashtirish mumkin. Shunga o‘xshash yondashishni nomarkaziy cho‘zilish va egilish bilan birgalikda cho‘ziladigan konstruksiyalarga qo‘llash mumkin.



64-rasm.

##### 130. Katta va kichik eksentrisitetlar nima?

Agar  $N$  kuch element o‘qi bo‘ylab yo‘nalgan bo‘lsa markaziy siqiluvchi hisoblanadi va kesimning barcha qismi bir xilda siqiladi (65-a rasm), beton va armaturadagi kuchlanishlar o‘zining mustahkamlik bo‘yicha chegaraviy qiymatlarida hisobiy qarshilikka yetib boradi.  $N$  kuchning o‘qdan  $S'$  armatura tomonga  $e_0$  qiymatga siljishi natijasida kuchlanishlar epyurasi egri bo‘la boshlaydi (4-savolga qaralsin),  $S$  armaturadagi kuchlanishlar kamayadi:  $\sigma_{sc} < R_{sc}$  (65-b rasm). Ekssentrisitet  $e_0$  kattalashishi bilan cho‘ziluvchi zona paydo bo‘ladi hamda  $S$  armaturada cho‘zuvchi kuchlanishlar hosil bo‘ladi (65-v rasm). Nihoyat  $e_0$  shunday qiymatga erishishi mumkinki (65-g rasm), unda siqiluvchi zonaning balandligi  $x = x_R$ ,  $S$  armaturada esa kuchlanish hisobiy qarshilikka yetib borishi mumkin:  $\sigma_s = R_s$  – bu esa katta va kichik eksentrisitetlarning va hisoblashdagi ikki holning chegarasi. U egilishda ham shunday fizik ma‘noga ega (65-rasm).



65-rasm.

Shunday qilib, katta eksentrisitetlar bo'lgan hol (hisoblashdagi 1-hol)  $x \leq x_R$  bo'lganda, S armatura esa o'zining cho'zilishga mustahkamligidan to'la foydalanganda, ya'ni  $\sigma_s = R_s$  bo'lganda sodir bo'ladi. Kichik eksentrisitetlar holi esa (hisoblashdagi ikkinchi hol) shu bilan xarakterlanadiki, unda  $x > x_R$ . S armaturadagi kuchlanish esa siquvchi ( $0 \leq \sigma_{sc} \leq R_{sc}$ ) nol yoki cho'zuvchi ( $\sigma_s < R_s$ ) bo'lishi mumkin. Har ikkala holda ham S' armaturadagi kuchlanish  $R_{sc}$  ga yetib boradi.

### 131. Nima uchun temir-beton elementlar markaziy siqilishga hisoblanmaydi lekin markaziy cho'zilishga hisoblanadi?

Real konstruksiyalarni ishlashida doim tasodifiy omillar mavjud bo'lib, ular N kuchning hisobiy qo'yilish joyini o'zgarishiga sabab bo'lishi mumkin. Undan tashqari betonning xossalari bir jinsli bo'lmaganligi tufayli (bitta kesimning o'zida mustahkamlik va deformatsiyalanuvchanlik bir xil bo'lmasligi) kesimdagi kuchlanishlar bir xil bo'lmasligi ham bo'ylama kuchning siljishiga olib keladi. Markaziy siqiluvchi elementlar uchun bu xavfli emas, chunki darzlar hosil bo'lgandan keyin ularda faqat armatura ishlaydi, oquvchanlik chegarasiga yetgandan keyin kuchlanishlar tenglashadi. Siqiluvchi elementlarda hatto uncha katta bo'lmagan eksentrisitet ham normal kuchlanishlarning notekisligiga, bo'ylama o'qning egilishiga va natijada ustuvorlikning yo'qolishiga olib keladi.

Shuning uchun statik hisob natijasida aniqlangan  $e_0$  eksentrisitetga tasodifiy eksentrisitet ham qo'shiladi, uning qiymati element uzunligining 1/600 ulushidan, ko'ndalang kesim balandligining 1/30 ulushidan hamda 10 mm dan kam bo'lmagan miqdorda qabul qilinadi. Agar statik hisob bo'yicha  $e_0=0$  bo'lsa (markaziy siqilish), u holda  $e_0 = e_a$  deb qabul qilinadi. Statik aniqlanmagan tizim elementlarida ham hisobiy eksentrisitet tasodifiy eksentrisitetdan kam bo'lmagan holda qabul qilinadi.

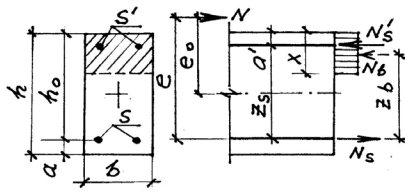
### 132. Siqiluvchi elementlarni normal kesimlar bo'yicha hisoblaganda statikaning qaysi shartlaridan foydalaniladi?

Egiluvchi elementga hisoblashdagi kabi ikkita tenglamadan foydalaniladi:  $\sum M_s = 0$  va  $\sum N = 0$ . Ichki kuchlardan S armaturaga nisbatan olingan momentlar yig'indisidan kesimning yuk ko'tarish qobiliyatini aniqlaymiz:  $(Ne)_u = N_b z_b + N'_s z'_s$  yoki to'g'ri burchakli kesimlar uchun  $(Ne)_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a')$ . Mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga keladi: tashqi N kuchning S armatura o'qiga nisbatan momenti  $Ne \leq (Ne)_u$ , bu yerda: Ne tashqi N kuchning S armatura o'qiga nisbatan momenti. To'g'ri burchakli kesimlar uchun  $e = e_0 + (0,5h - a)$ , bu yerda  $e_0 = M/N$  ( $e_a$  ni hisobga olib).

Bo'ylama o'qqa barcha kuchlardan olingan proeksiyalar yig'indisi:  $(N + N_s - N_b - N'_s = 0)$  siqiluvchi zona balandligi x ni aniqlaymiz. To'g'ri burchakli kesimlar uchun (66-rasm):

$$N + R_s A_s - R_b b x - R_{sc} A'_s = 0, \text{ bu yerda } x = (N + R_s A_s - R_{sc} A'_s) / (R_b b).$$

Agar,  $x > x_R$ , bo'lsa, hisoblashdagi 2-hol ro'y beradi  $R_s$  o'rniga ortiqcha noma'lum  $\sigma_s$  paydo bo'lib, u siqiluvchi zona balandligiga bog'liq bo'ladi. Bu yerda x va  $\sigma_s$  ning qiy-



66-rasm.

mati umumiy hol bo'yicha hisoblanadi. Betonning klassi B30 va undan kam zo'riqtirilmagan A-I, A-II, A-III armaturalar qo'llanilgan bo'lsa quyidagi tenglamalarni birgalikda yechish orqali hisoblanadi:

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \text{ va } \sigma_s = (2(1 - \xi)/(1 - \xi R) - 1) R_s,$$

Bu yerda  $\xi = x/h_0$ . Ikkinchi tenglamadan ko'rinib turibdiki,  $\xi = \xi_R$  bo'lganda kuchlanish  $\sigma_s = R_s$ ,  $\xi = 1$  bo'lganda esa (kesimning barcha qismi siqiluvchi)  $\sigma_s = -R_s$ , bunda  $\sigma_s = R_{sc}$ .

### **133. Tokchasi siqiluvchi zonada bo'lgan tavr kesim mustahkamligini nomarkaziy siqilishga qanday tekshirish mumkin?**

Agar  $x \leq h'_f$ , bo'lsa to'g'ri burchakli kesimlar uchun qo'llanilgan formulalardan foydalanib  $b$  ni  $b'_f$  ga almashtiriladi. Agar  $x > h'_f$  bo'lsa formulalarga mos ravishda bittadan ifoda qo'shildi:  $N_{bf} = R_b (b'_f - b) h'_f$  va  $M_{bf} = N_{bf} (h_0 - 0,5 h'_f)$ . Ekssentrisitet e ning qiymatini aniqlashda tavr kesimning o'qi (og'irlik markazi) kesim o'rta qismining balandligi bilan mos kelmasligini hisobga olish kerak.

### **134. Betonning cho'ziluvchi zonasi mavjud bo'lganda hisob bo'yicha s armatura siqiluvchi bo'lishi mumkinmi?**

Bo'lishi mumkin,  $x > x_R$  dastlabki qarashda mantiqqa zid fikrga o'xshaydi, gap shundaki, hisoblash oson bo'lishi uchun siqiluvchi zonadagi egri chiziqli kuchlanishlar epyurasi to'g'ri burchakliga almashtirilgan (64-b rasm). Lekin to'g'ri burchakli epyuraning to'laligi yuqori, demak uning balandligi egri chiziqlikidan kam (aks holda ekvivalent almashtirish ta'minlanmagan bo'lar edi). Natijada yo'q joydan cho'ziluvchi zona paydo bo'ladi.

### **135. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarni qaysi hol bo'yicha hisoblashni oldindan aniqlash mumkinmi?**

Mumkin, lekin aniqlik darajasi yuqori emas:  $e_0 > 0,3h_0$  bo'lganda 1-hol bo'yicha,  $e_0 \leq 0,3h_0$  bo'lganda 2-hol bo'yicha.

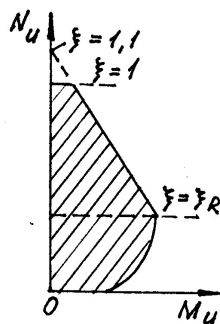
Hisoblash orqali aniqlanadigan siqiluvchi zonaning kattaligi yordamida aniq javob berish mumkin.

### 136. Agar siquvchi kuch kichik eksentrisitet bilan ta'sir ettirilgan bo'lsa hisoblashdagi 1-hol bo'lishi mumkinmi?

Agar hisoblashni rasmiyatchilik uchun bajarib, uning fizik ma'nosiga e'tibor berilmasa, bo'lishi mumkin (masalan, uncha katta qiymatga ega bo'lgan bo'ylama kuch ta'sir qilganda, betonning kesimi juda baquvvat yoki bo'ylama armaturalash baquvvat bo'lsa). Lekin diqqat bilan tahlil qilinsa, bunday hollarda ichki kuchlarning teng ta'sir etuvchisi bo'lgan  $\Sigma N$  ning o'qi tashqi  $N$  kuchning o'qi bilan mos kelmaydi, ya'ni muvozanat ta'minlanmaydi. Agar  $\Sigma N$  ning o'qini  $N$  o'qi bilan mos keltirilsa, beton va armaturadagi kuchlanishlar ularning hisobiy qarshiliklaridan kam ekanligi ma'lum bo'ladi, ya'ni kesim shunchaki kam yuklanganligi ma'lum bo'ladi.

### 137. Normal kesimning nomarkaziy siqilishga yuk ko'tarish qobiliyatini qanday aniqlash mumkin?

Oldingi savolga javobdan ko'rinib turibdiki, buni bajarish oson, lekin buning uchun tashqi yukdan hosil bo'ladigan zo'riqishlarning qiymatlari  $N$  va  $M$  ma'lum bo'lsa. Agar ma'lum bo'lmasa,  $N_u$  va  $M_u$  ni aniqlash vazifasi qiyinlashadi. U ko'ndalang egilishdan farqli o'laroq ikki o'lchamli bo'lib qoladi. Uni aniqlash uchun  $N_u - M_u$  diagrammadan foydalaniladi (67-rasm). Ushbu diagrammani qurish uchun  $\xi$  ga 0 dan 1 gacha son qiymat berib, har safar  $(Ne)_u$  ni  $\Sigma M_s = 0$  shartidan  $N_u$  ni esa  $\Sigma N = 0$  shartidan aniqlanadi. Keyin esa  $e = (Ne)_u / N_u$ ,  $e_0 = e - (0,5h - a)$ , undan keyin esa  $M_u = N_u e_0$ .  $N_i$  ham aniqlanadi.



67-rasm.

$M_u - N_u$  egrilikni ichida yuk ko'tarish qobiliyatining sohasi yotadi. Bu yerda yana bir o'ziga xoslikni e'tiborga olish kerak,  $x=h$  bo'lganda (bunda taxminan  $\xi = 1,1$  bo'ladi)  $N_u$  ning qiymati yanada ortadi, lekin unda  $M_u = 0$  bo'lib, markaziy siqilishni bildiradi.

Lekin bunday holatga hisoblashda yo'l qo'yilmadi, grafikning yuqori qismini qirqib  $\xi$  ning qiymati bir bilan cheklanadi, ya'ni  $x = h_0$  qabul qilinadi.

Katta hajmdagi loyihalar ishlarida bunday grafikni qurib hisoblash har doim ham qulay emas, shuning uchun  $M_u$  va  $N_u$  ning absolyut kattaliklaridan foydalaniladi, nisbiy hisoblashda esa adabiyotlarda keltirilgan  $\alpha_m = M/R_b b h_0^2$  va  $\alpha_n = N/R_b b h_0$  kabi hisoblashlardan foydalaniladi.

### **138. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarni simmetrik armaturalashning qanday ma'nosi bor?**

Juda ko'p nomarkaziy siqiluvchi elementlar, ayniqsa ustunlar ishorasi o'zgaruvchan momentlarni qabul qiladi, buning sababi yuklar bir xil ehtimollik bilan o'qning u yoki bu tomonidan qo'yiladi. Shu sababli armaturaning ishi o'zgarishi mumkin: siqiluvchi  $S'$  armaturadan  $S$  cho'ziluvchi (kamroq siqiluvchi) armaturaga aylanib qolishi mumkin. Agar statik hisob natijasida  $e_0 = 0$  bo'lib qolsa (markaziy siqilish), unda faqat tasodifiy eksentrisitet hisobga olinadi  $e_0 = e_a$ , armaturalarning barchasi siqilishga ishlaydi, unda:  $\sigma_{sc} = \sigma'_{sc}$ . Bunday hollarning barchasida simmetrik armaturalarni  $A_s = A'_s$  qo'llash maqsadga muvofiqdir.

### **139. Nomarkaziy siqiluvchi to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarda armatura qanday tanlanadi?**

Agar armaturalash simmetrik bo'lsa, (ya'ni  $R_s A_s = -R_{sc} A'_s$ ), unda dastlab  $x = N/(R_b b)$ ,  $\xi = x/h_0$  aniqlanadi. Agar  $\xi \leq \xi_R$  bo'lsa (1-hol),  $N_e \leq N_b z_b + N'_s z_s$  shartidan  $A'_s = (N_e \leq R_b b x -$

$(h_o - 0,5x)/(R_{sc}(h_o - a'))$  aniqlanadi va keyin  $A_s = A'_s$  ekanligi aniqlanadi.

Agar  $\xi > \xi_R$  bo'lsa 2-hol bo'ladi S armaturadagi kuchlanish  $\sigma_s < R_s$  bo'lib, siqiluvchi zonaning balandligi yana boshqatdan aniqlanadi. Lekin bu safar uni aniqlash qiyinroq, chunki noma'lumlar soni uchta:  $A_s$ ,  $x$ , va  $\sigma_s$ . Ularni aniqlash uchun yo uchta tenglamadan tuzilgan tenglamalar sistemasini yechish kerak (132-savolga qaralsin) minimal armaturalash qiymatidan boshlab son qiymat berish usuli bilan aniqlash kerak.

Nosimmetrik armaturalashda yana bitta noma'lum  $A'_s$  qo'shiladi, shuning uchun armaturani bevosita tanlashning iloji yo'q, unga son qiymat berib, tekshirish uchun hisoblab, zarur bo'lsa armatura klassini (yoki beton klassini) oshirib kesimni yana tekshiriladi.

#### **140. Armaturalash koeffitsienti nima?**

Bu armatura ko'ndalang kesim yuzasini betonning hisobiy kesim yuzasiga nisbati bo'lib, ushbu midor foizlarda ifodalanadi. (Shunga qarab yo armaturalash koeffitsienti yoki armaturalash foizi deyiladi. To'g'ri burchakli kesimlar uchun  $\mu = A_s / bh_o$ ,  $\mu' = A'_s / bh_o$ . Nomarkaziy siqilishda  $\mu$  ning minimal qiymati 0,05 dan 0,25% gacha qabul qilinadi (egiluvchanlik qancha katta bo'lsa,  $\mu$  shuncha yuqori bo'ladi.) Tavsiya qilinadigan qiymatlar 1 bilan 2% oralig'ida maksimal qiymati esa 3% ni tashkil qiladi.

#### **141. Egiluvchi elementlarning 2-hol bo'yicha ishlaydigan normal kesimlarini loyihalash tavsiya qilinmaydi. Nomarkaziy siqiluvchilarda nima qilish kerak?**

Ko'ndalang egilishda 2-hol tavsiya qilinmaydi, chunki cho'ziluvchi armaturaning mustahkamligidan to'la foydalanilmaydi. Buni bartaraf qilish uchun siqiluvchi zonaga ham armatura qo'yiladi (67-savolga qaralsin). Siqilishda esa aksincha,

siqiluvchi zonaning balandligi qancha katta bo'lsa, kesim shuncha samaraliroq ishlaydi va kattaroq bo'ylama kuchni qabul qilish imkoniga ega bo'ladi (67-rasm), ya'ni 2-holni qo'llash maqsadga muvofiq. Lekin nomarkaziy siqilishdagi qaysi hol bo'yicha ishlashiga konstruktiv choralar bilan ta'sir ko'rsatishning deyarli iloji yo'q. U tashqi kuchlardan hosil bo'lgan eksentrisitetlarga bog'liq.

#### **142. Siqiluvchi elementlarda armaturaning klassini tanlash betonning klassiga bog'liqmi?**

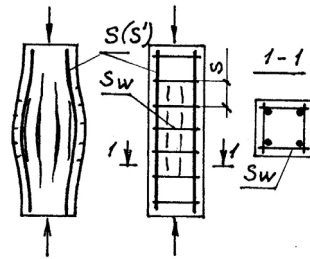
Loyihalash me'yorlari siqiluvchi armatura sifatida A-III dan katta bo'lmagan klass armaturalarni tavsiya qiladi (33-savolga qaralsin), lekin tegishli asos bo'lsa, yuqoriroq klassdagi po'latlarni ham qo'llash mumkin. Yuk sekinlik bilan o'sib boradigan hollarda (masalan, ko'p qavatli binolarni tiklash jarayonida pastki qavat ustunlari qabul qiladigan yuk) tobtashlash deformatsiyasi hisobiga betonning deformatsiyalanuvchanligi ortadi.  $\sigma_b - \varepsilon_b$  diagrammadagi (1-rasm) kesishmaydigan chiziqdan foydalansak, betonning chegaraviy siqiluvchanligi shunchalik yuqori bo'ladiki, hatto At-VI klass armatura birgalikda deformatsiyalanish natijasida  $\sigma_{sc} = \sigma_{02}$  kuchlanishga yetib borishi mumkin. Bunda betonning mutahkamligi qancha kichik bo'lsa, uning deformatsiyalanuvchanligi katta bo'ladi. Shu yerda yana bitta bog'liqlik mavjud: betonning mustahkamligi qancha kichik bo'lsa, siqiluvchi elementlarda shuncha yuqori klass armaturalarni qo'llash lozim.

#### **143. Nima uchun nomarkaziy siqiluvchi elementlarda ko'ndalang armatura o'rnatiladi?**

Ko'ndalang armatura ko'ndalang kuchni qabul qilish uchun qo'yilmaydi (buning uchun betonni mustahkamligi yetarli), bo'ylama armaturani ustuvorligi saqlash uchun o'rnatiladi. Betonning ko'ndalang deformatsiyalanishi natijasida bo'yla-



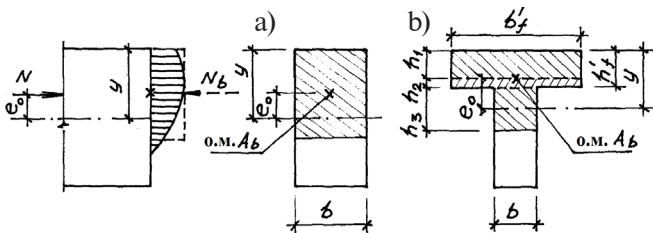
ma sterjenlar egiladi, tashqi tomonga bo‘rtib chiqishi va himoya qatlamini uzib yuborishi mumkin va mustahkamligidan to‘la foydalanilmay ustuvorligini yo‘qotadi (68-rasm). Ko‘ndalang sterjenlar esa bunga to‘sqinlik qiladi. Ularning qadami  $15 d_s$  dan oshmasligi kerak (bo‘ylama armaturalarning eng kichik diametri) Ko‘ndalang armaturalarning minimal diametrlari payvandlanish shartlari asosida belgilanadi:  $d_{sw} \geq d_s / 3$ . Ko‘rsatilgan talablar egiluvchi elementlardagi bo‘ylama siqiluvchi armaturalarga ham tegishli.



67-rasm.

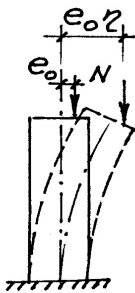
Ko‘ndalang deformatsiyalar betonning ko‘ndalang deformatsiyalarini ushlab turadi hamda uning siqilishga mustahkamligini oshiradi. Mazkur holatda bilvosita armaturalash ham maqsadga muvofiq (145-savolga qaralsin).

#### 144. Nomarkaziy siqiluvchi elementning ustuvorligi qanday aniqlanadi?



69-rasm.

Nomarkaziy siqilishda element egrilaganadi, uning dastlabki eksentrisiteti  $e_0$  ortadi va shu bilan birgalikda tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan moment  $M$  o‘sib boradi. Doimiy va uzoq muddatli yuklarning ulushi qancha katta bo‘lsa, siqiluvchi tolalarda



69-rasm.

toʻbtashlash deformatsiyasi shuncha katta boʻladi, element egrilanadi va  $e_0$  oʻsib boradi. Ushbu holatni quyidagi koeffitsient bilan hisobga olinadi:  $\eta = 1/(1 - N/N_{cr})$ , va  $e_0$  ga koʻpaytiriladi (69-rasm). Keltirilgan ifodada  $N$  – tashqi kuchlardan hosil boʻlgan boʻylama kuch,  $N_{cr}$  – kritik kuch boʻlib loyihalash meʼyorlarida keltirilgan formulalar yordamida aniqlanadi. U elementning hisobiy uzunligi, kesim oʻlchamlari, eksentrisitetning qiymati, doimiy va uzoq

muddatli yuklarning ulushiga bogʻliq. Agar elementning egiluvchanligi  $\lambda = l_0/i \leq 14$  boʻlsa (toʻgʻri burchakli kesimlar uchun  $l_0/h \leq 4$ )  $\eta$  ni hisobga olmaslik mumkin, bu yerda:  $i$  – inersiya radiusi,  $h$  – kesim balandligi,  $l_0$  – hisobiy uzunlik. Shunday qilib ustuvorlik sharti  $e_0$  ni aniqlashtirilgandan keyin mustahkamlik sharti koʻrinishini saqlaydi.

#### **145. Agar siqiluvchi elementning mustahkamligi yetarli emas, kesimni kattalashtirish esa mumkin boʻlmasa nima qilish kerak?**

Agar boshqa iloji qolmagan boʻlsa (armaturani kuchaytirish, betonning mustahkamligini oshirish) u holda yo bikr armaturalash yoki bilvosita armaturalash qoʻllaniladi. Bikr armatura payvand kesimning oʻzagi yoki prokatli qoʻshtavrdan tayyorlanadi. Oʻzakning atrofida uning perimetri boʻylab albatta boʻylama armatura (koʻndalang armatura bilan birgalikda) maksimal armaturalash foizidan ( $\mu_{max} = 1,5\%$ ) oshirmagan holda oʻrnatilishi kerak.

Bilvosita armatura koʻndalang armaturalangan toʻrlardan yoki spirallardan iborat boʻlib, uni tashqaridan qamrab olgan boʻylama sterjenlar bilan birgalikda betonning koʻndalang yoʻnalishda kengayishiga toʻsqinlik qiladi va uni boʻylama siqilishga qarshiligini oshiradi (8-savolga qaralsin). Bilvosita armatura oquvchanlik chegarasiga yetgandagina elementning buzili-

shu ro'yi beradi. Shuni ham alohida ta'kidlash kerakki, bilvosita armaturalovchi to'rlar betonni yotqizish va uni zichlashni qiyinlashtiradi. Shuning uchun bilvosita armaturalashni faqat kichik eksentrisitetli elementlarda va elementning egiluvchanligi katta bo'lmagan holdalarda samaralidir.

#### 146. Beton kesimlar mustahkamlikka qanday hisoblanadi?

Hisoblash prinsipi muvozanatning ikki shartiga asoslanadi: tashqi kuchlardan hosil bo'lgan kuch  $N$  va ichki zo'riqishlarning teng ta'sir etuvchisi  $N_b$  ning qiymati teng bo'lishi va bita bo'ylama o'qqa joylashgan bo'lishi kerak. Siqiluvchi zonadagi egri chiziqli kuchlanishlar epyurasini (4-savolga qaralsin) teng kuchli to'g'ri burchakli epyura bilan almashtiriladi. U holda mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:  $N \leq \alpha R_b A_b$ . Bu yerda:  $A_b$  — siqiluvchi zona balandligi bo'lib, uning og'irlik markazi  $N$  kuch qo'yilgan nuqtaga mos keladi (70-a rasm),  $\alpha$  — betonning turini hisobga oluvchi koeffitsient (og'ir betonlar uchun:  $\alpha = 1$ ). Shunday qilib, og'irlik markazining holati ma'lum bo'lgan holda hisob kesim yuzasi  $A_b$  ni hisoblashga keltiriladi.

Umumiy holda masalani yechish uchun  $A_b$  yuza og'irlik markazining ikki tomonida joylashgan qismlarining statik momentlari tengligidan foydalaniladi. To'g'ri burchakli kesimlar uchun  $A_b = bx$ , bu yerda:  $x = h - 2e_0$ . Tavr kesimlar uchun  $A_b$  ni og'irlik markazi holatini hisobga olish kerak (tokchasida joylashgan yoki devorida ekanligini). Ko'rsatilgan misolda (70-b rasm)  $A_b$  ni aniqlash uchun siqiluvchi zonani uchga bo'lib, ularning har birining yuzasini  $A_B$  ning og'irlik markaziga nisbatan statik momenti aniqlanadi. U holda  $S_1 = S_2 + S_3$  yoki  $b'_f(h_1)^2/2 = b'_f(h_2)^2/2 + bh_3(h_2 + h_3/2)$ , bu yerda:  $h_1 = y - e_0$ ,  $h_2 = h'_f - h_1$ ,  $h_3$  — istalgan qiymatlar. Balandlik  $h_3$  ni aniqlab, siqiluvchi zona yuzasini topamiz  $A_b = b'_f h'_f + bh_3$ . Agar mustahkamlik yetarli bo'lmasa, u holda yo  $R_b$

ni yoki kesim o'lchamlari kattalashtiriladi (o'lchamlar kattalashtirilsa  $A_b$  ham kattalashadi).

Boshqa temir-beton elementlar kabi statik hisoblash natijasida aniqlangan  $e_a$ , eksentrisitetga tasodifiy eksentrisitet ham qo'shiladi, bo'yлама egilish esa  $e_0$  ni  $\eta$  koeffitsientga ko'paytirish orqali hisobga olinadi (144-savolga qaralsin). Eksentrisitetning kattaligi  $e_0\eta$   $0,9\gamma$  dan oshmasligi kerak, bu yerda:  $\gamma$  – kesimning og'irlik markazidan chetki siqiluvchi tolagacha bo'lgan masofa. Ayrim hollarda (gidrotexnik inshootlarning ayrim konstruksiyalari va boshqa maxsus konstruksiyalar, karnizlar, parapetlar va hokazo) cho'ziluvchi zona mustahkamlik chegarasiga yetib borganda beton kesim yaroqsiz hisoblanadi. Shuning uchun bunday kesimlarning darz hosil bo'lishi bo'yicha hisoblanadi (166-savolga qaralsin).

**147. Nima uchun nomarkaziy siqilishda beton kesimdagi siqiluvchi zonaning yuzasi temir-beton kesimdagi kabi aniqlanmaydi?**

Agar quyidagi shart bo'yicha aniqlansa,  $A_b = N/R_b$  siqiluvchi zonaning yuzasi faqat  $N$  kattalikning qiymatiga bog'liq bo'ladi, lekin kuch qo'yilgan nuqtaga bog'liq bo'lmaydi. Bu esa betondagi ichki zo'riqishlarning teng ta'sir etuvchisi  $N_b$  tashqi bo'yлама kuch  $N$  ning o'qi bilan mos kelmay qoladi, ya'ni muvozanat ta'minlanmaydi. Beton kesimlarni hisoblash usuli temir-beton kesimlarnikiga o'tkazish maqsadga muvofiq bo'lar edi, shundagina 128-savoldagi kabi qiyin holat vujudga kelmas edi. Lekin amaliy hisoblarda buni amalga oshirish qiyin chunki, yana bitta noma'lum paydo bo'lib, hisob yanada murakkablashadi, bu ayniqsa kichik eksentrisitetli hol uchun tegishlidir.

**148. Mahalliy siqilish (ezilish) nima?**

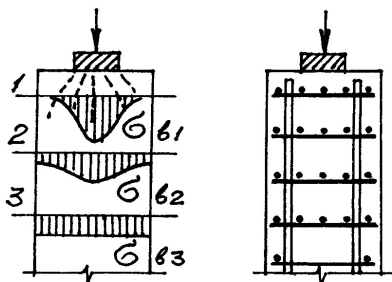
Bu qo'yiladigan yukni ko'ndalang kesimning barcha qismiga emas, bir qismiga qo'yilishi, betonda kuchlanishlarning yuqori

konsentratsiyasi vujudga keladi, bu xavfli bo‘lib, mahalliy darzlar hosil bo‘lishi va erta buzilib ketishiga olib keladi (71-rasm).

Mahalliy siqilishga mustahkamlik quyidagi shart bo‘yicha amalga oshiriladi  $N \leq \Psi R_{b,loc} A_{loc1}$ , bu yerda:  $R_{b,loc}$  – betonning ezilishga hisobiy

qarshiligi  $A_{loc1}$  – ezilish yuzasi  $\Psi-N$  kuchning ezilish yuzasi bo‘ylab teng taqsimlanishini hisobga oladigan koeffitsient bo‘lib u amalda bosim epyurasi to‘laligini hisobga oladi. Teng taqsimlangan yuklarda (bosim epyurasi to‘g‘ri burchakli bo‘lganda)  $\Psi = 1$ , notekis taqsimlanganda esa (balka va shunga o‘xshash elementlarning tayanchlari ostida)  $\Psi = 0,75$ . Betonning yuklanmagan qismi o‘rovchi rolini o‘ynaydi va ezilishning ko‘ndalang deformatsiyalariga qarshilik ko‘rsatadi, shuning uchun  $R_{b,loc} > R_b$  tengsizlik o‘rinlidir.  $R_{b,loc}$  ning qiymati quyidagicha aniqlanadi:  $R_{b,loc} = R_b$ , bu yerda:  $A_{loc2}$  – ezilishning hisobiy yuzasi bo‘lib, u o‘z ichiga  $A_{loc1}$  va uni o‘rab turgan uchastkani oladi. Hisobiy yuza  $A_{loc2}$  yukning qo‘yilish sxemasiga bog‘liq bo‘ladi (uning sxemasi qurilish me‘yorlarida ko‘rsatilgan).

Agar mustahkamlik ta‘minlanmasa, ezilishdagi kuchlanishning ta‘sir zonasida bilvosita armaturalash to‘rlari (kamida ikkita) o‘rnatiladi, ularning qadami va yacheykasining o‘lchamlari element kesimining kichik tomoniga bog‘liq. Birinchi to‘r ezilish sirtidan ko‘pi bilan 15...20 mm masofada bo‘lishi kerak. Mustahkamlik sharti quyidagi ko‘rinishda bo‘ladi:  $N \leq R_{b,red} A_{loc1}$ , bu yerda  $R_{b,red}$  – betonning ezilishga hisobiy qarshiligi-ning hisobiy qiymati bo‘lib, u  $R_{b,loc}$  ga va bilvosita armaturalash ( $R_{b,red} > R_{b,loc}$ ) intensivligiga bog‘liq.



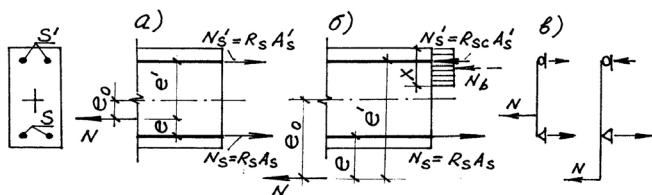
71-rasm.

### 149. Cho‘ziluvchi elementlarning mustahkamligi qanday aniqlanadi?

Bu yerda ham ikkita hol majud: birinchisi (72-a rasm) – cho‘zuvchi N kuch kesimni ichida chetki qator armaturalari oralig‘ida joylashgan (unda kesimning barcha qismi cho‘zilgan bo‘ladi); ikkinchisi (72-b rasm) – cho‘zuvchi N kuch kesimdan tashqarida joylashgan (unda kesimning bir qismi siqilgan bo‘ladi). Ikkita hol o‘rtasidagi farqni tushunish qiyin emas, bir oraliqli tasavvur qilsak, agar to‘plangan kuchning yo‘nalishi tayanchlar oralig‘ida bo‘lsa, tayanch reaksiyalari bir tomonga yo‘nalgan bo‘ladi (1-hol), agar konsolga bo‘lsa, tayanch reaksiyalari qarama-qarshi tomonlarga yo‘naltirilgan bo‘ladi (2-hol, 72-v rasm).

Birinchi holda mustahkamlikni quyidagi shartdan tekshiriladi:  $Ne' \leq R_s A_s' (h_0 - a')$ ,  $Ne \leq R_s A_s' (h_0 - a')$ . Bu yerdan armaturani tanlash oson:

$A_s \geq Ne' / (R_s (h_0 - a'))$ ;  $A_s' \geq Ne / (R_s (h_0 - a'))$ . Ko‘rinib turibdiki,  $A_s = A_s'$  bo‘lganda S' armaturadagi kuchlanish  $\sigma_s < R_s$ , bo‘lib, simmetrik armaturalash faqat markaziy siqilishda yoki  $e_0$  eksentrisitetning ishorasi o‘zgaruvchanligida maqsadga muvofiqdir.



72 rasm.

Ikkinchi holda mustahkamlik nomarkaziy siqilishdagi ka-bi shartlar asosida aniqlanadi:  $Ne \leq N_b z_b + N_s' z_s = R_b \cdot b \cdot x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a')$ , bu yerda  $x = (R_s A_s - R_{sc} A_s' - N) /$

( $R_b$ ). Agar  $x > \xi_R h_o$ , bo'lsa  $x = \xi_R h_o$ , qabul qilinadi, agar bunday qilinmasa qiyin holat vujudga keladi: S armaturadagi kuchlanish  $\sigma_s < R_s$  (xuddi ortiqcha armaturalangan kesimdagi kabi). Ikkinchi hol bo'yicha hisoblaganda armatura tanlash biroz qiyinroq, chunki ikkita tenglamada uchta noma'lum ( $A_s$ ,  $A'_s$  va  $x$ ) mavjud. Odatda buni ketma-ket yaqinlashish usulida bajariladi  $A_s$  ga son qiymat berib yoki jadval koeffitsientlari yordamida amalga oshiriladi. Agar hisob bo'yicha  $x < 0$  bo'lsa (aslida bu holat sog'lom fikrga ziddir) mustahkamlik quyidagi shartdan tekshiriladi:  $N_e \leq R_s A'_s (h_o - a')$ .

### **150. Cho'ziluvchi elementlarni oddiy temir-betondan tayyorlashda qanday ma'no bor?**

Albatta ma'nosi yo'q, bunday kesimlarda deyarli bitta armatura ishlaydi. Shuning uchun ularni (silindrsimon rezervuar devorlari, bosimli quvurlar, fermaning ostki tasmalari va hokazo) doim oldindan zo'riqtirilgan qilib tayyorlashga harakat qilinadi. Chunki cho'ziluvchi kuch  $N$  ni qisuvchi kuch  $R$  bilan chala yoki qisman so'ndirish uchun armaturani tortish lozim. Lekin shunday elementlar mavjudki, oldindan zo'riqtirish har doim ham o'zini oqlamaydi (ular da texnologik xarajatlar sarfi ortib ketadi): bunga fermaning hovonlari va ustunchalarini misol keltirish mumkin. Lekin ushbu elementlarda cho'ziluvchi armatura sarfi mustahkamlikka emas, balki darzlarning ochilishiga hisoblash yordamida aniqlanadi (5-bobga qaralsin).

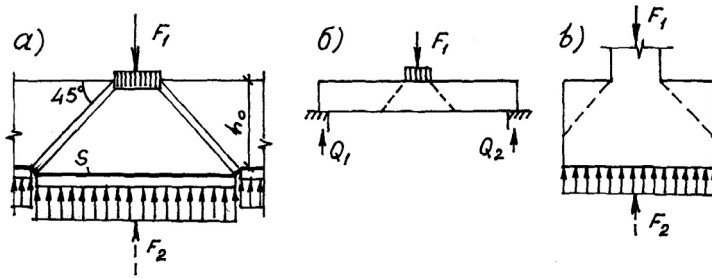
### **151. Cho'ziluvchi elementlarda ko'ndalang armatura qo'yish shartmi?**

Shart albatta, bu yerda uning roli egiluvchi yoki nomarkaziy siqiluvchi elementlardagidan boshqacha bo'lsa ham. Birinchidan cho'ziluvchi armaturaning yo'nalishi bo'ylab darzlar hosil bo'lishi mumkin. Ikkinchidan, armatura oldindan zo'riqtirilgan bo'lsa bo'ylama darzlar betonning qisilishi nati-

jasida hosil bo'lishi mumkin. Shuning uchun cho'ziluvchi elementlarda ko'ndalang armaturaning vazifasi bo'ylama darzlar hosil bo'lishi oldini olishdir. Ko'ndalang armaturalarni bo'ylama armaturaning tashqi tomonidan qo'yiladi va xomutning qadamlari 600 mm dan oshmagan hamda ko'ndalang kesim kichik tomonining ikki barobaridan oshmagan bo'lishi kerak.

### 152. Bosim qanday hisoblanadi?

Betonga bosim plitasimon konstruksiyalarda paydo bo'lishi mumkin, ularga  $F_1$  yuk chegaralangan yuzasiga ta'sir qilsa (mahalliy yuk). Bosim qirralari  $45^\circ$  burchak ostida egilgan piramida yuzasida sodir bo'ladi (73-a rasm). Bosimga  $R_{bt}$  hisobiy qarshilik bilan kesilishga ishlaydigan beton qarshilik ko'rsatadi. Ko'rinib turibdiki, betonning klassi qancha yuqori bo'lsa, piramidaning yon sirtlari yuzasi qancha katta bo'lsa, bosimga qarshilik shuncha yuqori bo'ladi.



73-rasm.

Piramida yon sirtining yuzasi soddalashtirilgan holda aniqlanadi:  $A_b = u_m h_0$ , bu yerda:  $u_m$  — ustki va asos perimetrlarining o'rtacha arifmetik qiymati. Piramidaning katta asosiga  $F_2$  yuk qo'yilsa, bosim beruvchi kuch  $F = F_1 - F_2$  bo'ladi. Mustahkamlik sharti:  $F - F_b = \alpha R_{bt} A_b$ , bu yerda:  $\alpha = (0,8...1,0)$  — betonning turiga bog'liq koeffitsient. Agar mustahkamlik sharti



bajarilmasa,  $R_{bt}$  va  $h_o$  ni oshirish imkoniyati bo'lmasa, u holda piramida yon sirtlarini kesuvchi xomutlar o'rnatiladi. U holda mustahkamlik sharti:  $F \leq F_b + 0,8 \sum R_{sw} A_{sw}$ , bu yerda po'latni klassidan qat'i nazar  $R_{sw} = 175$  MPa qabul qilinadi (A-I araturadagi kabi).

### **153. Tiralish sxemasi bosim beradigan kuchning qiymatiga ta'sir qiladimi?**

Savolning ma'nosini tushunish uchun ikkita misolni ko'rib chiqamiz (73-b,v rasmlar).

1. Agar orayopma plitasini  $F_1$  mahalliy yuk bilan yuklansa, uning ostki sirtiga faqat bosim piramidasi asosidan tashqarida joylashgan tayanch reaksiyalari qo'yiladi, ya'ni  $F_2 = 0$ . Shuning uchun bosim kuchi  $F = F_1$ .

2. Agar poydevor tagligi bosim piramidasi asosidan tashqarida bo'lmasa u holda  $F_2 = F_1$  va  $F = 0$ , ya'ni bosim bo'lmaydi. Demak, bosimga hisoblashda doim konstruksiyalarning tiralishini hisobga olish kerak.

### **154. Uzilishga qanday hisoblanadi?**

Agar yuk elementning pastki chegarasiga yoki uning kesimi balandligi chegarasida berilgan bo'lsa, uzilish sodir bo'ladi. Masalan, balkadagi betonning bir qismi uzilishiga unga devorchadagi teshik orqali osilgan jihozning yuki sabab bo'lishi mumkin; monolit temir-beton orayopmalarda bosh to'sindagi uzilishga ikkinchi darajali to'sinlardagi tayanch reaksiyalari sabab bo'lishi mumkin.

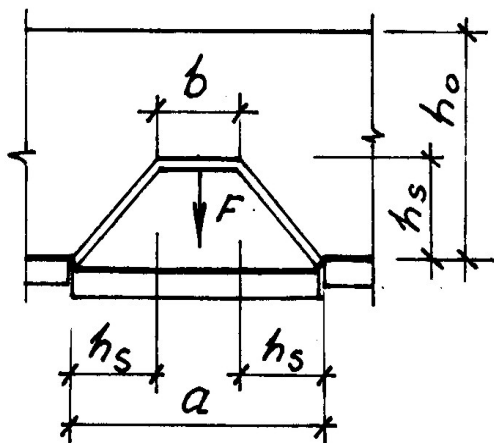
Uzilish mexanizmi bosim mexanizmiga juda o'xshab ketadi, bu yerda ham buzilish-kesilish natijasida  $45^\circ$  burchak ostida ro'y beradi.

Lekin uzilishga hisoblashda uzuvchi kuch  $F$  ning qiymatini barqarorlashtirish uchun betonning kesilishga qarshiligini bilvosita hisobga olinadi. Uni uzilish zonasi uzunligi ( $a$ )

bo‘ylab o‘rnatiladigan qo‘shimcha armaturaning yuk ko‘tarish qobiliyati bilan solishtiriladi (74-rasm). U holda mustahkamlik sharti quyidagi ko‘rinishni oladi:

$$F(1 - h_s/h_0) \leq \sum R_{sw} A_{sw}$$

Bu yerda:  $\sum R_{sw} A_{sw}$  – uzilish zonasi (a) xomutlar (ko‘ndalang sterjenlar).



74-rasm.

## 5. DARZBARDOSHLIK VA KO‘CHISH

### 155. Nima maqsadda darzbardoshlik hisoblanadi?

Asosiy maqsad ikkitadan bittasi. Birinchisi – darzlar hosil bo‘lgan hollarda ekspluatatsiya qilishni iloji yo‘q – konstruksiyalarda (suyuqlik va gaz saqlaydigan inshootlar) o‘tkazmaslikni ta‘minlash. Ikkinchisi – korroziyalanishga sabab bo‘ladigan (masalan bug‘-suv aralashmasi, kimyoviy agressiv suyuqliklar va gazlar) narsalarni armatura sirtiga yetib borishiga yo‘l qo‘ymaslik yoki o‘tishini cheklash. Shuning uchun ayrim konstruksiyalarda darz hosil bo‘lishiga yo‘l qo‘yilmaydi, boshqalarida davom etmaydigan, keyinchalik yopilib ketadigan, uchinchi turdagi konstruksiyalarda esa davom etmaydigan va davom etadigan darzlar hosil bo‘lishiga yo‘l qo‘yiladi, lekin ularni ochilish eni cheklanadi. Shuning uchun darzbardoshlikning uchta kategoriyasi mavjud. Konstruksiyalarga qaysi kategoriya talablari qo‘yilishi, ularning nima vazifa bajarishiga, armaturaning korroziyaga chidamliligiga va muhitning agressivlik darajasiga bog‘liq (loyihalash me‘yorlari agressiv muhitlarni to‘rttaga bo‘ladi: agressiv bo‘lmagan, zaif va o‘rtacha agressivlikdagi va kuchli agressiv muhit)

### 156. Davom etadigan va davom etmaydigan darzlarning ochilishi nima?

Darzlar hosil bo‘lgandan keyin uning ochilish eni o‘zgarmas bo‘lib qolmaydi: yuk oshirilganda darzlar kengayadi, kamayganda esa qisqaradi. Real sharoitlarda yuk ham o‘zgaradi: doimiy va uzoq muddatli yuk davomiy ta‘sir qiladi va ochilish eni  $a_{cr2}$ ; qisqa muddatli yuklar davomiy bo‘lmaydi u doimiy va uzoq muddatli yuklar bilan birgalikda darzlarning ochilish enini  $a_{cr1}$  qiymatgacha kengaytiradi, qisqa muddatli yuklar olingandan keyin darzlarning eni yana  $a_{cr2}$  qiymatga ega bo‘ladi.

Yuqoridagilardan kelib chiqib  $a_{\text{crc1}} > a_{\text{crc2}}$  ekanligi ko'rib turibdi. Bu yerda:  $a_{\text{crc1}}$  – doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklarning birgalikda ta'sir qilgandagi darzlarning ochilish eni;  $a_{\text{crc2}}$  – faqat doimiy va uzoq muddatli yuklarning birgalikda uzoq muddatli ta'siri natijasida hosil bo'lgan darzlarning ochilish eni. Darzlarning ochilish eni  $a_{\text{crc1}}$  va  $a_{\text{crc2}}$  larning qiymatlari darzbardoshlik kategoriyalari, armaturaning klassi (ba'zida diametri ham) hamda muhitning agressivlik darajasiga qarab loyihalash me'yorlari tomonidan cheklanadi.

### **157. Darzlarning yopilishi nima?**

Yuqoridagi savoldan (156-savol) ta'kidlanishicha, doimiy va uzoq muddatli yuklar davomiy bo'ladi, to'la yuk esa (qisqa muddatlini ham hisobga olganda) davomiy bo'lmaydi. Konstruksiyani shunday loyihalash mumkinki, to'la yuk ta'siridan davom etmaydigan darzlar  $a_{\text{crc1}}$  chegaralangan, qisqa muddatli yuk olingandan keyin (faqat doimiy va uzoq muddatli yuk qoladi) darzlar to'la yopilsin, ya'ni  $a_{\text{crc2}} = 0$ , faqat yopilsingina emas, 0,5 MPa dan kam bo'lmagan (me'yoriy hujjatlarda shunday talab mavjud) siquvchi kuch bilan qisilsin. Cho'ziluvchi qirrada siquvchi kuchlanish hosil qilish uchun konstruksiya oldindan zo'riqtirilgan bo'lishi kerak.

### **158. Darzbardoshlik kategoriyalari bir-biridan qanday farqlanadi?**

1-kategoriya: to'la hisobiy yuklar ta'sir qilganda (ishonchlilik koeffitsienti  $\gamma_f > 1$  ni ham hisobga olganda) darzlar hosil bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi. Bu yerda darzlar hosil bo'lishi bo'yicha hisoblanadi, kesim esa kuchlanganlik deformatsiya holatining birinchi bosqichida ishlaydi deb qaraladi (72-savol).

2-kategoriya: to'la me'yoriy yuklar ta'sir qilganda, ishonchlilik koeffitsienti  $\gamma_f = 1$  ni qabul qilib, ochilish eni  $a_{\text{crc1}}$  bo'yicha chegaralangan, davom etmaydigan darzlar hosil bo'lishiga ke-

yinchalik uni ishonchli yopilib ketish sharti bilan yo‘l qo‘yiladi. Bu yerda darzlar ochilishi va yopilishi bo‘yicha hisoblash amalga oshiriladi, kesim esa kuchlanganlik deformatsiya holatining ikkinchi bosqichida deb qaraladi.

3-kategoriya: to‘la me‘yoriy yuklar ta‘sir qilganda, ishonchlilik koeffitsienti  $\gamma_f=1$  qabul qilib, ochilish eni  $a_{\text{cre1}}$  bo‘yicha chegaralangan, davom etmaydigan, doimiy va uzoq muddatli me‘yoriy yuklar ta‘sirida (bu yerda ham  $\gamma_f = 1$ ) davom etadigan darzlar  $a_{\text{cre2}}$  hosil bo‘lishiga yo‘l qo‘yiladi. Bu yerda darzlar hosil bo‘lishi bo‘yicha hisoblanadi va kesim kuchlanganlik deformatsiya holatining ikkinchi bosqichida deb qaraladi.

### **159. Qaysi kategoriyadagi konstruksiyalar uzoq muddatga chidamli?**

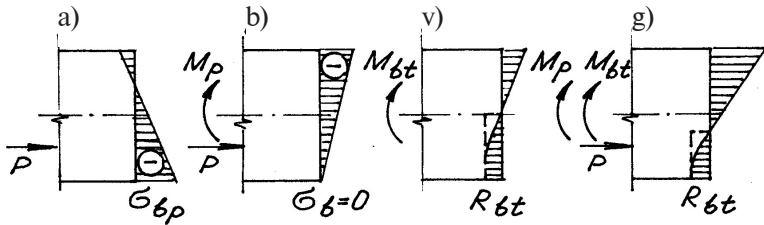
Albatta birinchi: chunki bu holda armaturaning korroziyaga uchrash xavfi yo‘qoladi. Lekin bunday konstruksiyalarni tayyorlash uchun ko‘proq armatura talab qilinadi (ayniqsa zo‘riqtirilgan armatura), betonning klassi ham yuqoriroq bo‘lishi kerak. Shuning uchun iqtisodiy nuqtayi nazardan kelib chiqib, aksariyat hollarda uchinchi kategoriya talablariga javob beradigan konstruksiyalar tayyorlanadi. Agar talabga javob bermasa, ikkinchi kategoriya talablari hamda ayrim hollarda zarurat bo‘lsagina birinchi kategoriya talablari qo‘yiladigan konstruksiyalar tayyorlanadi.

### **160. Egilishda normal darzlar hosil bo‘lishiga hisoblashning ma‘nosi nima?**

Ma‘nosi  $M \leq M_{\text{cre}}$ , shart bajarilishidir. Bu yerda:  $M$  – tashqi hisobiy yukdan hosil bo‘lgan normal kesimdagi eguvchi moment;  $M_{\text{cre}}$  – darz hosil bo‘lishiga qarshilik qiladigan ichki kuchlar momenti.

Oldindan zo‘riqtirilgan egiluvchi elementning kesimida darz hosil bo‘lishi uchun tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan mo-

mentning son qiymati  $M_{crc}$  bo'lishi kerak. Ushbu moment ikkita momentning yig'indisidan iborat bo'ladi:  $M_p$  – betonning chetki tolasidagi (75-rasmda pastki) oldindan qisilishni so'ndiradi, ya'ni siqiluvchi kuchlanishlarni  $\sigma_{bp}$  dan 0 gacha pasaytiradigan moment va  $M_{bt}$  – mana shu toladagi cho'zuvchi kuchlanishlarni 0 dan betonning cho'zilishga qarshiligi  $R_{bt,ser}$  gacha oshiradi. Agar element oldindan zo'riqtirilgan bo'lmasa birinchi moment  $M_p$  bo'lmaydi.



75-rasm.

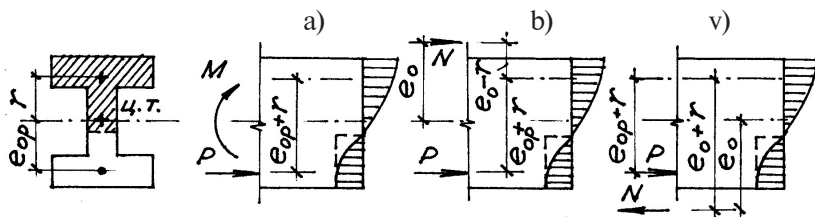
$M_p = W_{red}\sigma_{bp}$ , bunda  $\sigma_{bp} = P / A_{red} + Pe_{op} / W_{red}$  bo'lgani uchun (57-savolga qaralsin), ikkinchi ifodani birinchisiga qo'yib, quyidagi ifodaga ega bo'lamiz (76-a rasm):

$$M_p = W_{red} (P/A_{red} + Pe_{op}/W_{red}) = P(r + e_{op}),$$

Bu yerda,  $r = W_{red} / A_{red}$  – keltirilgan kesimning og'irlik markazidan yuqoridagi yadro nuqtasigacha bo'lgan masofa (kesim yadrosi radiusi). Betonning noelastik xossalarini hisobga olish uchun tuzatish koeffitsienti  $\varphi$  kiritilib, betondagi kuchlanish miqdoriga qarab, uning qiymati 0,7 dan 1 gacha bo'ladi. U holda:  $r = \varphi \cdot W_{red} / A_{red}$ . Boshqacha qilib aytganda,  $M_p$   $\gamma$  qi-suvchi kuch  $R$  ning cho'ziluvchi zonadan uzoq yadro nuqtasiga nisbatan momenti bo'lib, u  $M_{rp}$  bilan belgilanadi.

$M_{bt} = W_{pl} R_{bt,ser}$  – materiallar qarshiligining oddiy formulasi bo'lib, unga faqat cho'ziluvchi zonadagi betonning deformatsiyasiga tuzatish kiritilgan;  $W_{pl}$  – keltirilgan kesim-

ning elastik-plastik qarshilik momenti. Uning son qiymatini loyihalash me'yorlaridagi formulalardan yoki quyidagi ifodadan aniqlanadi:  $W_{pl} = \gamma W_{red}$ , bu yerda:  $W_{red}$  – chetki cho'ziluvchi tola uchun keltirilgan kesimi uchun elastik qarshilik momenti (bizning misolimizda pastki tola),  $\gamma = (1,25...2,0)$  – kesimning shakliga bog'liq bo'lib, ma'lumotnomalardagi jadvallardan aniqlanadi.  $R_{bt,ser}$  – ikkinchi guruh chegaraviy holatlar uchun betonning cho'zilishga hisobiy qarshiligi (son qiymati bo'yicha  $R_{bt,n}$  ga teng).



76-rasm.

### 161. Nima uchun betonning noelastik xossasi kesimning qarshilik momentini oshiradi?

Eng oddiy beton kesimni (armaturasiz) ko'rib chiqamiz va 75-v rasimga murojaat qilamiz. Ushbu rasmda darz hosil bo'lish arafasidagi hisobiy kuchlanishlar epyurasi ko'rsatilgan: kesimning cho'ziluvchi zonadasida to'g'ri burchakli va siqiluvchi zonadasida uchburchak ko'rinishiga ega. Statik shartiga asosan siqiluvchi zonadagi teng ta'sir etuvchi  $N_b$  va cho'ziluvchi zonadagi teng ta'sir etuvchi  $N_{bt}$  bir-biriga teng, demak unga mos keluvchi epyuralarning yuzalari ham o'zaro tengdir, bunday holat agar eng chetki siqiluvchi toladagi kuchlanish cho'ziluvchidan ikki barobar katta bo'lgandagina ( $\sigma_b = 2R_{bt,ser}$ ) o'rinlidir. Siqiluvchi va cho'ziluvchi zonadagi teng ta'sir etuvchi zo'riqishlar  $N_b = N_{bt} = R_{bt,ser} bh / 2$ , ular orasidagi yelka:  $z = h / 4 + h / 3 = 7h / 12$ . U holda kesim to-

monidan qabul qilinadigan moment quyidagicha aniqlanadi:  $M = N_{bt,z} = (R_{bt,ser} bh/2)(7h/12)$  yoki  $M = R_{bt,ser} 1,75 W$ , ya'ni to'g'ri burchakli kesim uchun  $\gamma = 1,75$ . Shunday qilib, betonning noelastik deformatsiyasi natijasida hosil bo'lgan kesimning qarshilik momenti hisobda cho'ziluvchi zonada to'g'ri burchakli kuchlanishlar epyurasi qabul qilinganligi tufayli ortadi.

### **162. Nomarkaziy siqiluvchi va cho'ziluvchi elementlarda normal kesimlarni darz hosil bo'lishiga hisoblash qanday amalga oshiriladi?**

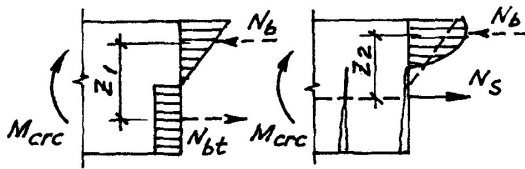
Hisoblash prinsipi egiluvchi elementdagi bilan bir xil. Faqat shuni esdan chiqarmaslik kerakki, tashqi bo'ylama kuchlar ( $N$ ) ning momenti yadro nuqtalariga nisbatan qabul qilinadi (76-b, v rasmlar):

Nomarkaziy siqilishda  $M_r = N(e_o - r)$ , nomarkaziy cho'zishda  $M_r = N(e_o + r)$ . U holda darzbardoshlik sharti quyidagi ko'rinishni oladi:  $M_r \leq M_{crc} = M_{rp} + M_{bt}$  - xuddi egilishdagi kabi. (Nomarkaziy cho'zilish varianti 50-savolda ko'rib chiqilgan). Yadro nuqtasining ajralib turadigan o'ziga xosligi shundaki, bu yerga qo'yilgan bo'ylama kuch qarama-qarshi tomonda kuchlanishning qiymati nolga teng bo'lishiga olib keladi (78-rasm).

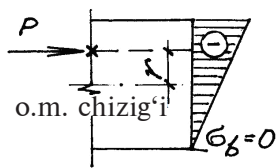
### **163. Egiluvchi elementning darzbardoshligi uning mustahkamligidan yuqori bo'lishi mumkinmi?**

Loyihalash amaliyotida haqiqatan ham shunday hollar uchrab turadi, ya'ni  $M_{crc} > M_u$  bo'lib qoladi. Bunday hol markaziy armaturalangan oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda (qoziqlarda va shunga o'xshash konstruksiyalarda) ro'y beradi. Ularda armatura kesim o'qi bo'lab, neytral qatlamga yaqin joyga o'rnatilib, ushbu armatura faqat elementni tashish va montaj qilish davridagina talab qilinadi. Bunday holat quyidagicha tushuntiriladi.



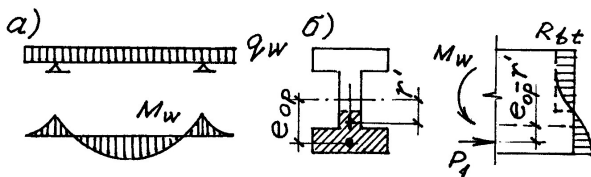


77-rasm.



78-rasm.

Darz hosil bo'lish vaqtida betondagi kuchlanish quyidagi shart bajarilganda armaturaga uzatiladi:  $M_{crc} = N_{bt} z_1 = N_s z_2$  (77-rasm) – buni oddiyroq tushuntirilsa, darz hosil bo'lguncha armaturaning ishi hisobga olinmagan. Agar  $N_s = R_s A_s \leq N_{bt} z_1 / z_2$ , bo'lib qolsa, darz hosil bo'lishi bilan buzilish sodir bo'ladi, bunday holat ko'plab tajribalarda tasdiqlangan. Ayrim konstruksiyalar uchun bu birdaniga kutilmagan hol bo'lishi mumkin. Shuning uchun loyihalash me'yorlari agar armatura mustahkamlikka hisoblab aniqlangan bo'lsa, uning ko'ndalang kesim yuzasini 15% oshirishni tavsiya qiladi.



79-rasm.

#### 164. Siqilish, transport va montaj operatsiyalari jarayonida normal kesimlarda darzlar hosil bo'lishi bo'yicha hisoblashning o'ziga xos xususiyatlari nimalardan iborat?

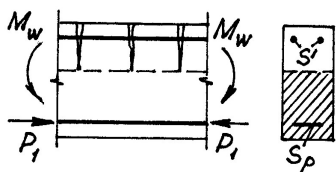
Bularning barchasi qaysi tomonning darzbardoshligini hisoblash va bu holatda qanday zo'riqishlar ta'sir qilishiga bog'liq. Masalan, balka va plitalarni tashishda tagliklar buyumning chetki qirrasidan katta masofada bo'ladi, ya'ni tayanch kesim-

larda xususiy og'irlik  $q_w$  dan qabul qilinadigan manfiy ishorali eguvchi moment  $M_w$  ta'sir qiladi (dinamiklik koeffitsienti  $k_D=1,6$  ni hisobga olgan holda 90-savolga qaralsin). Qisuvchi kuch  $R_1$  (birinchi yo'qotishlar va tortish aniqligi koeffitsienti  $\gamma_{sp} > 1$  hisobga olgan holda) shunday ishorali moment hosil qiladi, shuning uchun uni tashqi kuch deb qaraladi va bu kuch yuqori qirrasini cho'zadi (79-rasm) hamda e'tiborni pastki yadro nuqtasi  $r'$  ga qaratish lozim. U holda darzbardoshlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:  $M_w + P_1(e_{op} - r') \leq R_{bt,ser} W'_{pl}$ . Bu yerda,  $W'_{pl}$  — yuqori chegara uchun elastik-plastik qarshilik momenti.  $R_{bt,ser}$  kattalik betonning uzatish mustahkamligiga mos kelishi kerak.

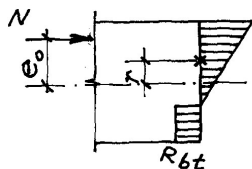
### **165. Tashqi yuklar ta'sirida siqiluvchi zonada hosil bo'lgan boshlang'ich darzlar cho'ziluvchi zonaning darzbardoshligiga ta'sir qiladimi?**

Salbiy ta'sir qiladi. Siqilish bosqichida, montaj qilish yoki tashishda o'zining xususiy og'irligidan hosil bo'lgan  $M_w$  moment natijasida paydo bo'lgan boshlang'ich darzlar ko'ndalang kesim o'lchamlarini kamaytiradi (80-rasmdagi shtrixlangan qismi), ya'ni ko'ndalang kesim yuzasi va keltirilgan kesimning qarshilik momentini ham kamaytiradi. Natijada betonning siqilishdagi kuchlanishi  $\sigma_{bp}$  hamda betonning tobtashlash deformatsiyasi ortadi, tobtashlash deformatsiyasi ta'sirida armaturadagi kuchlanishlar yo'qotilishi o'sadi, qisuvchi kuch  $P$  hamda tashqi yuk ta'sirida qaysi zona cho'zilsa, o'sha joydagi darzbardoshlik kamayadi.  $M_{crc}$  ning hisobiy qiymatini  $(1-\lambda)$ ga ko'paytirib, boshlang'ich darzlarning ta'sirini hisobga olamiz. Mazkur koeffitsientning qiymati qator omillarga bog'liq bo'lib, loyihalash me'yorlarining formulalari yordamida hisoblanadi. Darzlar ochilishi bo'yicha hisoblashda  $(1-\lambda)$  koeffitsient qisuvchi kuch  $P$  ga ko'paytiriladi. Shunday qilib, cho'ziluvchi zonani ekspluatatsiya bosqichida darzbardoshlikka hisoblashdan

oldin hisobiy kesimning siqiluvchi zonasida boshlang'ich darzlar mavjud yoki mavjud emasligini tekshirish lozim.



80-rasm.



81-rasm.

### 166. Nomarkaziy siqilgan beton kesimlarning darzlar hosil bo'lishi bo'yicha hisobi qanday amalga oshiriladi?

Yuqorida ta'kidlanganidek (147-savolga qaralsin), beton kesimlarning mustahkamligi cho'ziluvchi zona mustahkamligidan aniqlanganda, darzlar hosil bo'lishi bo'yicha hisoblashni amalga oshirish lozim. Darzlar hosil bo'lishidan oldin kesimning ishi kuchlanganlik deformatsiya holatining birinchi bosqichiga mos keladi (72-savolga qaralsin): siqiluvchi zonadagi kuchlanishlar epyurasini uchburchak shaklida, cho'ziluvchi zonada esa to'g'ri burchakli deb qabul qilinadi (81-rasm). Darzbardoshlik sharti quyidagi ko'rinishni oladi:

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt}, \text{ yoki } (-N/A + Ne_0/W) \leq R_{bt}$$

Bu yerda,  $A$  va  $W$  – beton kesimning yuzasi va uning cho'ziluvchi chegarasiga nisbatan qarshilik momenti. Tengsizlikning har ikki qismini  $W$  ga ko'paytirib,  $N(e_0 - r) \leq R_{bt} W$  yoki  $N \leq R_{bt} W / (e_0 - r)$  ni olamiz. Bu yerda,  $r$  – kesim yadrosining radiusi. Betonning turini hisobga oluvchi  $\alpha$  va salqilik natijasi-da hosil bo'lgan qo'shimcha eksentrisitetni hisobga oluvchi  $\eta$  koeffitsientlarni kiritib hamda elastik qarshilik momenti  $W$  ni elastik-plastik qarshilik momenti  $W_{pl}$  ga almashtirsak, darzbardoshlik sharti hosil bo'ladi:  $N \leq \alpha R_{bt} W_{pl} / (e_0 \eta - r)$ . Tengsizlikning o'ng qismi musbat kattalik bo'lishi ham mumkin

(agar  $e_0\eta < r$  bo'lsa), bu esa N kuch kesim yadrosi chegarasida qo'yilgan bo'lib, kesimning barcha qismi siqiluvchi ekanligini bildiradi.

### 167. Qiya kesimlar darzlar hosil bo'lishiga qanday hisoblanadi?

Materiallar qarshiligining ma'lum formulalari yordamida elastik materiallardagi kabi bosh cho'zuvchi kuchlanishlar  $\sigma_{mt}$  element ko'ndalang kesimining ikkita eng xavfli nuqtasida, keltirilgan kesim og'irlik markazi va devorning (qobirg'aning) siquvchi tokchaga tiralgan joylarida quyidagicha aniqlanadi:

$$\sigma_{mt} = (\sigma_x + \sigma_y)/2 + \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2/4 - \tau_{xy}^2}$$

Bu yerda:  $\sigma_x$  – qisuvchi kuch R va tashqi kuchlardan hosil bo'lgan eguvchi moment M ta'siri natijasidagi normal kuchlanishlar,  $\sigma_y$  – tayanch reaksiyalari va to'plangan kuchlarning mahalliy ta'siri, oldindan zo'riqtirilgan xomutlar (ko'ndalang sterjenlar) va qiya armaturalar qisuvchi kuchlar ta'siridagi vertikal kuchlanishlar,  $\tau_{xy}$  – Q va oldindan zo'riqtirilgan qiya armaturalarning qisuvchi zo'riqlari ta'siridan hosil bo'lgan urinma kuchlanish. Bu yerda, darzbardoshlik sharti:  $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}$ , bu yerda  $\gamma_{b4}$  ning qiymati betonning turi va uning mustahkamligiga bog'liq bo'lib, loyihalash me'yorlari bo'yicha aniqlanadi. Erkin tiralgan elementlarda tayanch chegarasidagi kesimda, kuchlanishlar uzatiladigan zonaning oxirida  $l_p$  (6l-savolga qaralsin) kesimning shakli keskin o'zgaradigan joylarda, balandligi bo'yicha esa og'irlik markazi sathida va siqiluvchi tokchani devorchaga tiralgan joylarida hisoblanadi.

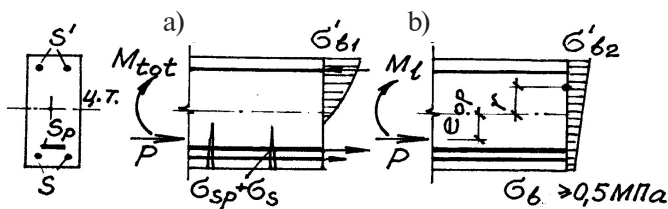
### 168. Zo'riqtirilgan ko'ndalang va qiya armaturalar nima maqsadda qo'llaniladi?

Bunday armaturalar ko'ndalang qisilish hosil qiladi,  $\sigma_y$  kuchlanishni oshiradi, o'z navbatida  $\sigma_{mt}$  ni kamaytirib, natijada qiya kesimlarning darzbardoshligini oshiradi. Undan tashqari qiya armatura urinma kuchlanish  $\tau_{xy}$ , ning qiymatini ham

kamaytirib, darzbardoshlikka ijobiy ta'sir qiladi. Bunday armaturalarsiz birinchi kategoriya talablari qo'yilgan qiya kesimlarning darzbardoshligini ta'minlash qiyin.

### 169. Darzlar yopilishi bo'yicha hisoblashning ma'nosi nima?

Darzbardoshlikning ikkinchi kategoriyasi talablariga javob beradigan elementlarda me'yoriy yuk ta'sir qilganda kesimlarda zo'riqishlar hosil bo'ladi (masalan, egilishda  $M_{tot}$ , 82-a rasimga qaralsin), natijada ochilish eni bo'yicha chegaralangan darzlar ochilishiga yo'l qo'yiladi. Qisqa muddatli yuklar olinib, faqat doimiy va uzoq muddatli yuklar qoldirilsa, zo'riqishlar kamayadi (82-b rasmdagi  $M_1$ ) va darzlar yopiladi. Uning ishonchli yopilganligiga ishonch hosil qilish uchun  $M_1$  zo'riqish va qisuvchi kuch  $R_2$  larning (barcha yo'qotishlarni hisobga olib, tortish aniqligi koeffitsienti  $\gamma_{sp}=1$  bo'lganda) birgalikda ta'sirida hosil bo'ladigan zo'riqishlar yordamida cho'ziluvchi qismini  $\sigma_b$  kuchlanish yordamida siqilishga ishlashini ta'minlash kerak. Me'yorlarda  $\sigma_b$  ning minimal qiymati 0,5 bo'lishi belgilangan.



82-rasm.

Ikkinchi majburiy sharti: to'la me'yoriy yuk ( $M_{tot}$ ) ta'sir qilganda armaturadagi kuchlanish po'latning elastik ishlash chegarasidan chiqmasligi kerak (proporsionallik chegarasidan), bunga esa  $(\sigma_{sp} + \sigma_s) \leq 0,8R_{s,ser}$  shart bajarilganda erishiladi. Agar mazkur shart bajarilmasa, armaturada qaytmas (plastik) deformatsiyalar paydo bo'ladi va darzlar yopilmaydi. Bu yerda:  $\sigma_{sp}$

– barcha yo‘qotishlar va boshlang‘ich darzlar mavjud bo‘lganda pasaytiruvchi koeffitsientlarni hisobga olingan oldindan zo‘riqishning qiymati (165-savolga qaralsin),  $\sigma_s$  – tashqi yuk qo‘yilgandan keyingi kuchlanishning o‘ssishi (171- va 173-savollarga qaralsin).

### **170. Darzlar yopilishi bo‘yicha hisoblashda betondagi kuchlanish qanday aniqlanadi?**

Ular elastik jism kabi aniqlanadi. Bu yerda xatolik yo‘q, chunki yukdan xalos qilinayotganda beton amalda elastik deformatsiyalanadi. Materiallar qarshiligining ma‘lum formulalaridan foydalanib, u egiluvchi elementlar uchun quyidagicha ifodalanadi (82-b rasm):

$$\sigma_b = -M_1 / W_{red} + P_2 / A_{red} + P_2 e_{op} / W_{red} \geq 0,5(\text{MPa}).$$

$A_{red} = W_{red} / r$  (160-savolga qaralsin), bo‘lgani uchun

$$P_2 / A_{red} + P_2 e_{op} / W_{red} = P_2 (r / W_{red} + e_{op} / W_{red}).$$

Bunda  $\sigma_b = -M_1 / W_{red} + P_2 (e_{op} + r) / W_{red} \geq 0,5$ .

Bu yerda,  $M_1 \leq P_2 (e_{op} + r) - 0,5W_{red}$ .

### **171. Normal darzlarning ochilish eniga nimalar ta‘sir qiladi?**

Birinchi navbatda cho‘ziluvchi armaturaning uzayishi  $\varepsilon_s$  ta‘sir qilib u tashqi yuk ta‘siridan hosil bo‘lgan armaturadagi kuchlanish  $\sigma_s$  ga bog‘liq (agar armatura oldindan zo‘riqtirilgan bo‘lsa, u holda  $\sigma_s$  mavjud bo‘lgan oldindan zo‘riqtirilgandagi kuchlanish  $\sigma_{sp}$  ning o‘ssishidir). Kuchlanish  $\sigma_s$  qancha katta bo‘lsa, darzlarning ochilish eni  $a_{crc}$  ham shuncha katta bo‘ladi. Kuchlanishlar yig‘indisi ( $\sigma_{sp} + \sigma_s$ )  $R_{s,ser}$  dan ortib ketmasligi kerak.

Keyin esa armaturaning profili ta‘sir qiladi: armatura davriy profilli bo‘lsa, beton bilan tishlashishi shuncha yaxshi bo‘ladi, darzlarning qadami ham uning ochilish eni  $a_{crc}$  ham shuncha kam bo‘ladi. Buni  $\eta$  koeffitsient yordamida hisobga olinadi, uning qiymati armaturaning turiga qarab aniqlanadi (davriy

profilli armaturalar uchun 1 dan boshlab, silliq armaturalar uchun 1,4 gacha). Armaturaning diametri  $d$  ham ta'sir qiladi. Diametrning ortishi armatura ko'ndalang kesimining yuzasi  $A_s$  (yoki  $A_{sp}$ ) kvadratda ortadi, perimetr  $r$  esa chiziqli ortadi, ya'ni armatura sirtining beton bilan tishlashishi  $N_s = \sigma_s A_s$  zo'riqishlarning o'sishidan ortda qoladi. Shuning uchun  $\sigma_s$  kuchlanish bir xil bo'lganda, armatura diametri qancha katta bo'lsa, tishlashish shuncha yomonlashadi va darzlarning ochilish eni kattalashadi.

Tashqi yuk uzoq muddat ta'sir qilsa ham darzlarning ochilish eni  $a_{crc}$  kattalashadi. Buni  $\varphi_1$  koeffitsient bilan hisobga olinadi. Darzlarning ochilish eni  $a_{crc}$  kesimdagi zo'riqishlarning ta'sir xarakteriga ham bog'liq (egilish, siqilish yoki cho'zilish) bo'lib, u  $\delta$  koeffitsient bilan hisobga olinadi. Shuningdek,  $a_{crc}$  armaturalash koeffitsienti  $\mu$  ga ham bog'liq. Ushbu omillarning barchasini hisobga olib, cho'ziluvchi armaturaning og'irlik markazi sathida darzlarning eni quyidagi formula bilan aniqlanadi:

$$a_{crc} = \delta \varphi_1 \eta (\sigma_s / E_s) \cdot 20 \cdot (3,5 - 100\mu) \cdot \sqrt[3]{d}$$
 Turli diametrdagi armaturalar qo'llanilganda ushbu formulaga  $d$  ning o'rtacha qiymati kiritiladi va u quyidagicha aniqlanadi:  $d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_k d_k)$ , bu yerda,  $d_1 \dots d_k$  - cho'ziluvchi armatura sterjenlarining diametri  $n_1 \dots n_k$  - har bir diametrdagi sterjenlar soni.

### **172. Normal kesimlardagi darzlarning ochilish enini hisoblashda cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish $\sigma_s$ qanday aniqlanadi?**

Siqiluvchi zonada zo'riqishlar hosil qiladigan teng ta'sir etuvchining nuqtasiga nisbatan momentlar yig'indisidan aniqlanadi. (83-rasmda ushbu nuqta yulduzcha bilan belgilangan). Egi-luvchi elementlar uchun (a)

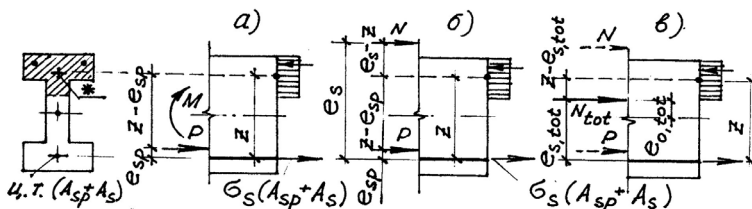
$$\sigma_s = \frac{M - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) \cdot z}$$

Nomarkaziy siqiluvchi elementlar uchun (b):

$$\sigma_s = \frac{N(e_{sp} - z) - P_2(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s) \cdot z}$$

N va R o'rniga ularning teng ta'sir etuvchisidan foydalanish mumkin:  $N_{tot} = N + P_2$  (83-v rasm). U holda  $e_{s,tot} = (N_{es} + P_{2esp}) / N_{tot}$ . Egiluvchi elementlar uchun  $N_{tot} = P_2$ ,  $e_{s,tot} = (M + P_2 e_{sp}) / P_2$ . Shunga o'xshash yondashishni nomarkaziy cho'ziluvchi elementlarga ham bitta aniqlik kiritish bilan qo'llaniladi:  $0 \leq e_{o,tot} \leq 0,8h_0$  bo'lganda siqiluvchi zona juda kichik bo'lib qoladi yoki umuman yo'qoladi, shuning uchun ichki juft kuchlar yelkasi z S va S' armaturaning og'irlik markazlari orasidagi masofa  $z_s$  bilan almashtiriladi. Ichki juft kuchlar yelkasi z loyihalash me'yorlaridagi formulalar yordamida aniqlanadi.

Oddiy armaturalar bilan armaturalangan egiluvchi elementlarda kuchlanish  $\sigma_s$  ni quyidagi soddalashtirilgan formula yordamida aniqlash mumkin:  $\sigma_s = R_s (M / M_u)$ , bu yerda: M – darzlarning ochilish enini aniqlashda qo'llaniladigan eguvchi moment,  $M_u$  – normal kesimning egilishga yuk ko'tarish qobiliyati (66-savolga qaralsin).



83-rasm.

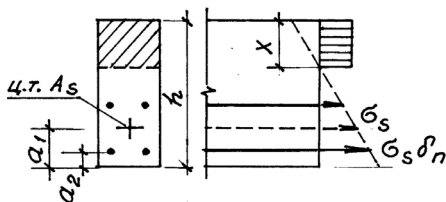
Nomarkaziy cho'zilishda qisuvchi kuch R absolyut qiymati bo'yicha tashqi cho'zuvchi kuch N dan katta bo'lsa, cho'zilish nomarkaziy siqilishga aylanib qolishi mumkin. Kuch va eksentrisitetlarning ishorasida yangilishmaslik uchun oddiy ret-



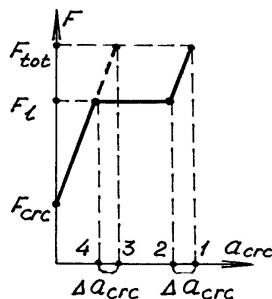
sept: 83-rasmdagiga o'xshash hisobiy sxemalarni tahlil qilib bo-rish kerak.

### 173. Ko'p qatorli armaturalashda darzlarning ochilish eni qanday aniqlanadi?

Kuchlanish (yoki kuchlanishlarning o'sish)  $\sigma_s$  ni cho'ziluv-chi armatura og'irlik markazining sathida aniqlanadi (163-sa-volga qaralsin). Agar armaturalar balandligi bo'yicha bir ne-cha qator joylashgan bo'lsa, u holda chetki qatorda joylashgan armaturadagi kuchlanish og'irlik markazi sathidagidan ko'p bo'ladi. Shuning uchun hisob bo'yicha aniqlangan kuchlanish  $\sigma_s$  quyidagi koeffitsientga ko'paytiriladi  $\delta_n = (h-x-a_2)/(h-x-a_1)$ , bu yerda  $x = \xi h_0$  ( $\xi$  kattalikni  $z$  ni aniqlaganda hisoblanadi. 84-rasmdan ko'rinib turibdiki,  $\delta_n$  koeffitsientni kesimning te-kis burilishi shartidan va po'latning ishini elastik deb tasavvur qilishdan, ya'ni proporsionallik qonuniyati asosida aniqlanadi.



84-rasm.



85-rasm.

### 174. Davom etadigan va davom etmaydigan darzlarning ochilish eni qanday hisoblanadi?

Hisoblashning ma'nosini tushunish uchun, shuni esga olish kerakki, o'zgarmas yuk uzoq muddat ta'sir qilganda (odatda u doimiy va uzoq muddatli yuklar bo'ladi) darzlarning ochi-lish eni vaqt mobaynida kattalashadi. Shuning uchun 85-rasm-

dagi darzlarning ochilish grafigini tahlil qilamiz, bu yerdagi 1-nuqta doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklarning yig'indisi bo'lgan  $F_{\text{tot}}$  ta'siridan davom etmaydigan darzlarning ochilish eni  $a_{\text{crc1}}$  ga, 2-nuqta esa doimiy va uzoq muddatli yuklar yig'indisidan hosil bo'lgan  $F_1$  (demak qisqa muddatli yuk miqdori  $F_{\text{sh}} = F_{\text{tot}} - F_1$ ) ta'siridan davom etadigan darzlarning ochilish eni  $a_{\text{crc2}}$  ga mos keladi.

Darzlarning ochilish eni  $a_{\text{crc1}}$ , davom etadigan darzlarning ochilish eni  $a_{\text{crc2}}$  va davom etmaydigan darzlarning ochilish enining o'sishi  $\Delta a_{\text{crc}}$  ni bevosita hisoblash mumkin emas. Agar  $a_{\text{crc2}}$  ni darhol hisoblash mumkin bo'lsa,  $\Delta a_{\text{crc}}$  ni hisoblash uchun davom etmaydigan  $a_{\text{crc3}}$  (3-nuqta) va davom etadigan  $a_{\text{crc4}}$  (4-nuqta) darzlarning ochilish enining farqlari sifatida aniqlanadi. Ta'kidlash kerakki 85-rasmdagi grafik shartli bo'lib, aslida  $a_{\text{crc}}$  bilan  $F$  orasidagi hisobiy bog'liqlik murakkab qonuniyat bo'yicha o'zgaradi.

### **175. Bitta klass armatura mustahkamligini ekvivalent qilib yuqoriroq klass armatura bilan almashtirish mumkinmi?**

Mumkin, lekin har doim ham emas. Agar element ko'ndalang kesim yuzasi  $A_{s1}$  va hisobiy qarshiligi  $R_{s1}$  bo'lgan po'lat bilan armaturalangan bo'lsa, yangi armaturaning hisobiy qarshiligi  $R_{s2} > R_{s1}$  bo'lib, uning yuzasi  $A_{s2} = A_{s1} (R_{s1}/R_{s2}) < A_{s1}$  bo'ladi, Agar  $A_{s2} < A_{s1}$ , bo'lsa,  $\sigma_{s2} > \sigma_{s1}$  bo'ladi va darzlarning ochilish eni kattalashib ketadi (171-savolga qaralsin). U yo'l qo'yiladigan minimal qiymatdan ko'proq bo'lish-bo'lmasligini hisoblab aniqlash mumkin. Buni aksariyat hollarda muhandislar unutib qo'yadilar.

### **176. Ko'chishlarni (solqiliklarni) hisoblash nima maqsadda amalga oshiriladi?**

Asosiy maqsad quyidagi shartning bajarilishidir:  $f \leq f_u$ , bu yerda,  $f$  — me'yoriy yuklar va oldindan siquvchi kuch ta'siri-

dan hosil bo'lgan to'la solqilik,  $f_u$  – me'yorlar bo'yicha ruxsat berilgan chegaraviy solqilik. Chegaraviy solqilik  $f_u$  ning qiymati konstruktiv, texnologik va estetik shartlar asosida konstruksiya oralig'ining 1/600 dan 1/150 ulushicha oraliqda qabul qilinadi.

Texnologik talab deganda texnologik va transport jihozlari-ning normal ishlash sharoitini ta'minlaydigan (masalan, kran osti to'sinlarida solqilikning ortib ketishi kran ishini to'xtatishga olib kelishi mumkin) sharoit tushuniladi. Konstruktiv talablar deganda, konstruksiyalardagi tiraluvchi elementlarning butunligi (masalan, orayopmada solqilik ko'payib ketsa, uning ostidagi oradevorlarning buzilishiga sabab bo'lishi mumkin) tushuniladi. Estetik talablarga konstruksiyaning tashqi ko'rinishi yaxshi taassurot qoldirishi kiradi (masalan, plitadagi solqilikning ortib ketishi, kishida avariya holatiga o'xshagan taassurot qoldiradi).

Agar  $f_u$  konstruktiv va texnologik talablar bilan cheklansa, f ning to'la qiymati to'la yuk ta'siriga aniqlanadi (doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklar yig'indisi), agar estetik talablar bilan cheklansa, faqat doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siriga hisoblanadi.

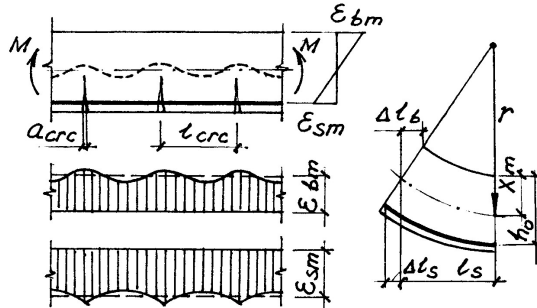
### **177. Solqiliklarni hisoblashning ma'nosi nima?**

Egrilik  $1/r$  ni aniqlab, qurilish mexanikasining formulalaridan foydalangan holda solqilik aniqlanadi:  $f = \varphi_m l^2(1/r)$ , bu yerda, teng taqsimlangan yuk ta'sir qiluvchi erkin tiralgan balka uchun  $\varphi_m = 5/48$ , oraliqning o'rtasida to'plangan yuk ta'sir qilganda  $\varphi_m = 1/12$ , balkaning chetki qismlariga to'plangan momentlar ta'sir qilganda  $\varphi_m = 1/8$  va hokazo.

### **178. Egrilik qanday aniqlanadi?**

Agar cho'ziluvchi zonada darzlar mavjud bo'lmasa, tuzatish koeffitsientlarini kiritgan holda qurilish mexanikasining for-

mulalaridan foydalaniladi:  $1/r = M\varphi_{b2} / (\varphi_{b1}E_bJ_{red})$ , bu yerda:  $\varphi_{b1} = 0,85$  qisqa muddatli (tez sodir bo'ladigan) tobtashlashni hisobga oladi,  $\varphi_{b2} \geq 1$  – doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siridagi tobtashlashning ta'siri.



86-rasm.

Agar darzlar mavjud bo'lsa, u holda vazifa murakkablashadi: hatto ikkita yonma-yon darzlarning oralig'idagi egrilik ham o'zgaradi, cho'ziluvchi armaturaning deformatsiyalari  $\varepsilon_s$  va siqiluvchi betonning deformatsiyalari  $\varepsilon_b$  o'zgarganligi munosabati bilan neytral o'qning holati ham o'zgaradi (86-rasm). Shuning uchun darzlar orasidagi egrilikning o'rtacha qiymatini aniqlashga to'g'ri keladi, ular armaturaning o'rtacha deformatsiyasi  $\varepsilon_{sm}$ , betonning o'rtacha deformatsiyasi  $\varepsilon_{bm}$  va siqiluvchi zona balandligining o'rtacha qiymati  $x_m$  bilan ifodalanadi. Uchburchaklar o'xshashligidan (86-rasm):  $\Delta s/r = \Delta l_b/x_m = \Delta l_s/(h_o - x_m) = (\Delta l_b + \Delta l_s)/h_o$  yoki  $1/r = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_o$ . Darz hosil bo'lgan kesimlardagi kuchlanish va deformatsiyaga nisbatan o'rtacha deformatsiyalar  $\varepsilon_{sm} = \Psi_s \varepsilon_s = \Psi_s \sigma_s / E_s$ ;  $\varepsilon_{bm} = \Psi_b \varepsilon_b = \Psi_b \sigma_b / (vE_b)$ , u holda  $1/r = \sigma_s \Psi_s / (E_s h_o) + \sigma_b \Psi_b / (vE_b h_o)$ . Siqiluvchi zonadagi to'g'ri burchakli epyurani hisobga olsak:  $\sigma_s = M/(A_s z)$ ;  $\sigma_b = M/(A_b z)$ . Egrilikning yakuniy formulasi quyidagicha:

dagicha ko‘rinishda bo‘ladi  $\frac{I}{r} = \frac{M}{h_0 z} \cdot \left( \frac{\Psi_s}{E_s A_s} + \frac{\Psi_b}{\nu E_b A_b} \right) \pm \frac{N \Psi_s}{h_0 E_s A_s}$ , bu

yerda:  $M$  – cho‘ziluvchi armaturaning og‘irlik markaziga nisbatan barcha kuchlarning momenti (shuningdek, siquvchi kuch  $R$  ni ham);  $A_b$  – siqiluvchi zona yuzasi (to‘g‘ri burchakli kesim uchun  $A_b = b \cdot x_m$ ). So‘nggi qo‘shiluvchi (+) bo‘ylama cho‘ziluvchi yoki siqiluvchi (–) kuch  $N$  (shuningdek, siquvchi kuch  $R$ ) mavjudligini hisobga oladi. Koeffitsientlar esa quyidagilarni hisobga oladi:  $\Psi_s$  – darzlar oralig‘idagi armatura ishini,  $\Psi_b$  – darzlar oralig‘idagi siqiluvchi beton deformatsiyasining notekisligini,  $\nu$  – yukning uzoq muddatliligiga qarab, betonning noelastik deformatsiyalarini. Koeffitsientlarning son qiymatlari loyihalash me‘yorlari asosida aniqlanadi.

### 179. Salqilikning ( $f$ ) to‘la qiymati nimalardan tashkil topadi?

Oldindan zo‘riqtirilgan element tashqi yuk qo‘yilguncha, siquvchi kuch ta‘sirida boshlang‘ich botiqlikka ( $f_3$ ) ega bo‘ladi. Vaqt o‘tishi bilan tobtashlash deformatsiyasi ta‘sirida  $f_4$  ga yetib boradi. Shunday holatda elementga tashqi yuk qo‘yiladi. Doimiy va uzoq muddatli yuklar ta‘sirida  $f_2$  solqilik hosil bo‘ladi, unga yana qisqa muddatli yuklar ham ta‘sir qilsa, qo‘shimcha  $f_1$  solqilik hosil bo‘ladi. Natijada:  $f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4$ . Keltirilgan ifoda darzlar yo‘qligida o‘rinli.

Agar cho‘ziluvchi zonada darzlar hosil bo‘lgan bo‘lsa, egriqlikni aniqlashda tashqi kuchlardan hosil bo‘lgan momentdan tashqari, siquvchi kuch ham ta‘sir qiladi (170-rasm). Shuning uchun to‘la solqilikning qo‘shiluvchilari bu yerda boshqacharoq:  $f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4$ , bu yerda:  $f_1$  – barcha yukning vaqtinchalik ta‘siri natijasidagi solqilik,  $f_2$  – doimiy va uzoq muddatli yuklamalarning qisqa muddatli ta‘siri,  $f_3$  – xuddi shunday yukning uzoq muddatli ta‘siri,  $f_4$  – tobtashlash va kirishish deformatsiyasi ta‘sirida siquvchi kuch natijasida

qo'shimcha botiqlik. Dastlabki qarashda solqiliklar yig'indisi mantiqsizga o'xshaydi. Lekin darzlar mavjudligida qisqa muddatli yuklarning o'sishini bevosita aniqlab bo'lmaydi, keyin unga doimiy va uzoq muddatli yuklar natijasidagi solqilikni qo'shish – ularni aniqlash uchun sun'iy usul qo'llanilayotganligini bildiradi (davom etmaydigan darzlarning ochilish enini aniqlash uchun qo'llanilgan usul kabi (174-savolga qaralsin):  $f_1$  solqilikka uning o'sishi ( $f_3 - f_2$ ) ham qo'shiladi.

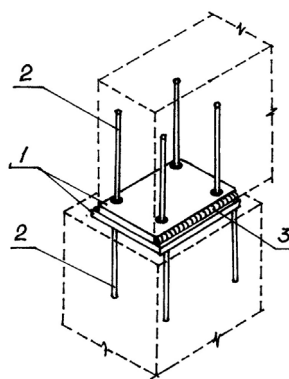
## 6. TEMIR-BETON ELEMENTLARNI MONTAJ QILISH

### 180. Yig‘ma elementlar qanday biriktiriladi?

Bir necha usullar mavjud. Ularning ichida uchta keng tarqalgan: qistirma detallarni payvandlash yordamida, armatura chiqiqlari yoki monolit beton yoki qorishmadan tayyorlangan shponkalar yordamida. Mazkur usullar alohida yoki birgalikda qo‘llanilishi mumkin.

### 181. Payvandlash detallari nima?

Bu betonning sirtida joylashgan plastina yoki prokatlangan profillar bo‘lib, unga betonning ichki qismigacha kiradigan davriy profildagi armaturalardan tayyorlangan ankerlar payvandlanadi (87 rasm). Ayrim hollarda anker sifatida uchlari ilmoq qilib tayyorlangan silliq sterjenlardan foydalaniladi. Konstruksiyalarni biriktirish payvand choklari yordamida ta‘minlanadi (3-holat). Payvandlash detallari deb atalishiga sabab uni qolipga armatura bilan birgalikda betonlanguncha joylashtiriladi.



87-rasm.

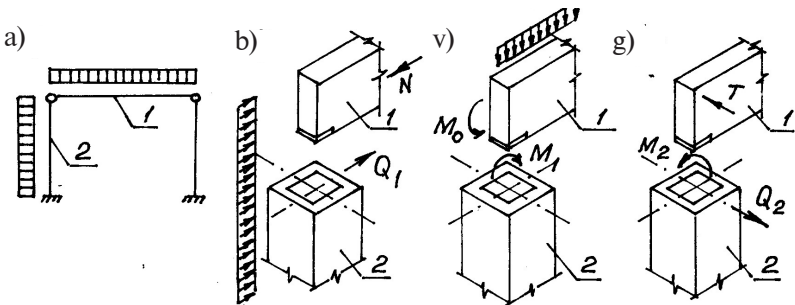
Biriktiriladigan elementlarning turlariga va qabul qilinadigan yuklarning turlariga qarab, qistirma detallar turli zo‘riqishlarni qabul qilishi mumkin: momentlar, normal va siljituvchi kuchlar va hokazo. Ushbu zo‘riqishlar payvand choklarga ham ta‘sir qiladi.

### 182. Payvandlash detallariga ankerlar nima uchun kerak?

Ankerlarsiz plastinani beton bilan tishlashishi juda zaif bo‘ladi, u zo‘riqishlarga qarshilik qila olmay uzilib ketishi mum-

kin. Masalan, bir qavatli sanoat binolaridagi rigel bilan ustun orasidagi sharnirli birikmada (88-a rasm) payvandlash detallarga bir qancha zo'riqishlarni qabul qiladi.

Ko'ndalang gorizontal yukni (kranning tormozlanishidan yoki shamol yuki) rigel ramaning ustuniga uzatadi (88-b rasm), unda bo'ylama kuch  $N$  (siqiluvchi yoki cho'ziluvchi ekanligi yukning yo'nalishiga bog'liq) hosil bo'ladi. Uning reaksiyalaridan biri siljitivchi kuch  $Q_1$  bo'lib, u payvandlash detallari tomonidan qabul qilinadi (ustun va rigelning payvandlash detallari bir xil qabul qiladi). Rigelning tayanch kesimlarida uncha katta bo'lmagan  $M_0$  moment (batafsilroq ma'lumot 184-savolda berilgan) hosil bo'lib, u qistirma detallarga uzatiladi (88-v rasmdagi  $M_1$ ). Kranlarning tormozlanishidan hosil bo'lgan  $T$  bo'ylama kuch rigelda ag'darilish momenti paydo bo'lishiga olib keladi (88-g rasm). Agar ankerlar plastinaga yomon payvandlangan bo'lsa, ularning ko'ndalang kesimi yetarli bo'lmaydi yoki betonning ichiga yetarli kiritilmagan bo'lsa, u holda qistirma detal tez buziladi, keyin esa birikmaning buzilishi ro'y beradi.



88-rasm.

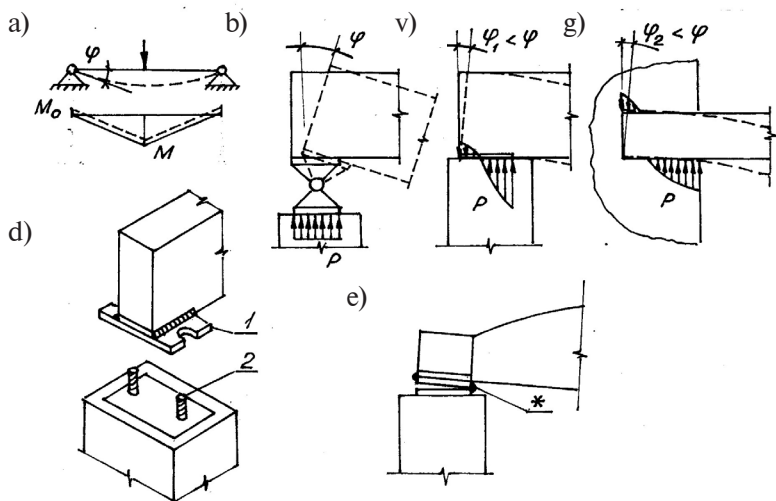
Zo'riqishning turiga va uning xarakteriga qarab, qistirma detallar faqat normal (perpendikulyar sirtlar) emas, balki qiya ham bo'lishi mumkin. Ayrim hollarda shtamplangan qistirma detal-



lar ham qo'llaniladi (ular payvandlangan detallarga qaraganda qulayroqdir).

Qistirma detallarni loyihalash plastina o'lchamlarini, ankerlar ko'ndalang kesim yuzasini, ularning betonga kirish chuqurliklarini to'g'ri tanlashdan iborat, bu esa ta'sir qiladigan zo'riqishlar va ularning qiymatlariga bog'liq. Ularning formulalari me'yoriy hujjatlarda ko'rsatilgan.

### 183. Ideal sharnir nima?



89-rasm. \* payvand choklari.

Ushbu sharnir birikuvchi elementlarning o'zaro burilishiga to'sqinlik qilmaydi, ya'ni sharnirga tiralayotgan kesimlarda eguvchi moment hosil bo'lmaydi (89-a rasm). Amalda bunday sharnir hosil qilib bo'lmaydi, hatto moylangan bo'lsa ham unda kichik miqdorda ishqalanish kuchi mavjud bo'lib, o'zaro burilishiga to'sqinlik qiladi. Demak, kichik bo'lsada moment hosil bo'ladi. Ideal sharnirga yaqin bo'lgan sharnirlar ko'priklarining tayanchlarida (89-b rasm) va boshqa ayrim katta oraliq-

li tomyopma konstruksiyalarida qo'llaniladi. Ular juda qimmat bo'lganligi uchun ommaviy ravishda qo'llaniladigan konstruksiyalarda oddiyroq yechimlar qabul qilinadi (184-savolga qaralsin).

#### **184. Real sharnir ideal sharnirdan nimasi bilan farq qiladi?**

Ommaviy qurilishlarda temir-beton elementlarning sharnirli birikmasi (plita balka bilan, balka ustun bilan) qistirma detallarni bevosita payvandlash yordamida amalga oshiriladi (87- va 89-v rasm). Lekin bunday birikmalar birikuvchi elementlarning erkin burilishiga to'sqinlik qiladi va shuning uchun tayanch eguvchi momenti  $M_0$  hosil bo'ladi. Bunda tayanch bosimining epyurasi  $r$  ikki qiymatli bo'lib, qistirma detallarning ayrim ankerlari tortilishi mumkin. Bunday hol konstruksiyalarning (masalan, orayopma plitasining) g'isht devor ustiga tiralganda ham ro'y berishi mumkin (89-g rasm). Lekin ideal sharnirdan bunday chetlanishlar ortiqcha xavotir olishga asos bo'la olmaydi: tayanch momentlari oraliq momentlariga qaraganda ancha kam, tayanch kesimlarining yuk ko'tarish qobiliyati ularni qabul qilish uchun yetarli, oraliq momentlarining biroz kamayishini hisobga olmasa ham bo'ladi.

Tayanch momentlarini kamaytirish uchun qistirmalardan foydalanish mumkin (89-d rasmdagi 1-holat), ular payvandlash detallariga payvandlanadi (rigel, balka, ferma, arkalarining qistirma detallariga). Rigellarni montaj qilish jarayonida prokladkalar ustun qistirma detallarining anker boltlariga kiydiriladi (2-holat), gaykalarni qotirib payvandlanadi. Bunday yechim qabul qilinganda, rigel tayanch kesimlarining burilish erkinligi ortadi, tayanch momentlari esa kamayadi, lekin shu bilan birgalikda konstruksiyada metall sarfi ko'payadi va montajda mehnattalablik ortadi. Shuning uchun bunday birikmalar keyingi yillarda kam qo'llanilmoqda.

### **185. Nima uchun yig'ma elementlarni biriktirishda markazlashtiruvchi taglik kam ishlatiladi?**

Markazlashtiruvchi tagliklar tayanch reaksiyalar holatini belgilash, boshqacha qilib aytganda teng ta'sir etuvchi bosim epyurasi holatini aniqlash uchun zarur. Tagliklar qancha aniq bo'lsa, reaksiyalar shuncha aniq bo'ladi (ular taglik chegarasidan chiqmaydi), tayanch momentlari  $M_0$  ning qiymati shuncha kam bo'ladi. Tagliklar mavjud bo'lsa, betonning mahalliy siqilishdagi kuchlanishi yuqori bo'ladi. Betonning mahalliy siqilishga (ezilishga) mustahkamligini ta'minlash uchun tagliklarni shunchalik katta tayyorlash kerakki, ular boshlang'ich ma'nosini yo'qotadi. Tagliklar ustun choklarining ba'zi turlarida qo'llaniladi, lekin ular montaj jarayonida fiksator vazifasini bajaradi, natijada payvandlangandan keyin armatura chiqqlarini payvandlab, choklar betonlangandan keyin ma'nosini yo'qotadi (190-savolga qaralsin).

### **186. KJS (qobiqsimon temir-beton konstruksiya) tipidagi panellar tiralishining qanday o'ziga xos xususiyatlari bor?**

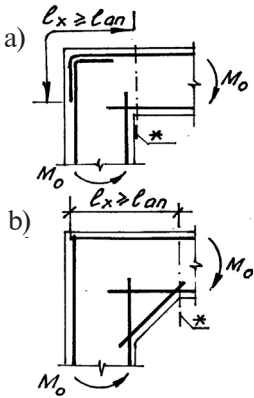
Bunday turdagi panellarning tayanchdagi balandligi kichik bo'ladi (200 mm dan kam), shu sababli tayanch momenti  $M_0$  ni qabul qilishi uchun yetarli emas (184-savolga qaralsin). Shuning uchun bu yerda plastinkasimon sharnirlar qo'llanilib, uning tarkibiga qistirma detallardan tashqari oraliqda joylashgan po'lat plastina ham kiradi. Bir tomondan uni yuqoridagi qistirma detallarga, ikkinchi tomondan esa pastkisiga payvandlanadi, natijada KJSning o'z ostidagi konstruksiyaga nisbatan erkin burilishi ta'minlanadi (89-e rasm). Plastinkasimon sharnir ko'priksimonga qaraganda ancha sodda va arzon bo'lishiga qaramasdan unda bitta kamchilik bor: tayanch kesimi burilganda, (konstruksiyada solqilik hosil bo'lganda) tayanch reaksiyasining qo'yilish nuqtasi hisobiy o'qqa nisbatan oraliqning ichki tomoniga siljiydi,

ya'ni o'zining ostidagi konstruksiyaga nisbatan qo'shimcha eksentrisitet hosil bo'ladi.

### 187. Sharnirli-qo'zg'aluvchan tayanchlar qaysi hollarda qo'llaniladi?

Ko'priklarning oraliq qurilmalarida qo'llanilib, ular ochiq havoda ekspluatatsiya qilinadi, ulardagi qo'zg'aluvchi tayanchlarning mavjud emasligi, kesimlarida katta temperaturaviy kuchlanishlarni hosil qiladi (kuchlanishlarga qo'shimcha kirishish va tobtashlashdagi kuchlanishlar ham mavjud). Undan tashqari, statik hisob shartlariga ko'ra, sharnirli-qo'zg'aluvchan tayanchlar yupqa devorli qobiqlarning kontur elementlarida va boshqa fazoviy konstruksiyalarda qo'llaniladi.

Ommaviy qurilishda qo'llaniladigan tomyopma va orayopma konstruksiyalari uchun odatda oddiy sharnirli-qo'zg'almas tayanchlar qo'llaniladi (89-v rasm), chunki faqat ular gorizontal yuklarni ramaning aralash ustunchalariga uzatilishini ta'minlab, tomyopma va orayopmaning birk diskini hosil qilishi mumkin. Qo'zg'almas tayanchlar kerilish hosil qilishi mumkin, lekin ushbu kerilish xavfli emas, egiluvchi elementlarda oraliqdagi eguvchi moment qiymatini kamayishiga olib keladi.



90 rasm. \*hisobiy kesim.

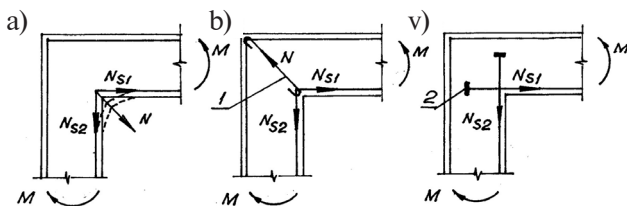
### 188. Monolit elementlarning birk tutashuvi qanday amalga oshiriladi?

Birk tutashuv bo'lganda elementlar orasidagi burchak o'zgarishsiz qoladi, tugunga tiralayotgan normal kesimlar  $M_o$  eguvchi momentlarni qabul qilishi kerak. Monolit konstruksiyalarda bunday tugunlar hosil qilish qiyinchilik tug'dirmaydi: tugunda ishchi armatura-

ni ishonchli ankerlash kifoya (ayniqsa cho‘ziluvchi armatura-ni). Shuni ham hisobga olish kerakki tugunning o‘lchamlari ham chegaralangan. Agar tugunning o‘lchamlari  $l_x$  ankerlash zonasi uzunligi  $l_{an}$  dan katta bo‘lsa, ma’lum konstruktiv usullar qo‘llaniladi (27-savolga qaralsin): uchidagi ankerlarni anker kallaklari ko‘rinishida o‘rnatib, keyin bukiladi (90-rasm).

### 189. Bikr tutashgan ichki burchaklar qanday armaturalanadi?

Bu yerda eguvchi momentning ishorasini hisobga olish kerak. Agar moment ichki qirralarni cho‘zilishiga sabab bo‘lsa yoki uning ishorasi o‘zgarishi mumkin bo‘lsa, u holda bukilgan sterjenlar bilan armaturalashda teng ta’sir etuvchi  $N$  kuch paydo bo‘lib, ushbu kuch sterjenlarni to‘g‘rilashga harakat qilib, himoya qatlamini uzilishiga olib keladi va natijada tugunda buzilish sodir bo‘ladi (91-a rasm). Shuning uchun sterjenlarni bukish joylarida ularni  $N$  kuchni qabul qiladigan changaklar bilan armaturalanadi (91-b rasmdagi 1-holat) yoki bir-biri bilan bog‘lanmagan sterjenlar qo‘llanilib, anker kallaklari yordamida ularni betonda ankerlanadi (91-v rasmdagi 2-holat) yoki boshqa usul qo‘llaniladi (27-savolga qaralsin).

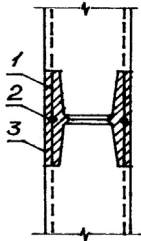


91-rasm.

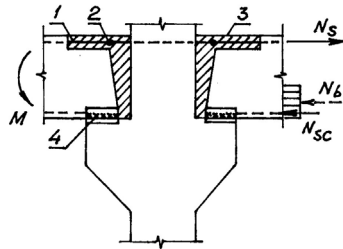
### 190. Armatura chiqiqlari nima?

Bu armaturaning betondan tashqariga chiqib turadigan uchlaridir. Zo‘riqishlar uzatilishini ta’minlash uchun bir-biri bilan vannali payvandlash yordamida birlashtiriladi va (ayrim hollarda yoysimon payvandlashdan foydalanish mumkin) betonlanadi.

Bunday usulni 92-rasmda ko'rsatilgan (bu yerda 1-holat-armatura chiqqlari, 2-vannali payvand, 3-monolit beton) ustunlarni biki biriktirishda, ustun bilan rigellarni biki biriktirishda (24-savol va 93-rasmga qaralsin) va shunga o'xshash hollarda qo'llaniladi. Monolit temir-beton konstruksiyalarida armatura bilan kuchaytirish yoki katta gabaritli konstruksiyalar qo'llanilganda foydalaniladi.



92-rasm.



93-rasm.

### 191. Yig'ma elementlarning biki birikmalari qanday hosil qilinadi?

Yig'ma elementlarni biki biriktirish monolit elementlarni biriktirishga qaraganda murakkabroqdir, chunki bir elementdan boshqa elementga ichki zo'riqishlarni (ichki momentlarni) uzatish qiyin. Ichki moment bu ichki juft kuchlar momenti bo'lib, S armaturadagi  $N_s$  cho'zuvchi zo'riqishlarni, betondagi  $N_b$  siquvchi zo'riqishlarni (S' armaturadagi  $N_{sc}$  zo'riqishlar bilan birgalikda) ular orasidagi yelkani saqlagan holda uzatishdir.

Zamonaviy yechimlarda, masalan ramali karkas tugunlarida (93-rasm) cho'zuvchi kuchlarni uzatish uchun odatda S armaturaning chiqqlaridan foydalaniladi, S' armaturadagi siquvchi zo'riqishlar tayanchdagi qistirma detallar orqali uzatiladi (ular o'zaro payvandlangan bo'ladi). Betondagi siquvchi zo'riqishlar esa choklarni monolitlashtirilgan beton, qisman qistirma detallar orqali uzatiladi (93-rasmdagi 4-holat). Ko'rinib turibdiki

bunday choklarda bir vaqtning o'zida biriktirishning ikki usuli: qistirma detallarda va armatura chiqiqlari yordamida biriktirish qo'llanilmoqda.

### **192. Real bkr birikma ideal bkr birikmadan nimasi bilan farq qiladi?**

Ideal bkr tugunda elementlar tugunga birikkan joylarda buralmaydi, ya'ni birikuvning boshlang'ich burchaklari saqlanib qoladi. Haqiqiy holatda esa normal kesimlarda (tugunga birikkan) katta deformatsiyalar vujudga kelib, ushbu kesimlarda katta qiymatdagi eguvchi momentlar hosil bo'ladi. Keyin esa mazkur kesim  $\varphi$  burchakka buriladi, ayniqsa darz hosil bo'lgandan keyin uning intensivligi yanada ortadi va elementning o'qi ham buriladi. Element o'qi burilsa, mazkur tugun ideal bkr bo'lmay qoladi, undagi eguvchi momentlar ideal sxemadagiga qaraganda kamayadi va birikma moyil bo'lib qoladi. Bunday moyillik hisobiy sxemani o'zgartiradi, lekin muhandislik hisoblarida (solqilikka hisoblashdan tashqari) cho'ziluvchi armatura oquvchanlik chegarasiga yetguncha buni hisobga olinmaydi. U holda kesim ichki zo'riqishlari o'smagan holda buriladi, ya'ni plastik sharnir hosil bo'ladi.

### **193. Shponkali birikma nima?**

Ushbu birikma siljituvchi (qirquvchi) yoki ko'ndalang kuchlar ta'sirida yig'ma yoki yig'ma monolit konstruksiyalarning bir-biriga nisbatan siljishini bartaraf qilishga mo'ljallangan. Turli sirtga ega bo'lgan konstruksiyalarning ularni montaj qilib bo'lgandan keyin chuqur choklarini o'zaro biriktirishda monolit beton yoki qorishma yordamida shponkalar hosil qilinadi.

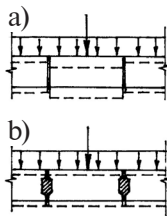
Masalan, qo'shimcha mahalliy yuk orayopma konstruksiyalardan biriga qo'yilgan bo'lsa, agar shponkalar bo'lmasa, u yukni to'lig'icha qabul qilib, yondagi plitalarga qaraganda ko'proq egiladi (94-a rasmdagi ko'ndalang kesimga qaralsin).

Ushbu holat qator noqulayliklarni keltirib chiqaradi, jumladan potolok bezaklari buzilishi va hokazo. Shponkalar yondagi plitalarni ham jalb qilganligi uchun birgalikda deformatsiyalanadi va qo‘shimcha yuklarning bir qismini boshqa plitalarga ham taqsimlaydi.

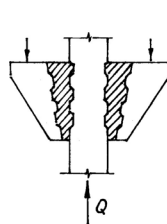
Shponkalar katta qiymatga ega bo‘lgan ko‘ndalang kuchlarni uzatishi mumkin, masalan to‘sinsiz orayopmadagi kapitelning tayanch reaksiyasini ustunga uzatishi mumkin (95-rasm). Zarur bo‘lgan hollarda shponkalarni armatura chiqiqlari va qistirma detallar bilan birgalikda qo‘llaniladi (yig‘ma qobiqlarni, to‘sin-siz orayopmalarning birikmalarida).

### 194. Beton shponkalar qanday loyihalanadi?

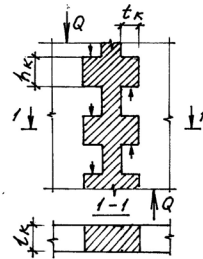
Shponkalar kontakt sirtida siqilishga, o‘stirmaning asoslari bo‘yicha esa kesilishga ishlaydi (96-rasm). Siqilishga mustahkamlik sharti quyidagicha ko‘rinish oladi:  $Q \leq R_b t_k l_k n_k$ , kesilishga mustahkamlik sharti esa quyidagicha:  $Q \leq 2R_{bt} h_k l_k n_k$ . Bu yerda,  $t_k$ ,  $h_k$ ,  $l_k$  – chuqurlik (o‘stirma), bitta shponkaning kesim balandligi va uzunligi,  $n_k$  – shponkalar soni. Boshqacharoq aytganda bitta shponkaning:  $t_k \times l_k$  – siqilish yuzasi,  $h_k \times l_k$  – kesilish yuzasi. Shponkalar konstruksiyalarni biriktirishda notekis bo‘ladi, ba‘zilari to‘la ishlaydi ba‘zilari esa qisman ishlaydi, shuning uchun hisobga uchtadan ortiq bo‘lmagan shponkalar kiritiladi:  $n_k \leq 3$ .



94-rasm.



95-rasm.



96-rasm.



**195. Nima uchun yig‘ma elementlarning loyihaviy o‘lchamlari nominal o‘lchamlardan kam qilib belgilanadi?**

Har qanday buyumni, hatto eng nozik asboblarda uchun mo‘ljallangan bo‘lsada, ideal aniqlikda tayyorlab bo‘lmaydi. Shuning uchun chizmada ko‘rsatilgan o‘lchamidan farqlanishiga yo‘l qo‘yiladi va uning miqdori belgilanadi. Bunday farqlanishlar qurilish konstruksiyalarini montaj qilishda ham muhim rol o‘ynaydi. Masalan, 6 m li plitaning nominal o‘lchami 6000 mm bo‘ladi. Agar 6000 mm qilib tayyorlansa montaj jarayonida qiyinchilik paydo bo‘ladi. Uning konstruktiv o‘lchami 5970 mm (loyihaviy o‘lchami) qilib tayyorlanadi. Haqiqiy o‘lchami esa undan ham farq qilishi mumkin. Masalan, plitaning eni loyihadagidan 10 mm farq qilishiga ruxsat beriladi yoki oralig‘i 24 m gacha bo‘lgan fermalarda uning uzunligi loyihadagidan 60 mm farqlanishiga ruxsat beriladi. Shunday farqlanishlarning miqdori Davlat Standartlarida ko‘rsatilgan.

## 7. YUKLAR VA TA'SIRLAR

### 196. Me'yoriy yuklar nima?

Ushbu yuk  $q_n$  ( $F_n$ ), bino va inshootlarning konstruksiyalarini normal ekspluatatsiya qilish shartlariga juda mos keldi. Ular ko'p yillik iqlimni kuzatishlar (masalan, qor va shamol yuki uchun), jihozlarning pasportdagi xarakteristikalari (masalan, ko'priksimon kranlardan vertikal va gorizontal zo'riqishlar), konstruksiyalar, materiallar va texnologik jihozlarning nominal og'irliklari va hokazo. Jumladan, og'ir betonning nominal og'irligi  $24 \text{ kN/m}^3$ , po'latniki  $- 78,5 \text{ kN/m}^3$ , temir-betonniki esa  $25 \text{ kN/m}^3$ .

### 197. Hisobiy yuklar nima?

Real yuklar me'yoriy yuklardan katta yoki kichik tomonga farq qilishi mumkin. Masalan, qor yuki ko'p qor yoqqan qish oylarida me'yoriy yukdan ortib ketishi mumkin. Xususiyl og'irlikda qabul qilinadigan yuklar esa tayyorlash jarayonidagi noaniqliklar yoki loyihadagiga nisbatan betonning zichligini oshirib yuborishi natijasida me'yoriy yukdan ortib ketishi mumkin. Shunga o'xshash barcha noaniqliklar yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti  $\gamma_f$  yordamida hisobga olinadi. Mazkur koeffitsientni yukga ko'paytirish natijasida hisobiy yuk hosil qilinadi:  $q_n \times \gamma_f = q$  (yoki  $F_n \times \gamma_f = F$ ). Yukning o'zgarish ehtimoli qancha yuqori bo'lsa,  $\gamma_f$  ning qiymati shuncha yuqori bo'ladi: eng kattasi (1,4) – qor va shamol yuki uchun, eng kichkinasi (1,05) – metall konstruksiyalarning xususiy og'irligini aniqlash uchun. Og'ir betondan tayyorlangan temir-beton konstruksiyalarning xususiy og'irliklarini aniqlashda  $\gamma_f = 1,1$  qabul qilinadi.

### 198. Qachon hisobiy va me'yoriy yuklardan foydalaniladi?

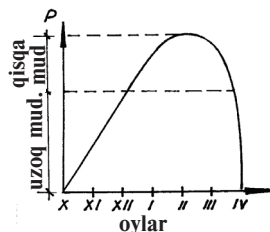
Yuqorida 32-savolda ta'kidlanishicha, konstruksiyalar yuk ko'tarish qobiliyatini yo'qotishi (mustahkamligini, ustuvorli-

gini) o'ta salbiy oqibatlarga olib kelishi mumkin. Shuning uchun temir-beton elementlarni birinchi guruh chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblaganda faqat materiallarning hisobiy qarshiliklarigina (me'yoriy qarshilikka nisbatan zaxiraga ega) emas, balki hisobiy yuklardan (me'yoriy yuklarga qaraganda zaxiraga ega) foydalaniladi. Qisqacha aytganda zaxira ikki tomonlama bo'ladi.

Ikkinchi guruh chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblashda esa (darzbardoshlik, solqilik) me'yoriy yuklardan foydalaniladi. Faqat darzbardoshlikning birinchi kategoriya talabalariga javob beradigan elementlarda hisobiy yuklarga hisoblanadi, chunki darzlar hosil bo'lishi ekspluatatsiya xossalarini yo'qotish deb hisoblanadi.

### 199. Qanday maqsadlarda yuklar doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatlilarga bo'linadi?

Yukning ta'sir qilish davomiyligi har qanday materialning mustahkamligi va deformatsiyalanuvchanligiga ta'sir qiladi, ayniqsa betonning mustahkamligiga jiddiy ta'sir qiladi (1-bobga qaralsin). Shuning uchun yuklarni ikki turga doimiy va vaqtinchalik yuklarga, vaqtinchalik yuklarni esa o'z navbatida qisqa muddatli va uzoq muddatli yuklarga bo'linadi. Odat-



97-rasm.

da doimiy va uzoq muddatli yuklarni o'zaro birlashtiriladi va uzoq muddat ta'sir qiladigan yuk deb hisoblanadi. Doimiy yuklarga binoning yuk ko'taruvchi va to'suvchi qismlari, gruntning og'irligi yoki uning yon tomonlama bosimi va shunga o'xshash yuklar kiradi. Vaqtinchalik yuklarni uzoq muddatli va qisqa muddatliga bo'lish shartli bo'lib, ularning davomiyligi to'g'ri-sida aniq chegara mavjud emas. Shuning uchun har bir konkret holda loyihalash me'yorlariga murojaat qilish lozim.

## 200. Qor yuki uzoq muddatlimi yoki qisqa muddatli?

Hammasi geografik hududga bog‘liq. Janubiy hududlarda qor kam bo‘lganligi va uzoq muddat saqlanmaganligi uchun qor yuki qisqa muddatli hisoblanadi. O‘zbekiston Respublikasining barcha hududlarida qor yuki qisqa muddatli yuk hisoblanadi. Boshqa mamlakatlarda jumladan, Rossiya, Ukraina, Belarussiya, Qozog‘istonning shimoliy hududlari va boshqa shunga o‘xshash joylarda, qor yukining bir qismi uzoq muddatli hisoblanadi. Chunki bunday hududlarda qor 6–8 oy davomida erimay saqlanib turadi (97-rasm). Undan tashqari biz misol keltirgan hududlarda qor ko‘p yog‘adi.

## 201. Temir-beton konstruksiyalarni loyihalaganda yuk ta’sir qilishining davomiyligi qanday hisobga olinadi?

Mustahkamlikka tekshirganda betonning hisobiy qarshiligi  $R_b$  ( $R_{bt}$ ) ish sharoiti koeffitsienti  $\gamma_{b2}$  ga ko‘paytiriladi. Agar doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklar ta’sir qilsa (uzoq davom etmaydigan deb ataluvchi qisqa muddatli shamol yuki, kran yuki va transport yuklaridan tashqari) holda  $\gamma_{b2} = 0,9$ . Agar davom etmaydigan yuklar ta’sir qilsa, ularni o‘zaro qo‘shib,  $R_b$  ( $R_{bt}$ )larni esa  $\gamma_{b2} = 1,1$  ga ko‘paytiramiz. Masalan, bir qavatli karkas binolarda shamol va kranlarning yuki (ya’ni davom etmaydigan yuklar) ustunga ta’sir qiladi lekin ramaning rigellariga (balkalar, fermalar, arkalar) ta’sir qilmaydi, shuning uchun rigellarni hisoblashda  $\gamma_{b2} = 0,9$  qo‘llaniladi, ustuni esa ikki marta hisoblanadi: birinchisida to‘la yuk ( $F_{II}$ ), ta’siriga  $\gamma_{b2} = 1,1$  bilan hisoblanadi va ikkinchi marta hisoblanganda kran va shamol yuklari chiqarib tashlanganda ( $F_I$ )  $\gamma_{b2} = 0,9$  bilan hisoblanadi. Agar  $N_I < 0,82N_{II}$  bo‘lsa, u holda  $F_{II}$  yukka hisoblash bilan kifoyalansa bo‘ladi (bu yerdagi  $N$  istalgan zo‘riqish  $F_I$  va  $F_{II}$  lar ta’siriga hisoblangan eguvchi moment, ko‘ndalang yoki bo‘ylama kuch bo‘lishi mumkin).

Armaturaning siqilishga hisobiy qarshiligi  $R_{sc}$  bilan holat biroz boshqacharoq: yuk ta'sirining davomiyligi ko'p bo'lsa betonning chegaraviy siqiluvchanligi  $\sigma_{bu}$  katta, po'latning siqilishdagi kuchlanishi ham yuqori bo'ladi (33-savolga qaralsin). Shuning uchun agar hisoblashda beton uchun  $\gamma_{b2} = 0,9$  qabul qilingan bo'lsa, u holda  $R_{sc}$  ning qiymatini 400 dan 500 MPa ga oshirish mumkin (agar armaturaning klassi bunga imkon bersa). Konstruksiyani tashish va montaj qilish jarayonidagi mustahkamlikka tekshirganda, yuk (xususiy og'irlik) qisqa vaqt ta'sir qiladi va  $\gamma_{b2} = 1,1$  qabul qilinadi. Lekin  $R_{sc}$  ning qiymatini 30 MPa gacha kamaytiramiz chunki chegaraviy siqiluvchanlikning miqdori bu yerda juda kam (90-savolga qaralsin).

Yuk qancha uzoq vaqt ta'sir qilsa, betonning tobtashlash deformatsiyasi solqiligi va darzlarning ochilish eni ham shuncha katta bo'ladi. Ushbu holat maxsus koeffitsientlar yordamida hisobga olinadi. Shartli kritik kuch  $N_{cr}$  ni aniqlash uchun: siqiluvchi elementlarni hisoblashda  $\varphi_1$  koeffitsient bilan; egiluvchi elementlarning solqiligini aniqlashda  $\varphi_b$  va  $\nu$  koeffitsientlar bilan; darzlarning ochilish enini aniqlashda  $\nu$  koeffitsient bilan hisobga olinadi. Darzlarning ochilish enini aniqlashda ulardan tashqari  $\varphi_1$  koeffitsient qo'llanilib, uzoq muddatli yuklarda beton bilan armatura tishlashishi buzilishini hisobga oladi.

## **202. Yuklarning noqulay tarzda birgalikda ta'sir qilishi nima?**

Bu shunday ta'sirki, xavfli kesimlarda maksimal (modul bo'yicha) zo'riqish hosil bo'ladi. Yuklarning noqulay ta'sirini aniqlashning umumiy usuli mavjud emas, har bir alohida holat uchun individual tarzda yondashish lozim. Masalan, bir qavatli sanoat binosining ko'ndalang ramalarini statik hisobida shamol va kran yuklarining shunday yo'nalishini tanlash kerakki, ustunlarning hisobiy kesimida modul bo'yicha maksimal eguvchi moment hosil qilsin. Shunday hollar uchraydiki ta'sir qiladigan yuklarning biri konstruksiya uchun qulay bo'ladi va ke-

simdagi zo'riqishlarni kamaytiradi. Masalan, bir qismi yer ostida bo'lgan rezervuarlarda ichkaridan suyuqlikning bosimi, tashqaridan esa gruntning yonlama bosimi. Bu yerda ikkita holat noqulay hisoblanadi: 1) rezervuarda suyuqlik yo'qligida gruntning bosimi, 2) gruntning bosimi bo'lmaganda suyuqlik bosimini ta'siri. Bunday holat obyektni topshirish vaqtida ro'y berishi mumkin. Rezervuarni suyuqlik bilan to'ldirib, uni suyuqlik o'tkazmaslikka sinab ko'riladi, bunday paytda rezervuarining yon tomonlari grunt bilan to'ldirilmagan bo'ladi.

### **203. Yuklarning birgalikda ta'sir koeffitsienti nima?**

Eng noqulay yuklarning bir vaqtning o'zida ta'sir qilish ehtimoli juda kam (masalan, bir vaqtning o'zida ham shamol, ham qor va kran yuki maksimal qiymatga ega bo'lishi). Undan tashqari, bir vaqtda ta'sir qilishning davomiyligi ham ko'p emas (yuqorida ta'kidlab o'tildiki, yuk qancha davomiy bo'lsa unga konstruksiyalar yaxshi qarshilik ko'rsatadi). Mana shu ikkala holat vaqtinchalik yuklarni birgalikda ta'sir koeffitsienti  $\Psi$  ga ko'paytirish orqali ularni kamaytirish imkonini beradi (vaqtinchalik yuklarning soni ikkitadan kam bo'lmaganda): uzoq muddatli yuklar uchun  $\Psi = 0,95$ , qisqa muddatli yuklar uchun  $\Psi = 0,9$  qabul qilinadi.

Ko'p qavatli binolarning orayopmalarini hisoblashda vaqtinchalik yuklarni birgalikda ta'sirini hisoblash biroz boshqacharoq bo'ladi. Orayopma konstruksiyalarining yuk maydoni (balka yoki rigelning, 197-savolga qaralsin) ko'payganda teng taqsimlangan yukning yuk maydoni bo'ylab bir vaqtning o'zida maksimal qiymatga ega bo'lish ehtimoli kamayadi, shuning uchun ayrim hollarda (yashash xonalari, savdo maydonlari, sinf xonalari va hokazo) vaqtinchalik yuklarning birgalikda ta'siri qiymatlarini pasaytiruvchi koeffitsient  $\Psi_A$  ga ko'paytiriladi.

Undan tashqari barcha qavatlarining orayopma konstruksiyalariga bir vaqtning o'zida teng taqsimlangan yukning maksi-

mal qiymati ta'sir qilish ehtimoli ham kamayadi va uni ustun, devor va poydevorlarni hisoblashda birgalikda ta'sir koeffitsienti  $\Psi_n$  bilan hisobga olinadi.

Birgalikda ta'sir koeffitsienti  $\Psi_A$  va  $\Psi_n$  ning qiymati «Yuklar va ta'sirlar» deb nomlangan QMQ larda keltirilgan.

Yuqorida keltirilganlarning barchasi domiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklardan iborat bo'lib, asosiy ta'sirlarga tegishlidir. Maxsus ta'sirlarga esa yuqorida ko'rsatilganlardan tashqari maxsus yuklar (portlash, avariya natijasidagi va hokazo) bo'lib, uzoq muddatli yuklarning qiymati  $\Psi = 0,95$  ga, qisqa muddatlilarniki esa  $\Psi = 0,8$  ga ko'paytiriladi.

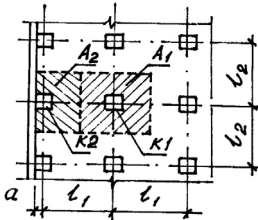
Shunday qilib, birgalikda ta'sir koeffitsienti shunday koeffitsienti ularning yordamida barcha noqulay yuk va ta'sirlarning davomiy emaslik omili hamda konstruksiyaning mustahkamlik, darzbardoshlik va deformatsiyalanuvchanligiga ijobiy ta'sir qiluvchi omili hisobga olinadi.

#### **204. Bino yoki inshootning turiga ko'ra ishonchlilik koeffitsienti nima?**

Yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsienti  $\gamma_f$  mohiyati jihatdan zaxira koeffitsienti hisoblanadi (190-savolga qaralsin). Qurilish obyektlarining mas'ullik darajasiga qarab uni pasaytirish mumkin. Shu maqsadda bino va inshootlar xalq xo'jaligidagi yoki sotsial ahamiyatiga qarab 3 ta klassga bo'linadi. Uchinchi klassga mansub bino va inshootlarga mas'ullik darajasi kam, ularga yuk ortib ketish ehtimoli ham juda kam bo'lgan bino va inshootlar kiradi (bir qavatli turar joy binolari, omborlar, issiqxonalar, vaqtinchalik binolar va hokazo). Ularga ta'sir qiladigan yuklarni  $\gamma_n = 0,9$  ga ko'paytiriladi. Mas'ullik darajasi ikkinchi klassga mansub bo'lgan bino va inshootlarning yuklari  $\gamma_n = 0,95$  ga ko'paytiriladi. Mas'ullik darajasi birinchi klassga mansub bo'lgan bino va inshootlarning (issiqlik elektr stansiyalari va atom elektr stansiyalarining asosiy korpuslari, zararli

kimyoviy moddalar saqlanadigan sig‘imlar, yopiq sport inshootlari, televizion minoralar va hokazo) hisobiy yuklari kamaytirilmaydi, ya‘ni  $\gamma_n = 1,0$  qabul qilinadi.

### 205. Yuk maydoni nima?

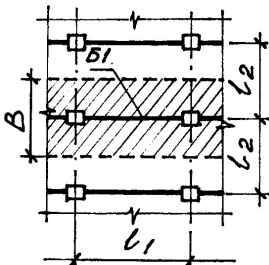


98-rasm.

Ushbu maydon A bilan konstruksiyaga teng taqsimlangan yuk  $q$  uzatiladi. Birgalikda ta‘sir koeffitsienti  $\Psi_A$  ni aniqlashda ham yuk maydonidan foydalaniladi (203-savolga qaralsin), undan tashqari ustunga  $N$  to‘plangan bo‘ylama kuchning yukini hisoblash uchun ham zarurdir. Masalan, o‘rta qatordagi K-1 ustunga (98-rasm, yuqoridan ko‘rinishi) zo‘riqish:  $N = qA_1$  (bu yerda,  $q$  – orayopma qabul qiladigan yuk).

$A_1 = l_1 \times l_2$  – ustunning yuk maydoni,  $l_1$  va  $l_2$  – ustunning bo‘ylama va ko‘ndalang qadamlari), chetki qatordagi K-2 ustunga esa  $N = qA_2$ , bu yerda  $A_2 = (0,5l_1 + a)l_2$ . Agar ustunning qadamlari bir xil bo‘lmasa yuk maydonining chegarasi o‘rtadagi ustunlar orasidagi masofa yordamida aniqlanadi.

Bunday usul loyihalash amaliyotida keng qo‘llanilishiga qaramasdan doim aniq natija bera olmaydi. Masalan, agar ustunlarga ko‘p oraliqli uzluksiz rigellar orqali yuk uzatilsa, ularning tayanch reaksiyalari yuqorida keltirilgan  $N$  kuchdan farq qiladi, ayniqsa chetki qator ustunlarida sezilarli bo‘ladi.



99-rasm.

### 206. Yuk yo‘lagi nima?

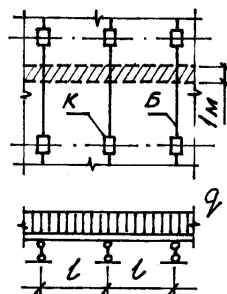
Bu shunday yo‘lakki, konstruksiyaga yuza bo‘ylab  $q$  yuk uzatiladi, pogonli yuk teng taqsimlangan yuk  $q_1$  ko‘rinishida uzatiladi. Masalan,  $B_1$  balkaga (99-rasm, yuqoridan ko‘rinish) pogonli



yuk quyidagicha aniqlanadi  $q_1 = q_B$ , bu yerda  $B=l_1$  – yuk maydonining eni bo‘lib, balkaning qadamiga teng. Agar balkaning qadami bir xil bo‘lmasa  $B$  yo‘lakning chegarasi aralash balkalargacha bo‘lgan masofaning o‘rtasida bo‘ladi.

### 207. Qachon yuk yo‘lagi enini birga teng deb olinadi?

Bunday holat kesim balandligi o‘zgar-mas, eni esa katta bo‘lgan plitalarda qabul qilinadi. Birga teng deb qabul qilinishi hisoblashni osonlashtiradi. Masalan, to‘sin-simon orayopmaning plitalarida shartli ravishda 1 m li yo‘lak qirqib olinadi va unga teng taqsimlangan yuk ta’sir qiladi (100-rasm). U holda plitani pogonli yuk  $q_1$  (kN/m) ta’sir qiladigan eni 1 m bo‘lgan to‘sin deb qaraladi. Ushbu yuk yuza bo‘yicha teng taqsimlangan yuk  $q$  ( $B$  kN/m<sup>2</sup>) ga teng.



100-rasm.

## **8. BINO VA INSHOOTLARNING TEMIR-BETON KONSTRUKSIYALARI**

### **208. Bino va inshootlarning temir-beton konstruksiyalarini ekspluatatsiya qilishda qanday nuqsonlar ko'p uchraydi?**

Temir-beton konstruksiyalarning asosiy nuqsonlariga quyidagilar kiradi:

- turli sabablarga ko'ra loyihadagiga nisbatan beton mustahkamligining kam bo'lishi;
- ishchi armaturaning yuzasi va klassi loyihaga mos kelmasligi;
- armatura joylashishining loyihadagidan farqlanishi;
- betonlanadigan choklarning sifatsiz o'rnatilishi;
- beton strukturasi buzilishi.

### **209. Temir-beton konstruksiyali binolarning xizmat muddati qancha?**

Agar hech qanday agressiv muhitlar, texnogen falokatlar, bironi ekspluatatsiya qilishda xatoliklar bo'lmasa binolarning xizmat muddati 125 yildan 175 yilgacha. Agar uni noto'g'ri ekspluatatsiya qilinsa qisqa muddatlarda ham ishdan chiqishi mumkin.

### **210. Temir-beton ishlab chiqarish korxonalarida temir-betonga issiqlik bilan ishlov berish uning mustahkamligiga ijobiy ta'sir qiladimi?**

Temir-beton buyumlari ishlab chiqarish korxonalarida bug' yordamida (yoki boshqa issiqlik manbai yordamida) temir-betonga issiqlik bilan ishlov berish uning qotishini tezlashtirish uchun amalga oshiriladi. Betonning mustahkamligiga ijobiy emas, hatto salbiy ta'sir qiladi.

### **211. Temir-beton konstruksiyalarda betonning himoya qatlami o'zgarishi salbiy oqibatlarga olib kelishi mumkinmi?**

Albatta mumkin. Tadqiqotlarda aniqlanishicha, egiluvchi (egiluvchi elementlarga plitalar va balkalar kiradi) va katta eksksen-

trisetli nomarkaziy siqiluvchi (ustunlar) elementlarda betonning himoya qatlami loyihadagidan ko'ra ortib ketsa, ichki juft kuch yelkasi kamayganligi sababli, normal kesimlarning mustahkamligi pasayadi. Himoya qatlami kamayib ketganda esa mustahkamlik ortadi, lekin kirishish deformatsiyasi natijasidagi darzlarining hosil bo'lishiga olib kelib, suv-bug' aralashmasi yoki agressiv gazlar armaturaning sirtiga ta'sir qiladi va korroziyaga uchratadi. Undan tashqari, himoya qatlamining kamayishi olovbardoshlikning ham kamayishiga sabab bo'ladi. Egilishga ishlaydigan konstruksiyalarda armaturaning bir tomonga surilishi natijasida egiluvchi zo'riqlashlarga burovchi zo'riqlash ham qo'shiladi. Monolit uysozlikda konstruksiyaning alohida uchastkalarida armaturaning ochilib qolish hollari uchraydi. Siqilishda himoya qatlamining o'zgarishi bo'ylama kuchlar uchun qo'shimcha eksentrisitet hosil qiladi (geometrik o'qning surilishi tufayli) va ustunning mustahkamligi kamayishiga olib keladi. Ushbu nuqsonlarning ta'siri katta eksentrisitetli siqiluvchi elementlarda yanada ortadi.

### **212. Temir-beton elementlardagi choklarni betonlashda tanaffus bo'lishi salbiy oqibatlarga olib keladimi?**

Tadqiqot natijalariga ko'ra, ishchi choklar anomal zona bo'lib, betonning sifati uning atrofidagi konstruksiyalarga nisbatan pastroq bo'ladi. Betonlashdagi tanaffus, ishchi chok mustahkamligini 30–50% kamayishiga olib kelishi mumkin. Choklar mustahkamligining kamayishi dastlabki 5–6 soat mobaynidayoq kuzatiladi. Tanaffus 5–7 sutka bo'lganda dastlabki 5–6 soatlik tanaffusga nisbatan ham beton mustahkamligining kamayishi keskin o'zgarmaydi.

### **213. Ishchi choklarni sifatsiz beton bilan to'ldirilishi qanday oqibatlarga olib keladi?**

Orayopma plitasi va bikrlilik diagfragmalari orasidagi choklarda eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar ta'sirida

bikrlik sezilarli darajada kamayadi. Kesimning birikishi bikr emas sharnirliga yaqin bo‘lib qoladi. Bu esa karkasning ishlashi qavatlararo orayopma konstruksiyalari hamda ekspertiza tomonidan tasdiqlangan binoni ishlash modeliga nisbatan o‘zgaradi. Karkasning ishida loyihada ko‘zda tutilmagan butunlay boshqacha ishlash sxemasi paydo bo‘ladi. Elementlardagi solqiliklar ortadi. Qavatlararo orayopmalarning ham ishlash sxemasi o‘zgaradi: tayanch kesimidagi momentlar oraliq momentlariga taqsimlanadi.

#### **214. Ustunlarning vertikallikdan og‘ishi qanday oqibatlariga olib kelishi mumkin?**

Bunday hollarda bo‘ylama kuchlar ta‘sir qilishi, qo‘shimcha eksentrisitet hosil qiladi va qiyshiq nomarkaziy siqilish hosil qiladi hamda karkasning yuk ko‘tarish qobiliyatini pasaytiradi.

Ustunlarni vertikallikdan og‘ishining yuk ko‘tarish qobiliyatiga ta‘sirini aniqlashda ushbu ustunlarning o‘zini alohida ko‘rib chiqish mumkin emas. Temperaturaviy blok doirasida karkasning fazoviy ishini hisobga olish kerak. Bino karkasining fazoviy ishini ta‘minlashda orayopma disklarning monolitligi va ularning ustunlar bilan bog‘lanishi muhim rol o‘ynaydi. Agar ustun bitta qavat doirasida vertikallikdan  $\Delta l$  qiymatga og‘ishga ega bo‘lsa, u holda ustunning yuqori qismiga ta‘sir qilgan  $F$  kuch ikkita ta‘sir etuvchiga ajratiladi: og‘ma, ustunning bo‘ylama o‘qi bo‘ylab ta‘sir qiladigan,  $F_1 = F/\cos\theta$  (bu yerda  $\theta$  vertikalga nisbatan ustunning og‘ish burchagi) va gorizontal,  $F_h = Ftg\theta$ . Burchak  $\theta$  kichkina bo‘lganligi uchun  $F_1 = F$  deb qabul qilish mumkin hamda hisoblarda faqat qo‘shimcha gorizontal zo‘riqish  $F_h$  ni hisobga olinadi. Shunday qilib, vertikallikdan og‘ishgan ustunli ramalarni hisoblashda oddiyroq ekvivalent rama tanlash mumkin, bunday ramaning ustunlari vertikal bo‘lib, ularga qo‘shimcha gorizontal kuchlar ta‘sir qila-

di deb hisoblanadi:  $F_n = F\Delta l / H$  (bu yerda  $H$  – qavatlar balandligi). Karkas tekis ramalarining biriga gorizontal kuchlar ta'sir qilishi temperaturaviy blok doirasida fazoviy karkasning siljishiga olib keladi.

### **215. Agar qobirg'ali tomyopma plitalari orasidagi choklar qorishma bilan sifatsiz to'ldirilsa nima bo'ladi?**

Ushbu choklarda darzlar hosil bo'lib, ularning orasidan isiq havo, isitgichga (uteplitel) yetib boradi va sement qorishmasi ostida kondensatsiyalanib, sement qorishmasi doim namlanib turishi natijasida issiqlikdan muhofaza qilish xususiyatini yo'qotadi. Tomyopma plitasidagi beton esa yemirilishga boshlaydi. Ta'kidlash kerakki, tomyopma plitalari plitaning chetki qismlarining qorishma bilan yaxshi tishlashishi tomyopma hosil qilgan diskning bikrligini oshirishga xizmat qiladi.

### **216. Ko'p qavatli binolarda ustunlar orasidagi choklar yaxshi payvandlanmasa nima bo'ladi?**

Ustunlardagi armatura chiqiqlarini sifatli payvandlash hamda chokni beton bilan to'ldirish ularning orasida birk birikma hosil bo'lishiga olib keladi. Sifatsiz payvandlansa yuqoridagi ustundagi armaturaning pastki ustundagi armaturaga zo'riqishlarni uzatishi qiyinlashadi. U holda birk chok eguvchi momentlarni qabul qilishga yaroqsiz sharnirli chokka aylanib qoladi. Bu, ayniqsa, karkasli binolar uchun xavflidir.

### **217. Temir-beton konstruksiyalarda beton mustahkamligining kamayishi uning yuk ko'tarish qobiliyatiga qanday ta'sir qiladi?**

Agar orayopma plitalarda betonning mustahkamligi 2 barobar kamaysa, uning yuk ko'tarish qobiliyati 10–12% ga kamayadi. Demak, konstruksiyalarning yuk ko'tarish qobiliyatini ta'minlashda armatura katta rol o'ynaydi.

## **218. Yig‘ma temir-beton konstruksiyalarni tashish va tahlashda xatoga yo‘l qo‘yilsa nima bo‘ladi?**

Temir-beton konstruksiyalarni tashish va tahlashda xatoga yo‘l qo‘yilsa, konstruksiyaning xususiy og‘irligi natijasida shunday zo‘riqishlar yuzaga keladiki, oldindan hisoblanmagan bo‘ladi. Masalan, plitalar va balkalarni taxlaganda qo‘yilgan taglik uning chetki qismidan uzoq bo‘lsa, normal kesimlarda katta qiymatga ega bo‘lgan manfiy ishorali eguvchi moment hosil qiladi, natijada elementning kam armaturalangan yuqori qismi cho‘zilishga ishlab nafaqat darzlar hosil bo‘lishi, element jiddiy shikastlanishi mumkin. Ayniqsa, oldindan zo‘riqtirilgan temir-beton konstruksiyalarda bunday xato yanada jiddiyroq oqibatga olib kelishi mumkin, chunki bunday konstruksiyalarda armatura tortilgandagi zo‘riqish ham mavjud.

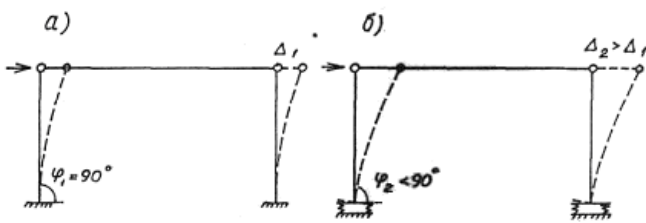
## **219. Karkasli binolarning fazoviy bikrligi qanday ta‘minlanadi?**

Fazoviy bikrlilik uchta tekislikda: gorizontalar va ikkita vertikal tekisliklarda geometrik o‘zgarmaslikdir. Karkasli binolarda fazoviy bikrlilikni ko‘ndalang ramalar ta‘minlaydi. Ustun va rigellar ko‘ndalang rama hosil qiladi. Bir qavatli binolarda vertikal bikrlilik ustunlari poydevorga biki mahkamlangan tekis ramalar tomonidan ta‘minlanadi. Gorizontalar bikrlilik esa tomyopmalardan hosil qilingan biki disk yordamida ta‘minlanadi.

## **220. Agar yig‘ma ustun bilan stakansimon poydevor orasidagi bo‘shliq beton bilan sifatsiz to‘ldirilsa nima bo‘ladi?**

Karkas binolarning aksariyat qismida ustunlarni poydevorlarga biki biriktirish ko‘zda tutilgan bo‘ladi (101-rasm). Buni amalga oshirish uchun ustun bilan poydevorning birikish joyini monolit beton bilan yaxshilab betonlash kerak. Monolit betonning klassi poydevorga qo‘llanilgan betonning klassidan kam bo‘lmasligi kerak. Qurilish amaliyotida esa ustunlarni vaqtinchalik mahkamlagandan keyin bir necha kundan keyin

ustun bilan poydevor choki betonlanadi. Bu vaqtda mazkur chokka har xil narsa tushib, uni ifloslantiradi. Keyin esa uning ustidan beton bilan shunchaki «suvab» qo‘yiladi. Bunday birikma endi bikr emas, bikr bilan sharnirli birikmani oralig‘ida bo‘ladi. 101-b rasmda uning shartli sxemasi keltirilgan. Bu esa karkasning ishida loyihadagiga nisbatan keskin o‘zgarishlarga olib keladi: gorizontall ko‘chishlarning va ustundagi zo‘riqishlarning keskin ortishi va natijada ularning ustuvorligi kamayishi, hatto binoning buzilishigacha olib kelishi mumkin. Ushbu nuqson devorlarda va ustunlarda darzlar hosil bo‘lishiga devor-bop panellar bilan ustunlarning choklari buzilishiga olib kelishi mumkin. Shuning uchun bunday nuqsonlarga yo‘l qo‘ymaslik muhimdir.



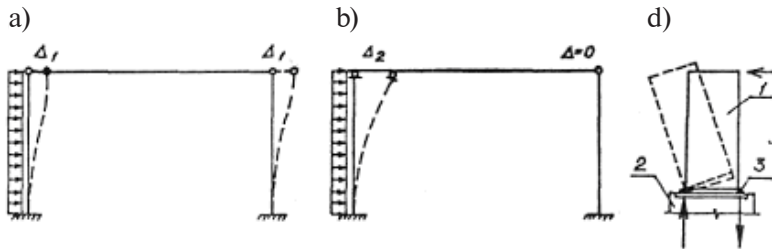
101-rasm.

## 221. Agar stropil balka yoki fermaning qistirma detallari ustunning qistirma detallariga sifatsiz payvandlansa nima sodir bo‘ladi?

Payvand choklari balka yoki fermani ustun bilan shunchaki birlashtirish uchun emas, mazkur choklarda uzilish va yorilishga qarshilik qiladigan katta zo‘riqishlarni qabul qilish uchun muhimdir. Choklar sharnirli-stropil konstruksiyalarning (rigelni ustunga) sharnirli-qo‘zg‘almas tiralishini ta‘minlaydi, shu tufayli gorizontall yuklar (shamol va kran yuklari) bitta ustundan boshqasiga uzatilib, proporsional taqsimlanish yuzaga keladi. (102-a rasm). Agar payvandlanish sifatsiz bo‘lsa, choklar buzilib, tayanch sharnirli qo‘zg‘aluvchan bo‘ladi hamda barcha

gorizontal yukni bitta ustun qabul qiladi bu esa bunday yukka hisoblanmagan (102-b rasm). Boshqa nuqsonlar bilan birgalikda ushbu nuqson ortiqcha yuklangan ustunning buzilishiga yoki kamida unda katta o'lchamdagi ko'ndalang darzlar hosil bo'lishiga, kran yo'llarining doimiy ishdan chiqishiga, devorlarda darzlar hosil bo'lishiga olib kelishi mumkin. Bunday nuqsonlar ko'p qavatli karkas binolarning rigellariga ham tegishlidir.

Undan tashqari stropil konstruksiyalarning yon tomonlarida vertikal bog'lamlar ko'zda tutilmagan bo'lsa, payvand choklari bo'ylama yo'nalishdagi gorizontal zo'riqishlar natijasidagi ag'darilishdan saqlaydi. Shuning uchun payvand choklari sifatli bo'lishi shart (102-v rasm balkaning yon tomondan ko'rinishi).



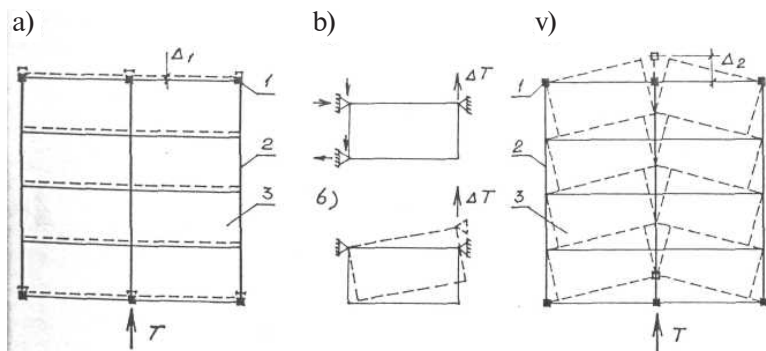
102-rasm. 1 – balka, 2 – kolonna, 3 – payvandlangan choklar.

## 222. Agar qobirg'ali tomyopma (orayopma) plitalarini montaj qilishda uchta emas ikkita tayanch qistirma detallarni payvanlandsa nima bo'ladi?

Har bir plitani uchta joyidan payvandlansa geometrik jihatdan o'zgarmaydigan figura – uchburchak hosil bo'ladi, ularning yig'indisi esa tomyopmaning (orayopmaning) birkir diskini hosil qiladi. Ushbu disk ustunlar bilan birgalikda ishlab gorizontal ta'sir qiluvchi kuch  $T$  ga qarshilik ko'rsatadi (103-a rasm, rejadagi ko'rinishi). Har bir plitaning gorizontal tekislikdagi ishi  $T$  kuchning bir qismini qabul qilayotgan konsolni es-



latadi (103-b rasm). Agar faqat ikkita qistirma detalni payvand-lansa, har bir plita gorizont tekislikda erkin burilishi mumkin (103-v rasm). U holda bikr disk hosil bo'lmay T kuch bitta te-kis ramaning ustunlari tomonidan qabul qilinadi (103-g rasm). Natijada ushbu ustunlardagi zo'riqish hisoblangandagiga qara-ganda keskin o'sadi (agar hisoblashlarda karkasning fazoviy ishi hisobga olingan bo'lsa) hamda katta o'lchamdagi darzlar hosil bo'lishigagina emas, ustunning buzilishiga olib kelishi mum-kin. Agar bu holat ro'y bermasa ham bikr diskning yo'qligi ustunlarning erta eskirishiga, tom to'shamaning buzilishiga, ko'p qavatli binolarda esa pollarning buzilishiga olib keladi.



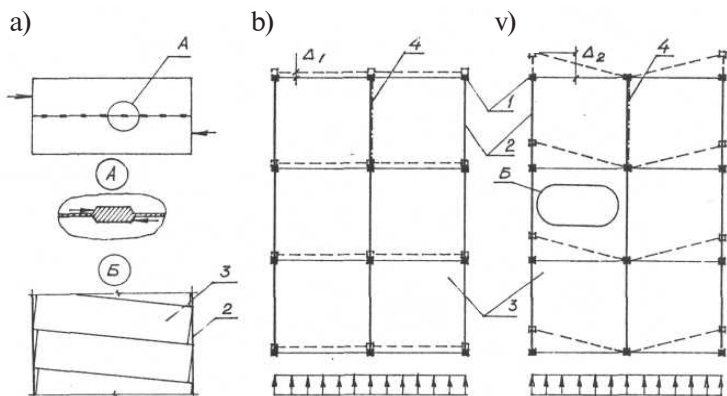
103-rasm. 1 – kolonna, 2 – rigel, 3 – plita.

### 223. Agar bo'shliqli orayopma plitalari orasidagi choklar qorishma bilan sifatsiz to'ldirilsa nima bo'ladi?

Bo'shliqli plitaning yon tomonlarida doirasimon chuqurchalar mavjud. Choklarni qorishma bilan to'ldirilganda ushbu chuqurchalar shponkalar hosil qilib, plitalarni nafaqat vertikal, hatto gorizont tekislikda siljishiga ham to'sqinlik qiladi (104-a rasm, rejadagi ko'rinish). Shponkalar tufayli orayopma gorizont bikr disk, ya'ni uzluksiz monolit plita kabi ishlaydi. Masalan, bog'lama karkaslarda shamol yuki bikr disk orqali ustunlardan vertikal bog'lamalarga yoki bikrlik diafrag-

malariga uzatiladi (104-b rasm). Bu esa ustunning gorizontaal siljishlari  $\Delta_1$  ni keskin kamaytirish va ularni gorizontaal yuklardan, demakki, katta qiymatdagi eguvchi momentlardan xalos qiladi.

Afsuski, plitalar orasini sifatsiz to'ldirish qurilishda ko'p uchraydi: plitalar orasidagi choklar qorishma bilan chuqurli-gi bo'yicha emas, uning yuqori qismi to'ldiriladi, aniqrog'i ustki qismi «suvab qo'yiladi». Bunday hollarda shponkalar hosil bo'lmaydi, plitalarning siljishiga hech qanday to'siq yo'q (ishqalanish kuchidan tashqari), bikr disk esa hosil bo'lmaydi (104-v rasm). Natijada ramalarning vertikal bog'lamasi (bikrlik diafragmasi) ustunlarida yo'l qo'yib bo'lmaydigan deformatsiyalar (gorizontaal siljishlar  $\Delta_2$ ) va zo'riqishlar hosil bo'lib, avariya-ga olib kelishi mumkin.



104-rasm. 1 – kolonna, 2 – rigel, 3 – plita, 4 – vertikal bog'lama yoki diafragma.

## 224. Karkasli binolarda ustunlar orasidagi plitalarning sifatsiz biriktirilishi nimalarga olib kelishi mumkin?

Orayopmadagi bo'shliqli plitalar faqat bikr disk elementlari emas, balki rigellar orasidagi hovon vazifasini bajaradi. Hovonlar gorizontaal tekislikda faqat siqiluvchi zo'riqishlarni qa-

bul qiladi (rigel va plitaning chetki qismlari orasidagi choklarni sifatli to'ldirilganda). Shuning uchun ustunlar orasida maxsus plitalar o'rnatiladi (ba'zan ularni bog'lamalar deb ataladi). Rigellarni tayanch qismi bilan payvand birikma hosil qilganligi tufayli ular hovon sifatida ishonchli ishlashi mumkin. Ularning vazifasi faqat vertikal yuklarni qabul qilish va orayopmaning biki disk hosil qilishida ishtirok etishgina emas, balki ustunning hisobiy uzunligini bir qavat doirasida chegaralashdir. Bundan kelib chiqadiki, agar birikma sifatsiz bo'lsa (zaif payvand choklar, egilib ketgan biriktirish sterjenlari va hokazo) plitalar so'nggi vazifasini bajara olmaydi, natijada ustunning egiluvchanligi keskin ortib, ularning yuk ko'tarish qobiliyati kamayadi.

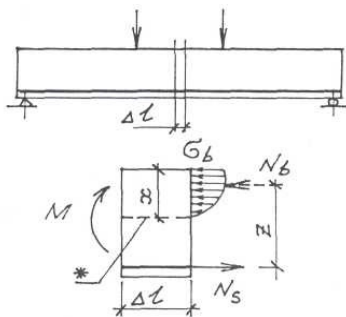
### **225. Yirik panelli binolarning fazoviy bikrligi qanday ta'minlanadi?**

Bo'ylama va ko'ndalang devorlarning bikrligi va orayopmaning biki diski yordamida ta'minlanadi. Lekin devorbop panellarning bikrligining o'zi yetarli emas, ularning o'zaro birikuvi ishonchli bo'lishi ham kerak.

Agar montaj ishlari sifatli va talab darajasida bajarilsa, yirik panelli binolarning fazoviy bikrligi juda yuqori. Bu xulosaga kelishda uzoq muddatli tajribagina emas, balki favqulodda holatlar sodir bo'lganda – zilzila, gazning portlashi va shunga o'xshash holatlardagi binoning chidamliligi imkon beradi.

### **226. Plita va balka kesimi balandligining kamayishi ularning mustahkamligiga qanday ta'sir qiladi?**

Normal kesimlarning mustahkamligi armaturada cho'ziluvchi ( $N_s$ ) va betonda siqiluvchi ( $N_b$ ) ichki juft kuchlardan hosil bo'lgan moment bilan aniqlanadi. Momentning qiymati, kuchlarning qiymatiga hamda ularning yelkasi ( $z$ )ga bog'liq



105-rasm.

(105-rasm). Yelka qancha kichik bo'lsa, ichki moment shuncha kichik va kesimning mustahkamligi ham kam bo'ladi. Demak, balandlikning kamayishi yelkaning hamda mustahkamlikning kamayishiga olib keladi. Yelka kesim balandligiga qaraganda tezroq kamayadi.

Masalan, qalinligi 120 mm bo'lgan plitalarda uning qalinligi 10 mm ga kamaysa, uning yuk ko'tarish qobiliyati 10% va undan ortiq miqdorga kamayadi.

Ikkinchi tomondan ularning kesim balandligi ortsa, ularning yuk ko'tarish qobiliyatini oshirsada, konstruksiyaning xususiy og'irligi ortadi va natijada ustun, devor va poydevorlarga qo'shimcha yuk paydo bo'ladi. Qurilish amaliyotida tomyopma va orayopma plitalarining xususiy og'irligi ortib ketishi binolarning avariya holatiga sabab bo'lgan.

## 227. Beton mustahkamligining o'zgarishi balka va plitalarning mustahkamligiga qanday ta'sir qiladi?

Hammasi bo'ylama armaturalash darajasiga bog'liq bo'lib, u siqiluvchi zona balandligi  $x$  bilan xarakterlanadi (105-rasm). Konstruksiya zaif armaturalanganda, ya'ni  $x$  chegaraviy qiymatdan kam bo'lganda (uning qiymati loyihalash me'yorlaridan aniqlanadi), beton mustahkamligi o'zgarishining ta'siri katta emas. Betonning klassi ikki barobar oshirilsa, egilishdagi normal kesimlarning mustahkamligi ortishi 25% dan ko'p bo'lmaydi (masalan, bo'shliqli va qobirg'ali plitalarning mustahkamligi atigi 10% ga ortadi).

Konstruksiya hisoblab, me'yorida armaturalansa, (siqiluvchi zona balandligi chegaraviy qiymatiga teng bo'lsa), beton

mustahkamligining ta'siri kattaroq: betonning klassi ikki barobar oshirilganda konstruksiyaning mustahkamligi 25–30% ga ortadi.

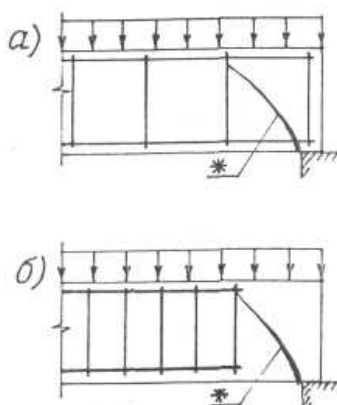
Konstruksiya «kuchli armaturalanganda» betonning mustahkamligi katta ta'sir qiladi (siqiluvchi zona balandligi chegaraviy qiymatidan ortib ketganda). Loyihalash me'yorlari bunday tavsiya bermasada, ushbu qoidalarga rioya qilishga har doim ham muvaffaq bo'linavermaydi. Bunday konstruksiyalar (balkalar) 1980-yilgacha qurilgan bino va inshootlarda uchraydi.

Bundan kelib chiqadiki zaif va normal armaturalangan monolit orayopmalarda yuqori mustahkamlikdagi betonlarni qo'llash katta foyda keltirmaydi (ularga B15...B20 klassdagi betonlar yetarlidir). Bundan betonning mustahkamligini loyihadagidan kamaytirish mumkin degan xulosa kelib chiqmaydi. Chunki bunday kamaytirish bikrlilik va darzbardoshlikni keskin kamayishiga olib keladi. Ayniqsa, oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalar uchun xavflidir.

### **228. Bo'ylama ishchi armatura holatining o'zgarishi plita va balkalarning mustahkamligiga qanday ta'sir qiladi?**

Agar bo'ylama cho'ziluvchi armaturani neytral o'qqa yaqinlashtirib siljitilsa, ya'ni betonning himoya qatlami oshirilsa, ichki juft kuchlar yelkasi kamayadi, shu bilan birgalikda normal kesimlar mustahkamligi kamayadi. Betonning himoya qatlami kamaytirilsa, mustahkamlik ortadi. Lekin himoya qatlami kamayishi boshqa salbiy oqibatlariga olib keladi. U beton sirtida kirishishi natijasidagi darzlar hosil bo'lishiga olib kelib, bug'-havo aralashmasi yoki agressiv gazlar armaturaga yetib borib, korroziyaga uchratishi mumkin. Undan tashqari beton himoya qatlamining kamayishi olovbardoshlikni ham kamaytiradi. Shuning uchun armaturani qat'iy loyiha bo'yicha o'rnatish lozim.

## 229. Plita va balkalar tayanch uchastkalarining mustahkamligi nima sababdan kamayadi?



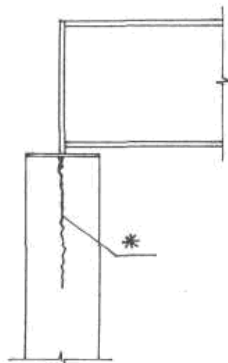
106-rasm. \* darzlar.

Eng asosiy sabab koʻndalang armaturalashning notoʻgʻriligidan kelib chiqadi. Masalan, koʻndalang armaturalarning (xomutlarning) qadami katta boʻlsa, qiya darzlar koʻndalang armaturalar orasidan oʻtib, mazkur armaturalar ishlamay qoladi (106-a rasm). Bunday hollar loyihada koʻrsatilgan katta diametrlisi bilan almashtirilib, ularning qadami kattalashtirilganda roʻy beradi. Tayanchdagi birinchi xomutni olib tashlansa ham shunday holatga olib keladi (106-b rasm). Xomutlarni boʻylama armatura-ga sifatsiz payvandlansa ankerlash yomonlashib, uning betondan boʻrtib chiqishi roʻy beradi. Oldindan zoʻriqtirilgan konstruksiyalarda asosiy sabablardan biri oldindan siquvchi kuchning kamayishi va betonning uzatish mustahkamligining pasayishidir.

### 230. Ustunlar kallagining yorilishiga nimalar sabab boʻladi?

Buning sababi kichik yuzadan yukni uzatishda mahalliy siqilish natijasida betondagi kuchlanishning ortib ketishidir (107-rasm). Betonning mahalliy siqilishga qarshiligini oshirish

uchun ustunning kallagida bilvosita armaturalash to'rlarini o'rnatish, zo'riqishni kamaytirish uchun esa oddiy qistirma detallar o'rniga, qalin po'lat listlarni ankerlari bilan birga o'rnatishdir. Har qanday holatda ham konstruktiv yechim hisob bilan tekshirib ko'rilishi kerak.



107-rasm.

### **231. Yirik panelli binolar choklarining yuk ko'tarish qobiliyatiga montajdagi nuqsonlar qanday ta'sir qiladi?**

Qorishma markasi 100 dan 50 ga kamaysa, platformali choklarning mustahkamligi 10% ga, hatto 25–30% ga kamayadi. Orayopma plitaning tiralish uzunligi 70 mm dan 50 mm ga kamaysa, choklarning mustahkamligi 25–30% ga kamayadi. Chokdagi qorishmaning qalinligi 20 mm o'rniga 50 mm bo'lsa, uning mustahkamligi 20% ga kamayadi. Yuqoridagi devorning yuki 35 mm eksentrisitet hosil qilib pastki devorga ortiq uzatilsa, mustahkamlik 30% dan ortiq kamayadi. Shunga o'xshash nuqsonlar devorning notekis deformatsiyalanishiga, panellarda, choklarda darzlar hosil bo'lishiga olib keladi va bir necha nuqsonning birgalikda ta'sir qilishi panelli binolarning buzilishiga olib kelishi mumkin.

### **232. Balka va plitalarning normal kesimlarida yuk ortib ketganligining belgilari nimalardan iborat?**

Yuk ortib ketishining asosiy belgilari oraliqning o'rtalarida normal (ko'ndalang) darzlar hosil bo'lishi va solqiliklaridir. Lekin darzlar hosil bo'lishi har doim ham yuk ortib ketishining belgilari bo'la olmaydi, chunki normal kesimlarni mustahkamlikka hisoblaganda cho'ziluvchi zonadagi beton hisobga olinmaydi, ya'ni darzlar hosil bo'ladi deb hisoblanadi. Aksariyat hollarda yuk

ortib ketishining belgisi darzlar hosil bo'lishi emas, balki uning ochilish enining me'yordan ortib ketishi bilan belgilanadi. Solqilik ham me'yoridan ortib ketsa yuk ortib ketganligining belgilaridan hisoblanadi. Yuk ortib ketishi degan ibora faqat ortiqcha yuklanganidan emas, turli sabablarga ko'ra konstruksiyaning yuk ko'tarish qobiliyati kam bo'lganligidan ham ro'y berishi mumkin.

### **233. Egiluvchi temir-beton konstruksiyalarda darzlarning ochilish enining xavfli qiymati qancha hisoblanadi?**

Loyihalash me'yorlarida oddiy sharoitlarda ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun darzlar ochilish enining maksimal qiymati 0,3 mm qabul qilingan. Ayrim qo'llanmalarda ushbu qiymatni chegaraviy qiymat deb hisoblab, undan oshganda konstruksiyada avariya holati boshlanadi deb hisoblanadi. Bunday yondashish quyidagi sabablarga ko'ra butunlay noto'g'ri. Birinchidan ko'rsatilgan darzlarning ochilish eni faqat A-IV klassdan katta bo'lmagan armaturalar uchun o'rindi. Yuqori klassdagi armaturalar uchun ushbu miqdor 0,2, hatto 0,1 mm ni tashkil qilishi mumkin. Ikkinchidan egiluvchi konstruksiyalar normal, zaif va kuchli armaturalangan bo'lishi mumkin. Kuchli armaturalangan kesimlarda betonning siqiluvchi zonasi bo'ylama ishchi armaturaning kichik zo'riqishlarida ham (cho'ziluvchi zonada darzlarning ochilish eni kichik bo'lsa ham) buzilib ketishi mumkin. Shuning uchun 0,1 mm li darz ham konstruksiyaning xavfli holatining belgisi bo'lishi mumkin. Uchinchidan, hisoblashlarda ko'pincha darzlarning ochilish eni ruxsat berilganidan kichik qiymatga ega bo'ladi, ba'zi hollarda darzlar umuman hosil bo'lmaydi. Bunday hollarda kichik o'lchamdagi darzlar hosil bo'lishi ham xavfli bo'lishi mumkin.

### **234. Solqilikning qanday miqdorini xavfli deb hisoblash kerak?**

Bu yerda aniq shablon mavjud emas. Uncha katta bo'lmagan solqiliklar kuchli armaturalangan kesimlarda bo'lsa bun-



day konstruksiyalarda yuk ortib ketganligini bildiradi. Undan tashqari oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda ham shunday hol bo'lishi mumkin chunki ularda zo'riqtirish paytida botiqlik hosil bo'lgan. Lekin shunga qaramay umumiy qoidalar mavjud: konstruksiyaning bikrligi qancha katta bo'lsa (kesim balandligining oraliqqa nisbati) unda solqilik shuncha kam bo'ladi. Bundan kelib chiqadiki, solqilikning kichik qiymati ham konstruksiya uchun zavfli bo'lishi mumkin.

Ba'zi hollarda katta solqiliklar ham konstruksiya uchun xavf tug'dirmaydi. Bunday hollar monolit konstruksiyalarda opalubkaning bikrligi kam bo'lganligi sababli, yangi quyilgan betonning og'irligidan osilib qolganda kuzatiladi.

### **235. Temir-beton fermalarda yuk ortib ketishining qanday belgilari mavjud?**

Fermalarda yuk ortib ketishi uning ostki kamarida sezilarli darajada darzlarning ochilishi, uncha katta bo'lmagan (lekin seziladigan) darajada ostki kamarning osilishi ularning belgilaridandir.

Tayanch tugunlarida yuk ortib ketishi balka va plitalarnikiga o'xshash bo'ladi (oldingi savolning javobiga qarang).

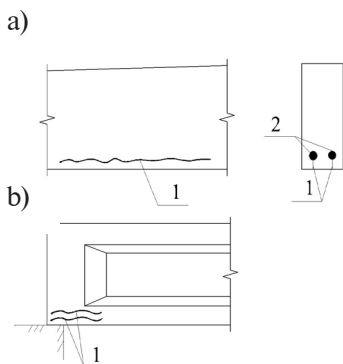
Ustki kamardagi va siqiluvchi hovonlardagi betonning ishqorlanishi va ko'chib ketishi odatda konstruksiyaning avariya holatidaligini bildiradi. Fermalarni tekshirganda oraliq tugunlariga e'tibor berish kerak (ayniqsa hovonsiz fermalar va parallel belbog'li fermalarni), chunki ularda katta miqdordagi eguvchi momentlar va qirquvchi kuchlar hosil bo'ladi.

### **236. Plita, balka va fermalarda bo'ylama cho'ziluvchi ishchi armatura bo'ylab hosil bo'lgan darzlar nimadan dalolat beradi?**

Darz hosil bo'lishining sabablari bir nechta bo'lishi mumkin. Ulardan biri himoya qatlami yetarli bo'lmaganligi sababli, betonning hajmiy kichrayishidagi kuchlanish katta bo'lishi-

dir (108-a rasm). Ba'zi hollarda hajmiy kichrayish natijasidagi darzlar beton tarkibi noto'g'ri tanlanganligidan yoki yig'ma temir-beton konstruksiyalarni tayyorlashda issiqlik bilan ishlov berish rejimi buzilishidan paydo bo'ladi (issiqlik bilan ishlov berishdan oldin oldindan ushlab turish rejimining yo'qligi yoki temperaturani tez ko'tarib yuborish).

Hajmiy kichrayish natijasidagi darzlarning ochilish eni katta bo'lmaydi. Lekin uni orasidan havo-bug' aralashmasi yoki agresiv suyuqliklar va gazlar o'tib, armaturani korroziyaga uchratadi. Hajmiy kichrayish natijasidagi darzlarning xavfliligi mana shundadir.



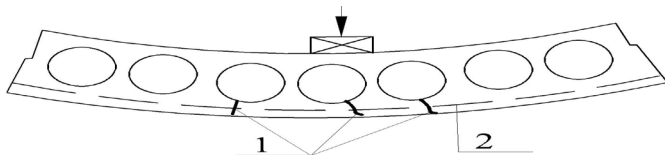
**108-rasm:** 1 – darzlar, 2 – armatura.

Korroziya mahsulotlari (zanglash) metalga qaraganda katta joyni egallaydi hamda darzlarning ochilish enini kattalashtiradi. Agar konstruksiya ochiq havoda ekspluatatsiya qilinayotgan bo'lsa, darzlarga atmosferadagi namlik kirib, sovuq havoda muzlaganda betonda qo'shimcha yorilish hosil qiladi. Armatura korroziyasining boshqa bir sababi bug', agressiv gaz emas balki betonga agressiv tuzli qo'shimchalar qo'shilishi natijasida bo'lishi mumkin. Birinchi sababidagi kabi bunda ham korroziya mahsulotlarining hajmi kattalashib, betonni yoradi.

Ushbu nuqsonning xavflilik darajasi birinchi navbatda armaturabop po‘latning korroziyalanish darajasiga bog‘liq. Uchinchi sababi – zo‘riqtirilgan armatura qisqichlardan bo‘shatilgandan keyin betonning yorilishidir. Bunday darzlar konstruksiyaning chetki qismlarida bo‘lishi xavfli (108-b rasm), sababi armaturaning kuchlanishni uzatish zonasi uzunligini oshirib yuboradi va betonga ankerlashni yomonlashtiradi. Natijada plita balka va fermalarning yuk ko‘tarish qobiliyatini pasaytiradi.

### **237. Bo‘shliqli plitalardagi bo‘ylama darzlar nimadan dalolat beradi?**

Ba‘zi hollarda plitalarda bo‘shliqning yo‘nalishi bo‘yicha paydo bo‘ladi. Buning sababi – mahalliy siqilish, ya‘ni mahalliy yuklar ta‘sirida plitaning ko‘ndalang yo‘nalishda egilishi, masalan oradevorlarning og‘irligidan hosil bo‘ladi (109-rasm). Darzlar hosil bo‘lishiga asosiy sabab, plitaning pastki tokchasida maxsus to‘rlar qo‘yilmagan (yoki loyihada ko‘zda tutilmagan) bo‘ladi. Darzlar hosil bo‘lishiga yana bir sabab montaj jarayonidagi xatoliklardan plitaning tayanch qismi parallel bo‘lmaganligidan konstruksiyada burovchi moment hosil bo‘ladi.



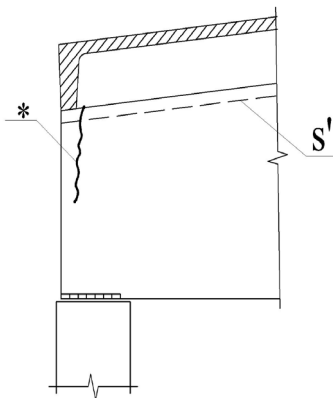
109-rasm. 1 – darzlar, 2 – armatura.

### **238. Balka yoki fermanın chetki qismiga yaqin joylarda vertikal darzlar hosil bo‘lishining sababi nima?**

O‘tgan asrning 80-yillaridan boshlab, stropil konstruksiyalarni ustunga biriktirishni ancha soddalashtirildi, ya‘ni ferma yoki balkaning qistirma detallari bevosita ustunning qistirma

detallariga payvandlanadi. Bunday sxemada tayanchda musbat moment yuzaga keladi.

Natijada plitaning chetki qobirg'alarining bosimi ta'sirida stropil konstruksiyalarning yuqori qismida kichik darzlar hosil bo'ladi (110-rasm). Agar balka yoki fermanın tayanch uchastkalari nuqsonli bo'lsa (yuqoridagi armatura  $S'$  uning chetki qismigacha yetkazilmagan bo'lsa) u holda darzlar xavfli rivojlanishga ega bo'lib, chetki plitalarni ishdan chiqishigacha olib keladi.



110-rasm.

### 239. Beton siqilishga ishlaganda uning yuklamasi ortib ketganligini qanday bilish mumkin?

Betonning buzilishi odatda ko'ndalang deformatsiyalar tufayli ro'y beradi va unda bo'ylama darzlar hosil bo'lsa shu yuk ortib ketganligining birinchi belgisi bo'ladi. Agar siqiluvchi elementning har ikkala tomonini mahkamlanishi ko'ndalang deformatsiyalarga to'sqinlik qilsa, u holda darzlar elementning o'rta qismlarida paydo bo'ladi. Ustunlarda, ferma va balkalarning siqiluvchi zonalarida shunday darzlarning bo'lishi konstruksiyaning avariya holatida ekanligini bildiradi.

## **240. Ustunlardagi ko'ndalang (gorizontal) darzlar qanchalik xavfli?**

Katta eksentrisitet bilan siqilishga ishlaydigan ustunlarda nafaqat cho'ziluvchi zona hosil bo'ladi, ko'ndalang darzlar ham paydo bo'lishi mumkin. Bunday darzlar ustun uchun xavfli hisoblanmaydi, lekin ularning uzunligi, ochilish eni va qanday yuklar ta'sirida paydo bo'lganligiga e'tibor berish kerak. Masalan, ustunning kesimi faqat siqilishga ishlayotgan bo'lsa ham darzlar yopilmasa, ustunning holati yaxshi emasligini bildiradi. Ko'ndalang darzlarning hosil bo'lishiga uni tashish, taxlash yoki montaj qilishdagi xatoliklar sabab bo'lishi mumkin.

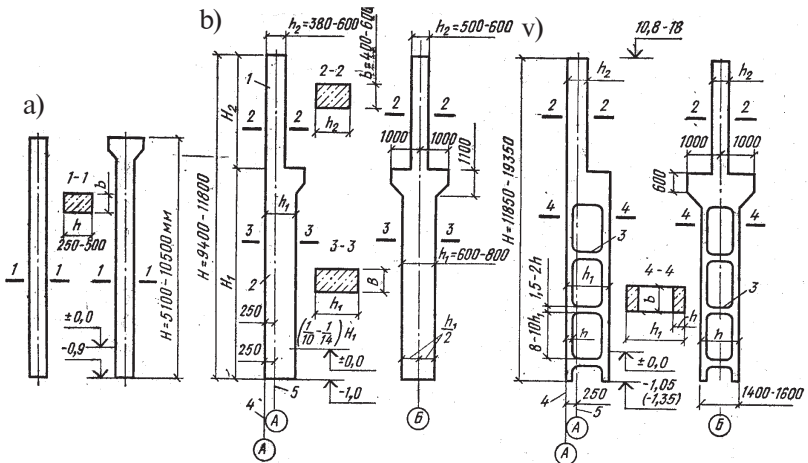
## **241. Bir qavatli sanoat binolarining o'ziga xos xususiyatlari nimalardan iborat?**

Bir qavatli sanoat binolari metallurgiya, mashinasozlik va sanoatning boshqa sohalarida keng tarqalgan. Bunday binolarining o'ziga xos xususiyatlaridan biri unda ko'priksimon kranlarning mavjudligidir. Bir qavatli sanoat binolarining quyidagi turlari mavjud: bir va ko'p oraliqli, ko'priksimon kranlari bor binolar 35%; osma kranli binolar 15% va kransiz binolar 50%. Sanoat binolarining 85% yig'ma temir-betondan, 12% metallardan va 3% boshqa materiallardan tiklanadi. Ko'priksimon kranlar yengil ish rejimida, o'rtacha ish rejimida va og'ir ish rejimida ishlashi mumkin. Yengil ish rejimidagi kranlar omborlar va ayrim sexlarda nisbatan kam ishlatiladigan joylarda qo'llaniladigan kranlar misol bo'la oladi. Ularning tezligi 60 m/min dan kam bo'ladi. O'rtacha ish rejimidagi kranlarning tezligi 60–100 m/min ni tashkil qiladi. Ularga temir-beton buyumlari ishlab chiqarish korxonalaridagi bosh ishlab chiqarish korpusida qo'llaniladigan kranlarni misol keltirish mumkin. Og'ir ish rejimidagi kranlar uch smena tinimsiz ishlaydigan sexlarda qo'llaniladi (masalan, metallurgiya zavodlarining metall quyish sexlarida) ularning tezligi 100 m/min dan ortadi.

## 242. Bir qavatli sanoat binolarining fazoviy bikrligi qanday ta'minlanadi?

Bir qavatli sanoat binolarining fazoviy bikrligi ko'ndalang ramalar ustun va rigellardan tashkil topgan. Rigel sifatida balkalar, fermalar yoki arkalar qo'llanilishi mumkin. Agar binoning oralig'i 12–18 m ni tashkil qilsa balka 24–30 m bo'lsa, ferma 36 m yoki undan ortiq bo'lsa arkalar qo'llaniladi. Stropil konstruksiyalariga uzunligi 6 yoki 12 m bo'lgan tomyopma panellari o'rnatiladi. Panellar payvandlanadi va choklar betonlanadi, natijada biki diafragma hosil bo'ladi. Bu diafragma boshqa konstruksiyalar bilan birgalikda binoning fazoviy bikrligi va ustuvorligini ta'minlaydi.

## 243. Bir qavatli sanoat binolarida qanday hollarda yaxlit ustun tanlanadi?



111-rasm. Bir qavatli sanoat binolarida qo'llaniladigan ustunlar:

a – ko'priklari bo'lmagan binolar uchun; b, v – ko'priklari bo'lgan binolar uchun; 1 – ustun yuqori qismi; 2 – ustun ostki qismi; 3 – tortqich; 4 – ustun qadami 6 m bo'lgandagi bog'lanish; 5 – xuddi shunday 12 m bo'lganda.

Agar binoning poldan stropil osti konstruksiyalargacha bo'lgan balandligi 12 m dan kam, kranning yuk ko'taruvchanligi 30 t dan kam bo'lsa yaxlit ustun qo'llaniladi. Boshqa barcha hollarda ikki tarmoqli ustunlar qo'llaniladi. Ustunlarning turlari 111-rasmda ko'rsatilgan.

#### **244. Ko'p qavatli sanoat binolariga qanday binolar kiradi?**

Ko'p qavatli sanoat binolariga yengil sanoat (asbobsozlik, kimyo, oziq-ovqat, to'qimachilik va sh.k.) korxonalari, muzxonalar, omborlar, garajlar, shuningdek mehmonxonalar, davolash muassasalari kabilar kiradi. Sanoat binolari texnologik va iqtisodiy omillardan kelib chiqib 7 qavat (40 m)gacha loyihalangani. Sanoat binolarining eni 18, 24, 36 m va undan ortiq, ustunlar qadami 6 m, qavatlar balandligi 1,2 m li modullarga karrali olinadi. Ustunlarning 6x6; 9x6; 12x6 m o'lchamli turlari keng tarqalgan. Ustun turlarining o'lchamlari muvaqqat yuklarning miqdoriga qarab belgilanadi. Ko'p qavatli sinchli binolarda devorlar o'zini-o'zi ko'taradigan yoki osma bo'ladi. Ko'p qavatli sanoat binolari umuman sanoat binolarining 30% ni tashkil etadi.

#### **245. Ko'p qavatli sanoat binolarining orayopma va tomyopma konstruksiyalarida qanday plita va rigellar qo'llaniladi?**

Ko'p qavatli sanoat binolarining orayopma va tomyopma konstruksiyalarida qobirg'ali plitalar qo'llaniladi. Chunki sanoat binolarining orayopmalari 5–15 kN/m<sup>2</sup> yuk qabul qiladi. Ma'lumki yuk miqdori ortganda qobirg'ali plitalarni qo'llanilishi maqsadga muvofiqdir.

#### **246. Ko'p qavatli sanoat binolarining fazoviy bikrligi qanday ta'minlanadi?**

Ko'p qavatli sinchli binolar ko'ndalang ramalar majmuasidan tashkil topib, ular bir-biri bilan qavatlararo yopmalar

yordamida biriktiriladi. Yopmalar to'sinli yoki to'sinsiz bo'lishi mumkin. To'sinsiz yopmalarda ustun koshin bilan puxta biriktirilgan temir-beton plita rigel vazifasini o'taydi. Vertikal yuklar barcha hollarda ko'ndalang ramalarga uzatiladi. Gorizontal yuklarni qabul qilishiga qarab sinchli binolar ramali, rama-bog'lagichli va bog'lagichli sistemalarga bo'linadi.

Binolarning fazoviy bikrligini ta'minlash uchun bino bo'ylama yo'nalishi bo'yicha bog'lovchilar, bino ko'ndalang yo'nalishi bo'yicha ustunlar orasiga vertikal po'lat bog'lovchilar qo'yiladi.

Agar texnologik sabablarga ko'ra ko'ndalang vertikal bog'lovchilar qo'yish imkoni bo'lmasa, u holda bo'ylama rigellar o'rnatiladi.

#### **247. Ko'p qavatli fuqaro binolarining o'ziga xos xususiyatlari nimalardan iborat?**

Ko'p qavatli fuqaro binolari 12–16 qavat, ba'zi hollarda 20 qavat va undan baland qilib quriladi. Binoning ustun qadamlari va qavat balandligi bino o'lchamlari va boshqa talablar ostida tanlanadi. Yig'ma temir-beton sinchlardan tashkil topadigan binolar elementlari ko'p hollarda bir xil qilib loyihalangani.

Ko'p qavatli sinchli binolarda asosan yuk ko'taruvchi konstruksiyalar – temir-beton romlar, vertikal bog'lovchi diafragmalar va qavatlarni tutashtiruvchi orayopmalardir.

Bino fazoviy bikrligini ta'minlash ko'p hollarda ularning konstruktiv sxemalarini kompanovkalashga bog'liqdir.

Masalan, ramali-bog'lagichli sistemalarda gorizontal yuklarni vertikal konstruksiyalar qabul qiladi, shuning uchun ularga vertikal bog'lovchi diafragmalar o'rnatiladi. Bunda vertikal bog'lovchi diafragmalar ko'p qavatli romning bo'ylama yo'nalishi bo'yicha bajariladi.

Bog'lagichli va ramali sistemalarda vertikal bog'lovchi diafragmalar ko'ndalang yo'nalish bo'yicha bajariladi.



Sinchning ramali sistemasida yukni ustun va rigellar qabul qiladi. Rigellar ustunlarga biki biriktiriladi, natijada fazoviy sistema hosil bo'ladi. Qavatlar soni oshishi bilan shamol kuchi ta'sirida pastki qavat ustun va rigellarida vujudga keladigan eguvchi momentlar ham ortib boradi, bu esa ustun va rigellar kesimini kattalashtirishni talab etadi. Bu hol bino konstruksiyalarini birxillashtirishni (unifikatsiyalash) qiyinlashtiradi, shuning uchun ramali sistemalar 8 qavatdan baland bo'lgan binolarda qo'llanilmaydi. Ramali sistemalarda gorizonta yuklarni to'laligicha ko'ndalang ramalar qabul qiladi, shuning uchun ular ana shu kuchlar ta'siriga hisoblanadi.

Ramali-bog'lagichli sistemalar balandligi 8 qavatdan ortiq bo'lgan binolarda gorizonta yuklarni biki tugunli ramalar va vertikal joylashgan biki elementlari, vertikal yuklarni esa ramalar va qisman biki elementlari qabul qiladi. Bunday elementlar sifatida odatda temir-beton devorlar-diafragmalar yoki metaldan ishlangan bog'lagichlar qo'llaniladi. Loyihalash tajribasining ko'rsatishicha ramali-bog'lagichli sistemalardagi vertikal diafragmalar gorizonta kuchlarning 80...90% ini, agar biroz kuchaytirilsa 100% ini o'ziga qabul qila olar ekan. Ramali-bog'lagichli sistemalarda gorizonta kuchlar tashqi devorlar orqali qavatlararo yopmalarga uzatiladi.

## 9. TEMIR-BETON INSHOOTLAR

### 248. Temir-beton rezervuarlarning vazifasi nimalardan iborat?

Temir-beton rezervuarlar toʻrli suyuqliklarni saqlash vazifasini oʻtaydi. Rezervuarning ichki sirti suyuqlikning kimyoviy tarkibiga qarab boʻyoq, lok yoki plitkalar bilan qoplanadi. Temir-beton rezervuarlarni loyihalash va qurishda uning devorlari va tubining yoriqbardoshligi hamda suv oʻtkazmasligiga alohida eʼtibor berish talab etiladi. Darzbardoshlikni oshirishning eng yaxshi usuli rezervuar devorida oldindan kuchlanish uygʻotishdir. Suv oʻtkazmasligini taʼminlash uchun zich beton qoʻllash va ichki sirtlarga maxsus qoplamalar qoplash tavsiya etiladi.

Rejadagi shakliga koʻra rezervuarlar doira va toʻgʻri toʻrtburchak shakliga ega boʻladi. Joylanish sathiga koʻra yaxlit, yigʻma va yigʻma-monolit boʻladi. Armaturasi oddiy yoki oldindan zoʻriqtirilgan boʻlishi mumkin. Rezervuarlarning ochiq va yopiq xillari mavjud. Tajribalarning koʻrsatishicha, suv toʻplaydigan rezervuarlarning sigʻimi 2–3 ming  $m^3$  gacha boʻlsa doira shaklida, 5–6 ming  $m^3$  dan ortiq boʻlsa toʻgʻri toʻrtburchak shaklida olish maqsadga muvofiqdir.

### 249. Rezervuarlarga qaysi turdagi betonlar va armaturalar qoʻllaniladi?

Rezervuarning devorlari va tubi mustahkamlik sinfi B15–B30, suv oʻtkazmaslik markasi W4–W10, sovuqbardoshlik markasi F100–F150 boʻlgan ogʻir betondan ishlanadi. Oldindan zoʻriqtirilmaydigan konstruksiyalar uchun A-I, A-II, A-III va Bp-I; oldindan zoʻriqtiriladigan konstruksiyalar uchun A-IV, A-V, A-VI, va Bp-II sinfli armaturalar qoʻllaniladi.

Oldindan taranglanadigan gorizontalar armatura rezervuar devorining tashqi sirtiga oʻraladi. Devorning oʻzi ikki qavat sim toʻr bilan jihozlanadi.

Doira shaklli temir-beton rezervuarlar o‘zaro monolit bog‘langan uch xil konstruktiv elementdan – tub, silindrik devor va yopmalardan tashkil topadi. Doiraviy rezervuarlarning yopmalari yupqa devorli qobiq, qobirg‘ali yoki to‘sinsiz yassi ko‘rinishda ishlanadi.

Diametri katta bo‘lmagan rezervuarlar devorlarining qalinligi balandlik bo‘ylab o‘zgarmas. Gorizontal sterjenlar yopiq halqa tashkil etib, cho‘zuvchi zo‘riqishlarni o‘ziga qabul qiladi.

Vertikal armatura vertikal yo‘nalishdagi momentlarni qabul qilish uchun qo‘yiladi. Ularning oraligi 10–20 sm bo‘ladi. Vertikal yo‘nalishdagi eguvchi momentlarni yuqoriga qarab sunishini e‘tiborga olib, vertikal sterjenlarning taxminan yarmi devorning eng tepasigacha yetkazilmay, balandlikning yarmidan pastrog‘ida uzib qo‘yiladi.

Katta rezervuarlarning devori butun balandlik bo‘ylab simmetrik ravishda ikki qator armaturalanadi. Devorning tub va yopma bilan tutashgan yerlarida bo‘rtmalar (vutlar) ishlanib, qo‘shimcha armatura qo‘yiladi.

Suv o‘tmaydigan qilish uchun choklar rezina, plastik mastika kabi material bilan to‘ldiriladi. Oldindan zo‘riqtiriladigan rezervuarlarning devorini alohida temir-beton panellardan ishlansa bo‘ladi. Montaj jarayonida panellar monolit tubning o‘yiq joylariga o‘rnatiladi. Metall qo‘yilma (закладной) detallar payvand qilinadi, vertikal choklar kengayuvchi sement qorishmasi bilan bosim ostida to‘ldiriladi. Shundan keyin halqa yoki spiral armatura tortiladi va ustidan torkretbetondan himoya qatlami qoplanadi.

To‘g‘ri burchakli rezervuarlarning devorlari ham vertikal, ham gorizontal yo‘nalishlarda egilishga ishlaydi. Bundan tashqari, devorlar gorizontal yo‘nalishda cho‘zilishga ham ishlaydi. Ochiq va yopiq bo‘lishi mumkin. Yopiq monolit rezervuarlarda yopmalar to‘sinli yoki to‘sinsiz plitalardan ishlana-

di. Yig‘ma rezervuarlarda ustun to‘ri 6x6 m bo‘lgan to‘sinli panel yopmalar qo‘llaniladi.

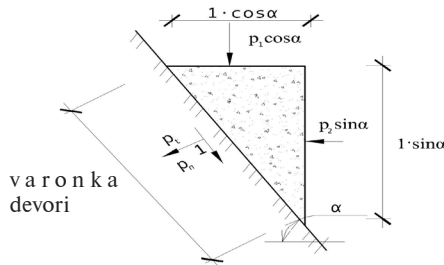
### 250. Temir-beton bunkerlarning vazifasi va unga qo‘yiladigan talablar nimalardan iborat?

Bunkerlar sochiluvchi materiallarni saqlaydigan idishdir. Bunker deb atalishi uchun u quyidagi shartlarga bo‘ysunishi kerak:

$$h'' 1,5a, \quad h'' 1,5d$$

Bunkerlar rejada ko‘pincha kvadrat yoki to‘g‘ri to‘rtburchak shaklida bo‘ladi. Ular ba‘zan yonma-yon joylashtirilib, ko‘p yacheykali bunkerlarni tashkil etadi. Bunker devorini siyqalanishdan asrash uchun ularga tunuka yoki cho‘yan plitkalar qoplanadi. Bunkerlar odatda ustunlarga o‘rnatiladi. Bunkerning keng tarqalgan o‘lchamlari:  $a=6-8$  m,  $h=9-12$  m. Temir-beton bunkerlar ishlanishiga ko‘ra monolit (yaxlit), yig‘ma va yig‘ma-yaxlit bo‘lishi mumkin. Bunker osti voronka shaklida bo‘lib, nishablik  $5-10^\circ$  olinadi. Yig‘ma bunker to‘g‘ri burchakli (silliq yoki qobirg‘ali), voronka devorlari uchburchak yoki trapetsiya shaklida bo‘ladi. Ba‘zi hollarda voronka qismi metaldan tayyorlanishi ham mumkin.

### 251. Bunkerlarning kuchlanganlik deformatsiya holati qanday bo‘ladi?



112-rasm. Bunkerning hisobiy sxemasi.

Bunker devorlari murakkab kuchlanish holatida bo‘ladi: sochiluvchi materiallarning bosimi ta‘sirida har bir devor ikki yo‘nalishda cho‘zilish va egilishga ishlaydi. Hisobda bunker devorlarining xususiy og‘irligi ham e‘tiborga olinadi.

Voronka devorlarida (112-rasm) hosil bo‘ladigan normal  $p_n$  va urinma  $p_t$  hisobiy bosim kuchi quyidagi formulalar orqali topiladi:

$$P_n = p_1 \cos^2 \alpha + p_2 \sin^2 \alpha$$

$$P_t = (p_1 - p_2) \sin \alpha \cos \alpha /$$

Bunker devoriga qo‘yiladigan armaturalar to‘g‘ri burchakli kesimni nomarkaziy cho‘zilishga hisobidek olinadi.

Bunker voronkasini uzilishiga hisoblaganda, voronkaning yuqori qismida hosil bo‘ladigan maksimal cho‘zuvchi kuch  $N$ , bunker ichidagi material og‘irligi va voronkaning xususiy og‘irligi hamda voronka devori qiyaligiga bog‘liq bo‘ladi.

$$N = \frac{(F_1 + F_2)}{2(a + b) \sin \alpha}$$

bu yerda  $F_1$  – material og‘irligi;

$F_2$  – voronkaning xususiy og‘irligi.

Bunker hisobida normal kesim bo‘yicha eguvchi momentga, qiyshiq kesim bo‘yicha ko‘ndalang kuchga oddiy balka hisobidek mustahkamlik hisoblanadi.

Voronka devorlari ikkita tekis sim to‘r bilan armaturalanadi. Burchaklariga qo‘shimcha sim to‘r va ichki tomoniga alohida sterjenlar qo‘yiladi.

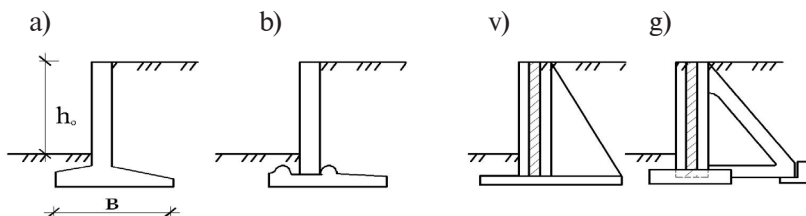
## **252. Tirgak devorlarning konstruktiv yechimlari qanday bo‘ladi?**

Temir-beton tirgak devorlar tosh va g‘ishtdan tayyorlanadigan devorlarga nisbatan tejamlidir. Ularni ko‘pincha yig‘ma holatda tayyorlanadi. Tirgak devorlarni burchakli, kontrfosli va ankerli to‘rlari mavjud. Burchakli devorlar tirgak devorning

balandligi 4,5 m gacha bo'lganda qo'llaniladi. Katta balandliklarda kontrforsli va ankerli xillari ishlatiladi. Yig'ma tirgak devorlar eni 2-3 m qilib tayyorlanadi.

Tirgak devorlarning turlari 113-rasmda ko'rsatilgan.

Devor panellarining nominal uzunligi 3 m qabul qilingan poydevorlar uzunligi 3 va 1,5 m, yostiqla eni 2,2; 2,5; 3,1 va 3,7 m kontrforslar har 2-3 m ga o'rnatiladi. Ankerli tirgak devorlarda ramalar 4,5 m ga qo'yiladi.



**113-rasm.** Tirgak devorlarning konstruktiv sxemalari:

a) burchakli bir elementli; b) burchakli ikki elementli; v) kontrforsli; g) ankerli.

## 10. TOSH-G'ISHT KONSTRUKSIYALARI

### 253. Tosh-g'isht konstruksiyalar qo'llanilishining mohiyati nimalardan iborat?

Tosh-g'isht konstruksiyalari tabiiy yoki sun'iy qurilishbop materiallardan tiklanishi mumkin. Tabiiy tosh buyumlari qattiq tog' jinslariga shakl berib tayyorlanadi. Sun'iy tosh buyumlari esa loydan qoliplab tayyorlangan xom g'ishtlarni olovda pishirish (pishiq-sopol g'ishtlar) yoki shag'al, qum va bog'lovchilarning suv bilan aralashmasini qoliplab qotirish natijasida (beton va undan tayyorlanuvchi bloklar, silikat g'ishtlar) olinadi.

O'lchamiga ko'ra g'isht-tosh buyumlar qo'lda teriladigan va mexanizmlar yordamida montaj qilinadigan turlarga bo'linadi.

Tosh buyumlar tarkibiga ko'ra tanasi to'liq (yaxlit), bo'sh tanali, yirik g'ovakli, mayda donali va g'ovakli-bo'sh tanali bo'lishi mumkin.

Toshlar siqilishdagi, g'ishtlar esa siqilish va egilishdagi chegaraviy mustahkamligi bo'yicha yuqori, o'rta va past mustahkamlikdagi tosh va g'ishtlarga bo'linadi:

- yuqori mustahkam tabiiy va beton toshlar quyidagi markalarga bo'linadi: 250, 300, 400, 500, 600, 700, 800 va 1000.

- o'rta mustahkamlikdagi tabiiy va beton toshlar, g'ishtlar va sopol toshlar quyidagi markalarga bo'linadi: 75, 100, 125, 150 va 200.

- mustahkamligi past g'ishtlar quyidagi markalarga bo'linadi: 4, 7, 10, 15, 25, 35 va 50.

Beton toshlar siqilishdagi chegaraviy mustahkamligi bo'yicha:

- M50, M75, M100, M150, M200, M250, M300, M350 va M400 markali og'ir beton toshlarga;

- M20, M35, M50, M75, M100, M150, M200, M250, M300, M350 va M400 markali g'ovakdor to'ldiruvchilar asosida tayyorlangan g'ovakli beton toshlarga;

- M15, M25, M35, M50, M75, M100 va M150 markali ko-  
vakli (yacheykali) beton toshlarga;
- M15, M25, M35, M50, M75 va M100 markali yirik  
g‘ovakli beton toshlarga;
- M35, M50, M75 va M100 markali g‘ovaklashtirilgan be-  
ton toshlarga;
- M150, M200, M250, M300 va M400 markali silikat be-  
ton toshlarga bo‘linadi.

Sovuqbardoshligi bo‘yicha g‘isht-toshlar F10, F15, F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, va F300 markalarga bo‘linadi.

#### **254. G‘isht-tosh konstruksiyalarida qanday qorishmalar qo‘llaniladi?**

Qurilish qorishmalari – sun‘iy tosh materiali bo‘lib, bog‘lovchi, mayda to‘ldiruvchi, qo‘shimcha moddalar (qorish-  
maning xossalari yaxshilash uchun qo‘shiluvchi) va suv  
aralashmasidan tashkil topuvchi suyuq qorishmaning qotishi-  
dan hosil bo‘ladi. Qorishmalar uchun asosan portlandsement,  
toshqolli portlandsement, so‘ndirilgan ohak va qurilish gipsi  
kabi bog‘lovchilar ishlatiladi.

Qurilish qorishmalari 28 kundan keyingi mustahkamligi  
bo‘yicha 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150, 200 markalarga bo‘lina-  
di. Sovuqbardoshligi bo‘yicha qorishmalarning markalari  
F10, F15, F25, F35, F50, F100, F150, F200 qilib belgilan-  
gan.

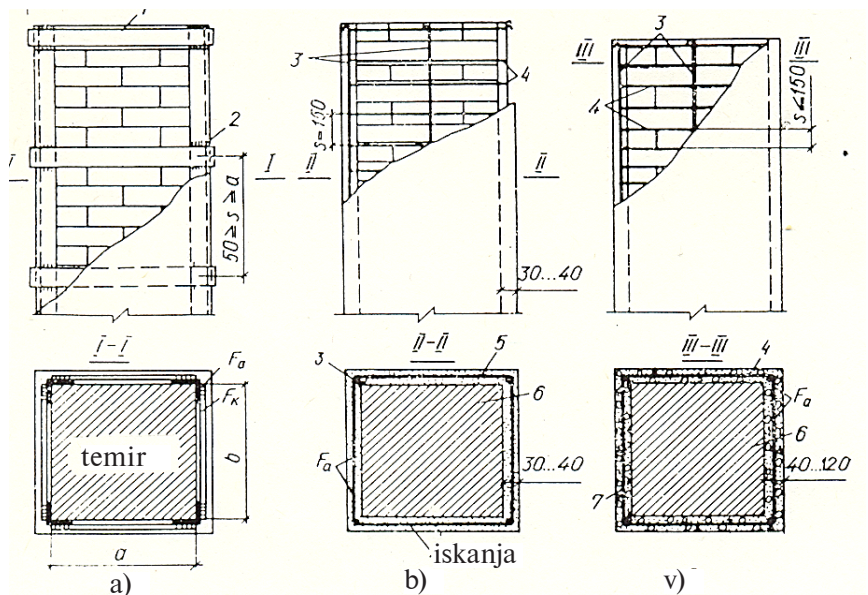
#### **255. Tosh-g‘isht konstruksiyalarining yuk ko‘tarish qobiliyati qanday oshiriladi?**

Tosh-g‘isht konstruksiyalar ayrim qismlarining yuk ko‘tarish  
qobiliyatini oshirish, kesim o‘lchamlarini ixchamlashtirish,  
yaxlitligi va birgalikda ishlashini ta‘minlash hamda bino va in-  
shootlarning zilzilabardoshligini oshirish uchun tosh-g‘isht te-  
rimlari armaturalanib kuchaytiriladi.



Tosh-g'isht konstruksiyalarni armaturalashning quyidagi usullari qo'llaniladi:

- g'isht terimini gorizontal choklarga simli to'rlar joylashtirib ko'ndalang armaturalash (114-a rasm);
- g'isht terimini uning ichiga yoki tashqi sirtiga po'lat sterjenlar joylashtirib bo'ylama armaturalash (114-b rasm);
- g'isht terimini temir-beton bilan ko'chaytirib, kompleks konstruksiya hosil qilish (114-v rasm);
- g'isht terimini temir-beton yoki metall sinch (gardish, rom) ichiga joylashtirib kuchaytirish.



114-rasm. G'ishtli devor konstruksiyalarini kuchaytirish usullari.

To'rlar bilan ko'ndalang armaturalangan elementlar markaziy siqilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

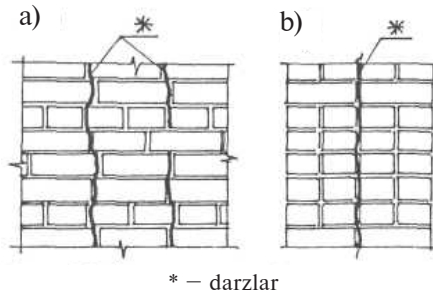
$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A,$$

Bu yerda,  $N$  – hisobiy bo‘ylama kuch;  $m_g$  – formuladan aniqlanuvchi koeffitsient;  $\varphi$  – bo‘ylama egilish koeffitsienti;  $R_{sk}$  – armaturali g‘isht terimining hisobiy qarshiligi.

Hamma xildagi g‘ishtlar va tirqishli sopol toshlardan markasi 25 va undan yuqori bo‘lgan qorishmada terilgan, qator balandligi 150 mm gacha bo‘lgan to‘rlar bilan armaturalangan terimlarning markaziy siqilishdagi hisobiy mustahkamligi quyidagi formuladan topiladi:

$$R_{sk} = R_1 + \frac{2\mu R}{100} \leq 2R$$

### 256. G‘isht terimida choklarni sifatisiz bog‘lash nimalarga olib keladi?



\* – darzlar

115-rasm.

G‘isht terimi siqilishga ishlaganda boshqa materiallardagi kabi ko‘ndalang deformatsiyalar yuzaga keladi va vertikal darzlar hosil bo‘lishiga sabab bo‘ladi, keyin esa g‘isht devor alohida ustunchalarga ajralib buzilishga sabab bo‘lishi mumkin. Sifatisiz bog‘lash bunday darzlarning erta hosil bo‘lishiga olib keladi va g‘isht devorning yuk ko‘tarish qobiliyati 25% gacha pasayadi (115-rasm). Choklarni bog‘lash sifatini har doim ham devor sirtini tekshirish orqali nazorat qilib bo‘lmaydi. Ikki g‘isht qalinlikdagi devorlarda tashqi ko‘rinishi yaxshi bo‘lishiga qaramay

ichki bog‘lanish juda sifatsiz bo‘lishi mumkin. Bu holatni devorlar avariya holatga kelgandagina aniqlanadi. Undan tashqari siniq yoki yarimta g‘ishtlarni ishlatish ham devorning sifatiga salbiy ta‘sir qiladi. Shuning uchun g‘isht terimi ishlari olib borilayotganda faqat qabul nazorati emas, balki bosqichli nazoratni ham amalga oshirish lozim.

### **257. G‘isht terimida gorizontal choklar qalin bo‘lsa nima bo‘ladi?**

Agar gorizontal choklarning qalinligi 20 mm dan ko‘p bo‘lsa, qorishmaning markasiga qarab, g‘isht terimining mustahkamligi 10–20% ga pasayadi. Mustahkamlikning bu darajada kamayishiga 3–4 ta qalin chok bo‘lishi kifoyadir. Agar ularning soni ko‘p bo‘lsa, mustahkamlik yanada ko‘proq pasayadi.

### **258. G‘isht terimida vertikal choklarning sifatsiz to‘ldirilishi nimalarga olib keladi?**

Vertikal choklarning sifatsizligi tashqi devorlarning issiqlikdan himoyalash xususiyatini pasaytiribgina qolmay, g‘isht terimining mustahkamligini ham kamida 10% ga pasaytiradi, chunki vertikal darzlar hosil bo‘lishi sababdir. Bunday holatlar qurilish amaliyotida ko‘p uchraydi, buning asosiy sababi devor tiklab bo‘lingandan keyin buni aniqlash qiyin ekanligidadir. Shuning uchun loyihachilar loyihalash jarayonida g‘isht terimining siqilishga mustahkamligidan 100% foydalanishni ko‘zda tutmasliklari maqsadga muvofiqdir.

### **259. G‘isht terimini sifatsiz armaturalash nimalarga olib keladi?**

To‘rlar bilan armaturalash terimning ko‘ndalang deformatsiyalanishiga qarshilik ko‘rsatish bilan birga uning siqilishga mustahkamligini oshiradi (2 barobargacha). Mustahkamlikning o‘shishi faqat armaturaning diametri va yacheykalarining o‘lchamlariga emas, devorning balandligi bo‘ylab qancha masofada o‘rnatilishiga ham bog‘liq. Agar to‘rlar orasidagi masofa

400 mm dan (yoki 5 qator g'isht terimidan) ortib ketsa devor-ning mustahkamligi keskin kamayadi.

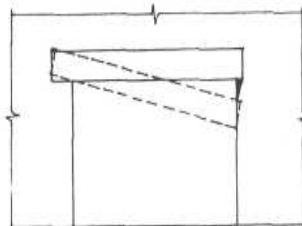
**260. G'isht yoki qorishma markasining pasaytirilishi g'isht terimining mustahkamligiga qanday ta'sir qiladi?**

G'ishtning markasi terimning mustahkamligiga qorishmaning markasiga qaraganda ko'proq ta'sir qiladi. Qorishmaning markasi qancha yuqori bo'lsa ham uning ta'siri kamroqdir. Masalan, g'ishtning markasi 100 dan 75 ga kamaytirilsa, g'isht terimining mustahkamligi 16...17% ga kamayadi. Agar shunday kamaytirilish qorishmada bo'lsa, terimning mustahkamligi 5..6% ga kamayadi. Shuning uchun odatda qorishmaning markasini tanlashda 75 markadan ortiq belgilanmaydi. Lekin loyihada mustahkamligi yuqori bo'lmagan qorishma ishlatish ko'zda tutilgan bo'lsa, uning markasi pasayishi terimning hisobiy qarshiligiga emas balki elastik xarakterlilini ham pasaytirib yuboradi va terimning siqiluvchi elementning ustuvorligiga ham ta'sir qiladi.

**261. Qotib qolayotgan qorishmaga suv aralashtirsa nima bo'ladi?**

Qurilish amaliyotida bunday hollar uchrab turadi. Buning natijasida qorishmaning mustahkamligi keskin pasayadi va g'isht terimining mustahkamligiga hamda uning deformativ xossalriga salbiy ta'sir qiladi.

**262. Orayopma yoki tomyopma plitalarining g'isht devorga tiralishi masofasi kichik bo'lsa nima bo'ladi?**



116-rasm.

Konstruksiyalarning tiralish masofasi qancha kam bo'lsa, g'isht terimining mahalliy siqilishdagi kuchlanishi shuncha ortadi, unda xavfli darzlar hosil bo'lib, tiralayotgan konstruksiyalarning buzilishiga sabab bo'lishi mumkin (116-rasm).

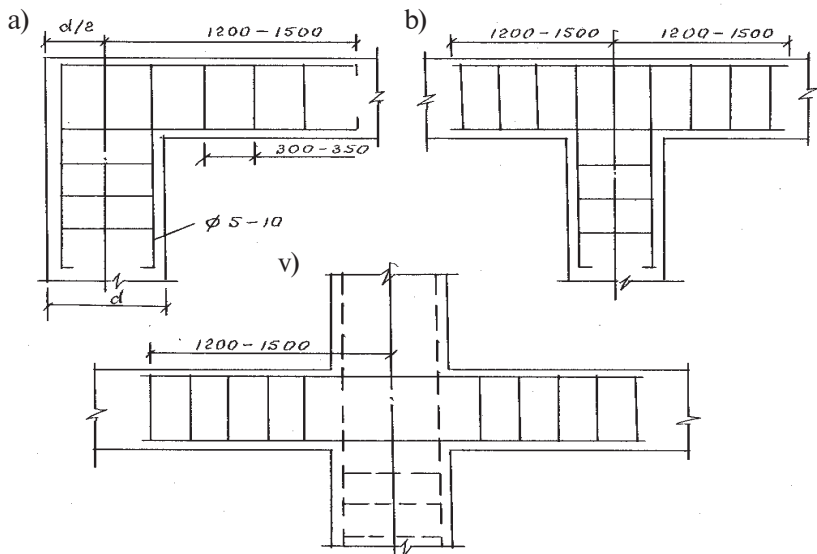
### **263. G'isht devorli binolarning seysmik mustahkamligi qanday oshiriladi?**

Binolarning fazoviy bikrligi, asosan, yopmalarning ishi tufayli ta'minlanadi. Yopmalar gorizontal diafragma rolini bajarib, seysmik kuchlarni yuk ko'taruvchi konstruksiyalarga (devorlarga) taqsimlaydi.

Bunday taqsimot, binobarin, binoning seysmik mustahkamligi, ko'p jihatdan yopmaning o'z tekisligidagi bikrligiga bog'liq. Hozirgi vaqtda g'isht devorli binolar qurilishida ko'p bo'shliqli yig'ma temir-betonyopma plitalari keng qo'llaniladi. Panellarning o'zaro siljishiga yo'l qo'ymaslik uchun shponka ishlatiladi, ya'ni panellarning yon qismida qoldirilgan o'yiqlarga sementli qorishma quyiladi. Panellar orasidagi choklarda hosil bo'ladigan qirquvchi kuchlarni ana shu shponkalar qabul qiladi. Bundan tashqari, bo'ylama kuchlarni qabul qilish uchun panel tekisligida yaxlitlikni ta'minlovchi temir-beton bog'lama ishlanadi. Yopma panellari bog'lama bilan armatura ilmoqlari yordamida biriktiriladi.

### **264. Seysmik hududlarda ko'ndalang va bo'ylama devorlar o'zaro qanday biriktiriladi?**

G'isht devorli binolarda bo'ylama va ko'ndalang devorlarning tutashuv yerlarida devorlarni bir-biridan ajratishga intiluvchi zo'riqishlar hosil bo'ladi. Ikki yo'nalishdagi devorlarning bog'lanishini kuchaytirish maqsadida tutashuv yerlaridagi gorizontal choklarga sim to'r yotqiziladi. Sim to'rlarning uzunligi 1,5–2,0 m bo'lib, 7–8 balli seysmik hududlarda devor balandligi bo'ylab har 70 sm da, 9 balli hududlarda har 50 sm da joylashtiriladi (117-rasm).



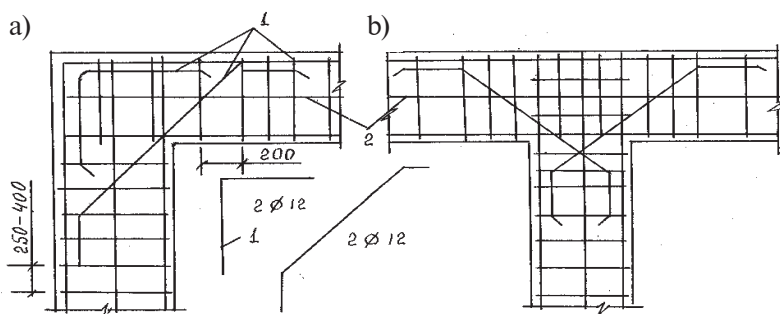
117-rasm. Bo'ylama va ko'ndalang devorlarning tutashuv yerlari:  
a – burchaklarda; b, v – kesishuv joylarida.

## 265. Antiseysmik kamarlarning vazifasi nimalardan iborat?

Devorning o'zaro birikuvini mustahkamlash maqsadida sim to'rlardan tashqari temir-beton antiseysmik kamarlar ko'zda tutiladi. Seysmik hududlarda quriladigan binolarda antiseysmik kamarlar barcha bo'ylama va ko'ndalang (ichki va tashqi) devorlar bo'ylab, har bir qavat orayopmasi sathida tiklanadi; ular devor va orayopmalar bilan chambarchas bog'lanib, yagona bikr disk tashkil etadi. Antiseysmik kamarlar devorlarning o'zaro bog'lanishini mustahkamlaydi; devorlarning o'z tekisligidagi pishiqligini oshiradi; yopmalarning bikrligi va yaxlitligining ortishini ta'minlaydi.

Kamarlarga uzunasiga butun perimetr bo'ylab armatura yotqiziladi va har 25–40 sm da diametri 4–6 mm bo'lgan po'lat xomut bog'lanadi. Armatura sifatida A–I sinfli po'lat ishlatilib, 7–8 balli seysmik hududlarda ularning diametri 10 mm dan, 9

balli hududlarda esa 12 mm dan kam bo‘lmasligi lozim. Yotqiziladigan betonning sinfi V 12,5 dan kam bo‘lmasligi kerak. Burchaklarda va kesishuv yerlarida qo‘yilgan sim to‘r mustahkamlikni ta‘minlay olmasa, qiya sterjenlar qo‘yish tavsiya etiladi. Antiseysmik kamarlarning ayrim detallari 12.12-rasmda tasvirlangan. Kamarlarning kengligi devorlarning eni bilan baravar olinadi; agar devorning eni 50 sm dan ortiq bo‘lsa, kamarining eni devornikidan 10–15 sm kichikroq olinishi mumkin. Kamarining balandligi 15 sm dan kam bo‘lmasligi kerak.



**118-rasm.** Antiseysmik kamarlar:  
a – bino burchagida; b – devorlarning tutashuv yerida

Binolarning eng yuqori qavati tomining sathida o‘rnatiladigan kamarlar ustidan bosib turadigan yuk bo‘lmaganligi sababli yer qimirlaganda kamar o‘rnidan siljishi mumkin. Buning oldini olish uchun devorning uzunasiga har 50 sm da kamardan yuqori va pastga 25–30 sm uzunlikda armatura chiqarib qoldiriladi. Armaturaning o‘rniga shponkadan foydalansa ham bo‘ladi. Buning uchun kamar ostidagi devorda 5x5x30 sm o‘lchamda chuqurcha qoldiriladi, chuqurchaga vertikal armatura joylanadi, kamarga beton yotqizilganda, chuqurchaga ham beton to‘ldiriladi. Mo‘rilar va ventilyatsion kanallar o‘tgan yerlarda kamarlar qo‘shimcha armaturalar yordamida kuchaytiriladi.

**266. G‘isht devorlarni tiklashda devor orasiga tik yo‘nalishda temir-beton elementlar – o‘zaklarning vazifasi nimalardan iborat?**

Temir-beton o‘zak g‘isht devorlarning yuk ko‘tarish qobiliyatini sezilarni darajada oshiradi. O‘zaklarning devor bilan birgalikda ishlashini ta‘minlash uchun o‘zakdan devor orasiga, taxminan 50 sm uzunlikda armatura o‘tkaziladi, o‘zakning o‘zi esa antiseysmik kamar bilan qo‘shib betonlanadi. Tik temir-beton o‘zaklarning ko‘ndalang kesimi va armaturalari devorga ta‘sir etadigan kuchning miqdoriga bog‘liq ravishda hisob natijalariga qarab belgilanadi.

Yuk ko‘taruvchi g‘isht devorlar ostiga lentasimon poydevorlar qurish maqsadga muvofiqdir. Agar poydevorlar yirik bloklardan tiklansa, u holda bloklarni bir-biriga tishlatishga alohida e‘tibor bermoq zarur. Agar poydevorlar ustunsimon bo‘lsa, u holda ularning barchasi temir-betondan ishlangan uzluksiz to‘sin yordamida o‘zaro tutashtiriladi. G‘isht devorlar ostiga qo‘yiladigan gidroizolyatsion qatlami sementli qorishmadan bajiriladi.



## 11. O'LCAMLAR, O'LCHOV BIRLIKLARI

### 267. Hisoblashlarda qaysi o'lchov birliklarini qo'llash eng qulay?

Agar kuchning birligi bo'lsa 1N, uzunlik birligi 1 sm emas balki 1 mm ni qo'llash maqsadga muvofiqdir (lekin ko'pgina darslik va o'quv qo'llanmalarda 1 sm qo'llaniladi).

1 mm ning qulayligi shundaki, birinchidan chizmalardagi o'lchamlar mm da ko'rsatiladi, ikkinchidan kuchlanish va mustahkamlik normalar MPa da beriladi ( $1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$  ekanligini unutmasligimiz kerak).

Shu yerda qo'llanilayotgan bir nechta o'lchov birliklarini keltirish kifoya:

$$1 \text{ kN/m}^2 = 1 \text{ kPa} = 1 \cdot 10^{-3} \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Bunda, yo'lakli yuk} - 1 \text{ kN/m} = 1 \text{ N/mm};$$

$$\text{eguvchi moment} - 1 \text{ kN}\cdot\text{m} = 1 \cdot 10^6 \text{ N}\cdot\text{mm}.$$

## ASOSIY HARFIY BELGILANISHLAR

### Zo'riqishlar:

$M$  – eguvchi moment;  
 $N$  – bo'ylama kuch;  
 $Q$  – ko'ndalang kuch (siljivchi);  
 $R$  – oldindan siqilgandagi zo'riqish.

### Kuchlanish va deformatsiyalar:

$\sigma_b$  – betondagi siquvchi kuchlanishlar;  
 $\sigma_{bt}$  – betondagi cho'zuvchi kuchlanishlar;  
 $\sigma_s$  – armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlar;  
 $\sigma_{sc}$  – armaturadagi siquvchi kuchlanishlar;  
 $\sigma_{sp}$  – cho'ziluvchi armaturadagi oldindan zo'riqish;  
 $\sigma_{bp}$  – oldindan siqilish jarayonida betonning siquvchi kuchlanishlari;  
 $\varepsilon_b$  – betonning siqilishdagi nisbiy deformatsiya;  
 $\varepsilon_{bu}$  – betonning siqilishdagi chegaraviy deformatsiyalari;  
 $\varepsilon_{bt}$  – betonning cho'zishdagi nisbiy deformatsiyasi;  
 $\varepsilon_s$  – armatura cho'zilishidagi nisbiy deformatsiya;

### Hisobiy qarshiliklar:

$R_b, R_{b,ser}$  – mos ravishda birinchi va ikkinchi chegaraviy holatlarda betonning siqilishga hisobiy qarshiligi;  
 $R_{bt}, R_{bt,ser}$  – mos ravishda birinchi va ikkinchi chegaraviy holatlarda betonning o'q bo'ylab cho'zilishga qarshiligi;  
 $R_{b,loc}$  – betonning mahalliy siqilishga hisobiy qarshiligi;  
 $R_s, R_{s,ser}$  – mos ravishda birinchi va ikkinchi chegaraviy bo'ylama holatlarda armaturaning cho'zilishga hisobiy qarshiligi;  
 $R_{sc}$  – armaturaning siqilishga hisobiy qarshiligi;  
 $R_{sw}$  – ko'ndalang armaturaning cho'zilishga hisobiy qarshiligi;  
 $R_{bp}$  – betonning kub uzatish mustahkamligi.

### Armatura kesimi:

$S$  – bo'ylama armaturaning belgilanishi: cho'ziluvchi (egilishda), cho'ziluvchi yoki kamroq siqilgan (siqilishda), ko'proq cho'zilgan (nomarkaziy cho'zilishda) to'la cho'ziluvchi (markaziy siqilishda);  
 $S'$  – siqiluvchi armaturaning belgilanishi: ko'proq siqilgan (siqilganda), kamroq siqilgan;  
 $S_w$  – ko'ndalang armaturaning belgilanishi;  
 $S_p$  – zo'riqtirilgan armaturaning bo'lgilanishi;

$\varepsilon_{sc}$  – armatura siqilishidagi nisbiy deformatsiyasi;  
 $E_b$  – siqilish va cho‘zilishdagi betonning boshlang‘ich elastiklik moduli;  
 $E_s$  – armaturaning elastiklik moduli.

$A_s, A'_s, A_{sw}, A_{sp}$  – mos ravishda S, S', S<sub>w</sub>, S<sub>p</sub>; armaturalarning ko‘ndalang kesim yuzasi;

### **Kesim xarakteristikalar:**

$b$  – to‘g‘ri burchakli kesimlarda yoki tavr, qo‘sh-tavr kesimlarda kesimning eni;  
 $b_f, b'_f$  – mos ravishda cho‘ziluvchi va siqiluvchi tokchalarning ko‘ndalang kesim eni;  
 $h$  – kesim balandligi;  
 $h_f, h'_f$  – mos ravishda cho‘ziluvchi va siqiluvchi tokchalarning kesim balandligi;  
 $a, a'$  – mos ravishda S va S' armaturalarning og‘irlik markazidan yaqindagi kesim qirrasigacha masofa;  
 $h_o$  – kesimning ishchi balandligi bo‘lib uning qiymati  $h - a$  ga teng;  
 $x$  – beton siqiluvchi zonasining balandligi;  
 $\xi$  – siqiluvchi zonaning nisbiy balandligi bo‘lib, uning qiymati  $x/h_o$  teng;  
 $e_o$  – N kuchning kesim o‘qiga nisbatan eksentrisiteti;

$e_{op}$  – R kuchning keltirilgan kesim og‘irlik markaziga nisbatan eksentrisiteti;  
 $e, e'$  – N kuch qo‘yilgan nuqtadan mos ravishda armatura S va S' larning teng ta‘sir etuvchisigacha bo‘lgan masofa;  
 $\mu$  – armaturalash koeffitsienti, uning qiymati  $\mu = A_s / (b \cdot h_o)$ .

### **Boshqa xarakteristikalar:**

$l_{an}$  – betondagi armaturaning ankerlash uzunligi;  
 $l_p$  – kuchlanishlarni uzatish zonasi;  
 $a_{crc1}, a_{crc2}$  – mos ravishda davom etmaydigan va davom etadigan darzlarning ochilish eni.

## ADABIYOTLAR RO‘YXATI

1. Asqarov B.A. Qurilish konstruksiyalari. — Toshkent: «O‘zbekiston», 1995.
2. Asqarov B.A., Nizomov Sh.R., Xabilov B.A. Temir-beton va tosh-g‘isht konstruksiyalari. — Toshkent: «O‘zbekiston», 1997.
3. А.Б.Ашрабов. Прочность сейсмостойкость железобетонных конструкций зданий. — Ташкент: издательство «Узбекистан», 1973.
4. А.А.Ашрабов, Ю.В.Зайцев. Железобетонные и каменные конструкции. — Т.: Укитувчи, 1992.
5. Байков В. Н., Цигалов Э.Е. Железобетонные конструкции. Общий курс. Изд. 5-ое. — Москва: «Стройиздат», 1991.
6. В.В. Габрусенко. Основы расчета железобетона. Учебное пособие. — Новосибирск, 2001 г.
7. Т.М. Пецольд, В.В. Тур. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования. — 2003 г.
8. В.Ф. Фомина. Архитектурно-конструктивное проектирование общественных зданий. — Ульяновск, 2007 г.
9. Christopher Arnold, Robert Reitherman. Building configuration and seismic design. — New York. John Wiley&Sons, Inc., 1982.
10. Y.Bozorgnia, V.Bertero. Earthquake Engineering from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, 2006.
11. Mirzaaxmedov A.T. va b. Temir-beton konstruksiyalarini hisoblashga doir masala va misollar. — Farg‘ona, 2009-y.
12. H.Z. Rasulov, N.D. Tuychiyev. «Zilzila va zilzilabardosh binolar».
13. Р. Клаер, Дж. Пензиен. Динамика сооружений. — Москва: «Стройиздат», 1979 г.
14. К.С. Завриев, А.Г. Берая. Расчет зданий и сооружений на сейсмические воздействия. — Тбилиси: «Мецниреба», 1967 г.

15. QMQ 2.01.07-96. Yuklar va ta'sirlar. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1996-y.
16. QMQ 2.03.01-96. Beton va temir-beton konstruksiyalari. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1996-y.
17. QMQ 2.03.07-98. Tosh va o'zaktosh qurilmalar. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1998-y.
18. QMQ 2.01.03-96. Zilzilaviy hududlarda qurilish. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1997-y.
19. QMQ 2.01.01-94. Loyihalash uchun iqlimiy-geologik ma'lumotlar. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1998-y.
20. QMQ 2.02.01-98. Bino va inshootlar zaminlari. O'zb.R. DAQQ – Toshkent, 1999-y.

## MUNDARIJA

KIRISH . . . . .	3
1. Temir-beton konstruksiyalar haqida umumiy ma'lumotlar. beton, armatura va temir-beton . . . . .	5
2. Oldindan zo'riqtirilgan temir-beton . . . . .	25
3. Temir-beton konstruksiyalarni chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash. ko'ndalang egilishdagi mustahkamlik . . . . .	43
3.1. Normal kesimlar . . . . .	43
3.2. Qiya kesimlar . . . . .	62
3.3. Egiluvchi elementlar. . . . .	78
4. Siqilishdagi cho'zilishdagi va mahalliy yuklar ta'siridagi mustahkamlik . . . . .	95
5. Darzbardoshlik va ko'chish . . . . .	112
6. Temir-beton elementlarni montaj qilish . . . . .	131
7. Yuklar va ta'sirlar . . . . .	142
8. Bino va inshootlarning temir-beton konstruksiyalari . . . .	150
9. Temir-beton inshootlar . . . . .	173
10. Tosh-g'isht konstruksiyalari . . . . .	178
11. O'lchamlar, o'lchov birliklari . . . . .	188
Asosiy harfiy belgilanishlar . . . . .	189
Adabiyotlar ro'yxati . . . . .	191

Xodjayev Abbas Agzamovich,  
Razzakov Sobirjon Jurayevich,  
Xolmirzayev Sattar Abdujabbarovich,  
Saidakromov Abzalxon Akmal o'g'li

**TEMIR-BETON VA TOSH  
KONSTRUKSIYALAR.  
SAVOL VA JAVOBLARDA**

*o'quv qo'llanma*

Muharrir *M. Tursunova*  
Musahhih *M. Turdiyeva*  
Dizayner *D. Ermatova*

«O‘zbekiston faylasuflari milliy jamiyati» nashriyoti,  
100029, Toshkent shahri, Matbuotchilar ko‘chasi, 32-uy.  
Tel./faks: 239-88-61.

Nashriyot litsenziyasi: AI №216, 03.08.2012.

Bosishga ruxsat etildi 29.11.2019. «Uz-Times» garniturası. Ofset usulida chop etildi. Qog‘oz bichimi 60x84  $\frac{1}{16}$ . Shartli bosma tabog‘i 13,0. Nashriyot bosma tabog‘i 12,5. Adadi 300 nusxa. Buyurtma №32

«FAYLASUFLAR» MCHJ bosmaxonasida chop etildi.  
Manzil: Toshkent shahri, Matbuotchilar ko‘chasi, 32-uy.