

**O‘ZBEKISTON RESPUBLIKASI
OLIY VA O‘RTA MAXSUS TA’LIM VAZIRLIGI**

Toshkent arxitektura-qurilish instituti

B.A. ASQAROV, SH.R. NIZOMOV

TEMIRBETON VA TOSH-G‘ISHT KONSTRUKSIYALARI

O‘zbekiston Respublikasi oliy va o‘rta maxsus ta’lim vazirligi
tomonidan darslik sifatida tavsiya etilgan

*To‘ldirilgan va qayta ishlangan
uchinchi nashri*

Toshkent
«IQTISOD-MOLIYA»
2008

Taqrizchilar: t.f.d., prof. **S.R. Razzaqov** (Sam DAQI)
t.f.d., prof. **A.A. Xadjayev** (TAQI)

Asqarov B.A.,
A86 Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari. Oliy o'quv yurtlarining talabalari uchun darslik. B.A. Asqarov, Sh.R. Nizomov. — T.; «Iqtisod-Moliya», 2008. - 440 bet.
Nizomov Sh.R.

«Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari» darsligi 2003-yil nashr qilingandan so'ng, shu soha mutaxassislari va professor-o'qituvchilari tomonidan bildirilgan taklif va fikr-mulohazalarni inobatga olgan holda mazmunan yangi ma'lumotlar bilan to'ldirildi. Darslik mavjud me'yoriy hujjatlar va yangi o'quv dasturlari asosida qayta ishlendi va internetdan olingan ma'lumotlar bilan boitildi.

Talabaga tushunarli bo'lishi uchun o'zbek tilidagi oddiy iboralar va atamalardan foydalanishga harakat qilindi.

Darslik qurilish sohasida o'qiydigan va ishlaydigan mutaxassislarga mo'ljallangan. Lekin undan shu soha bo'yicha malaka oshirish kursi tinglovchilari ham foydalanishlari mumkin.

BBK 38.53я73

ISBN 978-9943-13-079-1

© «IQTISOD-MOLIYA», 2008
© B.A. Asqarov, Sh.R. Nizomov, 2008

SO'ZBOSHI

Darslik («Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari» T. O'zbekiston, 2003-yil, 2-nashr) oliy va o'rta maxsus ta'lim vazirligi ta'xis etgan OO'Yu uchun chiqarilgan o'quv adabiyot-darsliklar o'rtasida 2004-yilda o'tkazilgan «Yilning eng yaxshi darsligi va o'quv adabiyoti muallifi» tanlovida g'olib chiqqan. U konkursda sovrinli II o'rinni egallab, «Iste'dod» Respublika jamg'armasining diplomi bilan taqdirlangan.

Rus va chet tillarida chiqqan boshqa darsliklardan farqli o'laroq, ushbu darslikda temirbeton konstruksiyalariga Markaziy Osiyoning quruq issiq iqlim sharoiti, shuningdek kuchli zilzilalar ta'sirini hisobga olish muammolari ham alohida ko'rib o'tilgan. Nazariy mavzular yanada tushunarli bo'lishi uchun darslikda misol va masalalar yechishga keng o'rin berilgan va shularga tegishli bo'lgan rasm, jadval va grafiklar keltirilgan.

Mazkur darslikning 3, 7, 10, 11, 12, 13-boblari B.A. Asqarov, 1, 2, 4, 5, 6, 8, 9, 14-boblari Sh.R. Nizomov, so'zboshi, kirish va 15-bob esa B.A. Asqarov va Sh.R. Nizomov tomonidan birgalikda yozildi.

Ushbu darslik «Temirbeton konstruksiyasi» fani dasturiga moslab 5580200 — «Binolar va inshootlar qurilishi» ta'lim yo'nalishi va temirbeton konstruksiyalarining maxsus kursi 5A580201 — «Qurilish konstruksiyalari, bino va inshootlar» mutaxassisligi uchun qayta yozilgan va uchinchi nashrga tayyorlangan. Biroq darslikdan qurilishning boshqa ixtisosligi bo'yicha o'qiydigan talabalar 5580500 — «Qurilish materiallari va buyumlarini ishlab chiqarish texnologiyasi» yo'nalishi, 5A580502 — «Qurilish konstruksiyalarini loyihalash» mutaxassisligi, qurilish muhandislari va shu soha bo'yicha malaka oshirish kursi tinglovchilari ham foydalanishlari mumkin.

Mualliflar kitob sifatini yaxshilashga xizmat qilgan qimmatli fikrlari uchun taqrizchilar t.f.d., prof. S.R. Razzoqovga hamda t.f.d., prof. A. A. Xadjayevga o'zlarining samimiy minnatdorchiliklarini izhor etadilar.

Darslikning (3-nashr) sifatini yaxshilash yuzasidan bildiriladigan barcha fikr-mulohazalarni mualliflar minnatdorchilik bilan qabul qiladilar.

KIRISH

«Kadrlar tayyorlash milliy dasturi to'g'risida» belgilangan vazifalardan kelib chiqqan holda Respublika OO'Yu ta'lim tizimidagi islohotlarni amalga oshirish, mamlakatimiz ijtimoiy-iqtisodiy rivojlanishini oliy ma'lumotli mutaxassislar bilan ta'minlash hamda zamon talablariga javob beradigan yuqori malakali kadrlarni tayyorlash oliy ta'lim tizimidagi islohotlarni rivojlantirishning mazmunini tashkil etadi. Mamlakatimizning ishlab chiqarishiga zamonaviy texnologiyalarning kirib kelishi va ularning talablariga javob beradigan bino va inshootlarni loyihalash talab etiladi. Buning uchun binokor muhandis kadrlar yetarli bilim saviyasiga ega bo'lishlari lozim.

O'zbekiston Respublikasi «Kadrlar tayyorlash milliy dasturi»ning uchinchi bosqichi talablari asosida talabalarining bilim saviyasini yuqori darajaga ko'tarish va ularning tayyorgarlik sifatini oshirish hamda ta'lim tizimini takomillashtirish hozirgi kunning dolzarb vazifasiga aylandi.

Buning uchun ta'limning Davlat standartlariga mos keladigan namunaviy o'quv rejasi asosida quruvchi mutaxassis kadrlar tayyorlash bo'yicha «Temirbeton konstruksiyasi» fanidan darslikni qayta ishlangan hamda Internetdan olingan ma'lumotlar bilan to'ldirilgan holda yaratish zaruriyati tug'ildi.

Mazkur darslikning maqsadi talabaga temirbeton konstruksiyalarini hisoblash va loyihalash usullarini o'rgatishdan iboratdir. Temirbeton konstruksiyalari fani muhandisni shakllantiradigan fanlardan biri bo'lib, uni chuqur o'zlashtirish har qanday binokor muhandis uchun juda muhimdir.

Temirbeton konstruksiyalarini loyihalash nazariyasi texnika fanlari sohalaridan biri bo'lib, u mustahkam va, shu bilan birga, tejamkor elementlarni yaratish ustida ish olib boradi.

Mustahkamlik, bikirlik hamda ko'pga chidamlilik qurilish konstruksiyalariga qo'yiladigan asosiy talablardir. Binokor-muhandis konstruksiyaning shunday yechimini topishi kerakki, bunda konstruksiya ham yuqoridagi talablarga javob bersin, ham tejamli bo'lsin. Bu esa masalani optimal loyihalash muammosiga olib keladi.

Temirbeton konstruksiyalarini loyihalash nazariyasi tatbiqiy fan bo'lganligi sababli mexanika, matematika, materiallar qarshiligi singari asosiy tabiiy fanlarning qonun-qoidalariga asoslanadi.

Darslik qurilish materiallari, materiallar qarshiligi va qurilish mexanikasi fanlari talabalar tomonidan o'zlashtirilganini e'tiborga olib yozilgan.

Hayot va qurilish tajribasi hozirgi zamon kapital qurilishining asosini temirbeton konstruksiyalari tashkil etishini ko'rsatmoqda.

XIX asrda sanoat binolarini paydo bo'lishi hamda yirik muhandislik inshootlarining qad ko'tarishi qurilish fonini yanada rivojlantirishga turtki bo'ldi. Bu va bundan keyingi davrlarda qurilish konstruksiyasi fonining rivojlanishiga chet ellik olimlardan Lagranj, Kulon, Eyler, Mor va rus olimlaridan D.I.Jurovckoy, F.C.Yasinskiy, Bi.Shuxov, A.A. Gvozdev, B.I.Murashev, B.N.Baykov, A.F.Milovanov va boshqalar salmoqli hissa qo'shdilar.

Bu olimlarning ilmiy ishlari va olib borgan tajribalari asosida «Temirbeton konstruksiyalari» ni hisoblash nazariyasi yaratildi. Bu darslikning asosini shu nazariya tashkil etadi.

Darslikka asos qilib olingan temirbeton konstruksiyalarini hisoblash nazariyasi A.F.Loleyt va A.A. Gvozdev ilmiy ishlanishlari natijasida yaratilgan.

XIX - XXI asrlarda texnik taraqqiyotning jadal sur'atlar bilan rivojlanishi natijasida osmono'par binolar, ko'priklar, yer osti inshootlari uchun yangi konstruksiyalar tizimi yaratildi.

Bunday fan - texnika taraqqiyotida o'zbek olimlari ham o'zlarining munosib hissalarini qo'shdilar.

Qurilish mexanikasi fani bo'yicha fundamental ilmiy tadqiqot asosida ulkan natijalarga erishgan olimlardan akademiklar X.A.Raxmatullin, M.T.O'razboyev, V.Q.Qobulovlar qurilish konstruksiyasining ilmiy asoslarini yaratdilar.

Binolarning zilzilabardoshligiga oid murakkab va dolzarb muammolarni tadqiqot qilishda hamda ularning yechimlarini topishda akademiklar T.R.Rashidov, T.Sh.Shirinqulov, Q.S.Ashrabov diqqatga sazavor natijalarga erishdilar.

Qurilish konstruksiyalarini mukammallashtirishda yangi hamda yengil, shu bilan birga O'rta osiyo sharoitiga mos konstruksiyalar tadqiqot qilishda professorlar B.A.Asqarov, A.A.Ashrabov, X.A.Akramov, A.A.Xadjayev, Sh.Nizomov va boshqalar o'zlarining munosib hissalarini qo'shdilar. Konstruksiyalarni optimal loyihalashda prof. N.J.To'ychiyev, resursini aniqlashda prof.

R.K.Mamajonov, poydevor asoslarini tadqiqot qilishda prof. K.K.Kazakbayev, X.Z.Rasulov, Z.S.Sirojiddinov, yer osti inshootlarining konstruksiyalari tadqiqoti bo'yicha prof. A.A.Ishonxodjayev, fazoviy tom yopma konstruksiyalar bo'yicha prof. S.R.Razzoqov kabi olimlarimiz fanga o'zlarining salmoqli hissalarini qo'shdilar va qo'shmoqdalar. Bu olimlarning ilmiy ish natijalari o'z aksini qurilish me'yori QMQ 2.03.01-96 da topgan. Konstruksiyalar esa shu QMQ da belgilab qo'yilgan qoidalar asosida hisoblanadi.

Beton va temirbetondan tayyorlanadigan konstruksiyalarning qurilishdagi salmog'i boshqa materiallardan foydalanadigan konstruksiyalarga nisbatan ko'p bo'lganligi sababli unga kundan-kunga katta e'tibor berilmoqda. Temirbetondan tayyorlangan konstruksiyalar takomillashtirilmoqda va ularning ishonchlilik darajasi oshirilmoqda. Shu sababli kapital qurilishga ajratilgan mablag'ning 25 foizi temirbeton konstruksiyalariga, atigi 3 foizi metall konstruksiyalariga, 13,5 foizi esa yog'och buyumlarga sarflanar ekan. Demak, binokor oldida temirbeton konstruksiyalarining texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlarini yaxshilash, buyumlarning tannarxini arzonlashtirishdek muhim vazifa turibdi. Bu vazifani ijobiy hal etish uchun temirbeton konstruksiyalariga dahldor bo'lgan nazariy va amaliy bilimlarni chuqur o'rganish talab etiladi.

Davlat talim standartlarida talabalarning mustaqil ishlariga alohida e'tibor qaratilgan. Shuni inobatga olib, darslikda temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalarini hisoblashda nazariy bilimlar talabaga yanada tushunarliroq bo'lishi uchun misollar yechimi bilan ko'rsatib berilgan. Shu bilan birga darslikda qo'shimcha rasm, jadval, hisobiy tarh va grafiklar keltirilgan. Murakkab muhandislik inshootlarida hisoblash ishlarini osonlashtirish maqsadida EHM uchun blok sxemalar berilgan.

Mazkur darslik mavjud bo'lgan «Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari» (T., «O'zbekiston», 2003-yil) darsligini yangi ma'lumotlar bilan to'ldirib, Davlat talim standartlari talablari asosida qayta ishlandi va bu borada ko'p yillik tajribaga ega bo'lgan Toshkent arxitektura-qurilish institutining quruvchi mutaxassis kadrlar tayyorlash borasidagi tajribalariga tayanilgan holda va Internetdan olingan ma'lumotlarni e'tiborga olib tayyorlandi. Darslikning zilzilabardosh bino konstruksiyalari qismida t.f.n., dos. B.A. Hobilov tomonidan qilingan ilmiy tadqiqot ishlari natijalaridan foydalanildi.

Kitobga jamoatchilik asosida muharrirlik qilgan dots. Q. Sh. Sodiqovga (Bux OO va YSTI) o'z minnadorchiligimizni bildiramiz.

Kitobda birliklarning Xalqaro tizimi (SI) dan hamda ST SEV 1565-79 ning va ISO 3898 - raqamli «Belgilar va asosiy ramzlar» Xalqaro standartning yangi tizimidan foydalanildi.

Ushbu darslik «Qurilish konstruksiyalari» bo'yicha «Temirbeton konstruksiyasi» fani yangi dasturiga muvofiq hamda QMQ. 2.03.01-96 Beton va temirbeton konstruksiyalar (O'zR DAQQ T. 1998 yil) talablarini inobatga olib yozildi.

Darslik qurilish sohasining bakalavriat yo'nalishi (5580200) «Binolar va inshootlar qurilishi» hamda magistratura (5A580201) «Qurilish konstruksiyalari, bino va inshootlari» mutaxassisligi talabalari uchun mo'ljallangan.

TEMIRBETON VA TOSH-G'ISHT KONSTRUKSIYALARI SOHASIDA QABUL QILINGAN HARFLI BELGILAR

I. Beton va temirbeton konstruksiyalari

1. Beton tavsiflari

R	—	betonning kubik mustahkamligi
R_n	—	betonning kubik me'yoriy (normativ) mustahkamligi
R_{bn}	—	betonning prizma me'yoriy (normativ) mustahkamligi
$R_b; R_{b, ser}$	—	birinchi va ikkinchi chegaraviy holatlar uchun betonning prizma mustahkamligi hisobiy qarshiligi
$R_{bt, n}$	—	betonning o'q bo'ylab cho'zilishga bo'lgan me'yoriy qarshiligi
$R_{bt}; R_{bt, ser}$	—	birinchi va ikkinchi chegaraviy holatlar uchun betonning o'q bo'ylab cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi
$R_{b, loc}$	—	betonning mahalliy siqilishdagi hisobiy qarshiligi
$R_{b, sh}$	—	betonning qirqilishdagi hisobiy qarshiligi
$R_{crc}^0; R_{crc}^n$	—	mikrodarz hosil bo'lishidagi pastki va yuqori chegaralariga mos keluvchi kuchlanishlar
R_{bp}	—	betonning zo'riqtirilgan vaqtdagi mustahkamligi
E_b	—	betonning boshlang'ich elastiklik moduli
G_b	—	betonning siljish moduli

2. Armatura tavsiflari

R_{sn}	—	armaturaning cho'zilishga bo'lgan me'yoriy (normativ) qarshiligi
$R_{sg}, R_{s, ser}$	—	birinchi va ikkinchi guruh chegaraviy holatlar uchun armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi

R_{sw}	— ko'ndalang armaturaning hisobiy qarshiligi
R_{sc}	— armaturaning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi
E_S	— armaturaning elastiklik moduli

3. Kuchlanishlar

σ_b	— betondagi siqiluvchi kuchlanish
σ_{bt}	— betondagi cho'zuvchi kuchlanish
σ_{bp}	— zo'riqtirish bosqichida betondagi siquvchi kuchlanish
σ_S	— cho'zilgan armaturadagi kuchlanish
σ_{sp}	— zo'riqtirilgan armaturadagi dastlabki kuchlanish
$\sigma_{el}; \sigma_{0,02}$	— armaturaning fizik va shartli elastiklik chegarasi
$\sigma_y; \sigma_{0,2}$	— armaturaning fizik va shartli oquvchanlik chegarasi
σ_u	— vaqtli qarshilik

4. Deformasiyalar

ϵ_b	— betonning siqilishdagi deformasiyasi
ϵ_{bt}	— betonning o'q bo'ylab cho'zilishdagi deformasiyasi
ϵ_{el}	— elastik deformasiyalar
ϵ_{pl}	— plastik deformasiyalar (qoldiq deformatsiya)
ϵ_u	— betonning siqilishdagi chegaraviy deformasiyasi
ϵ_{ut}	— betonning cho'zilishdagi chegaraviy deformasiyasi
ϵ_S	— armatura deformasiyalari
ϵ_{sh}	— betonning kirishish deformasiyasi
ϵ_{shu}	— betonning kirishish deformasiyasining chegaraviy qiymati

5. Koeffitsiyentlar

μ	— armaturalash koeffitsiyenti
γ_{sp}	— armaturalarning taranglash aniqligi koeffitsiyenti
$\gamma_{bc}; \gamma_{bt}$	— siqilgan va cho'zilgan beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti
γ_s	— armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti
γ_f	— yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti
γ_n	— bino yoki inshootning ahamiyati bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti
γ_{bl}	— betonning ishlash sharoiti koeffitsiyenti

- γ_{st} — armaturaning ishlash sharoiti koeffitsiyenti
 ν — betonning ko'ndalang deformasiyasi koeffitsiyenti (Puasson koeffitsiyenti)
 α — armatura elastiklik modulining beton elastiklik moduliga nisbati

6. Geometrik tavsiflar

- A — ko'ndalang kesimdagi betonning yuzasi
 A_b — beton siqilgan zonasining kesim yuzasi
 A_{bt} — beton cho'zilgan zonasining kesim yuzasi
 $A_b; A'_s$ — cho'zilgan S va siqilgan qismdagi S' armaturalarining kesim yuzalari
 $A_{sp}; A'_{sp}$ — xuddi shunday oldindan zo'riqtirilgan armaturalar S_p va S'_p ning kesim yuzalari
 A_{sw} — ko'ndalang sterjenlarning (xomutlarning) yuzasi
 $A_{s,ins}$ — bukilgan sterjenlar kesimining yuzasi
 A_{red} — keltirilgan kesim yuzasi
 J — kesimning og'irlik markazidan o'tuvchi o'qqa nisbatan inersiya momenti
 J_{red} — keltirilgan kesimning og'irlik markaziga nisbatan inersiya momenti
 W_{red} — keltirilgan kesimning chetki cho'zilgan tolaga nisbatan qarshilik momenti
 W_{pl} — xuddi shunday betonning noelastik ishini hisobga oladigan qarshilik momenti
 r — elementining egrilik radiusi
 $e_{0,tot}$ — keltirilgan kesimning og'irlik markazidan o'tuvchi o'qqa nisbatan bo'ylama kuchlar teng ta'sir etuvchisining yelkasi (ekssentrisiteti)
 x — betonning siqilish zonasi balandligi.

II. Tosh-g'isht konstruksiyalari

- m_g — uzoq muddatli kuch ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent
 φ — bo'ylama egilish koeffitsiyenti
 R — terimning (kladka) siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi
 N_g — uzoq muddatli yuklardan hosil bo'lgan hisobiy bo'ylama kuch

A_c	— kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak bo'lganda element kesimining siqilgan qismi yuzasi
ω	— devor siqilgan qismining hisobiy qarshiligining ortishini e'tiborga oluvchi koeffitsiyent
φ_c	— kesimning siqilgan qismi uchun bo'ylama egilish koeffitsiyenti
λ_{nc}	— elementning siqilgan kesimi bo'yicha egiluvchanligi
H	— elementning hisobiy balandligi
h_c	— ko'ndalang kesim siqilgan qismi A_c ning balandligi
i_c	— ko'ndalang kesim siqilgan qismining inersiya radiusi
y	— element kesimining og'irlik markazidan ko'proq siqilgan qirrasigacha bo'lgan masofa
A	— element kesimining yuzasi
e_0	— yelka (ekssentrisitet)
F	— yuk, kuch
γ_c	— terimning ishlash sharoiti koeffitsiyenti
l_0	— elementning hisobiy uzunligi
R_u	— devor materialining siqilishga bo'lgan muvaqqat qarshiligi
φ_1	— nomarkaziy siqilishda bo'ylama egilish koeffitsiyenti
γ_{cs}	— devor tarkibidagi armaturaning ishlash sharoiti koeffitsiyenti
R_{skb}	— armaturalangan tosh-g'isht terimining siqilishdagi hisobiy qarshiligi
μ	— devorni armaturalash koeffitsiyenti
α_{sk}	— armaturalangan tosh-g'isht terimning elastiklik tavsifi
b	— kesimning eni
h	— kesimning balandligi
R_{sku}	— armaturalangan g'isht devorning siqilishga bo'lgan muvaqqat qarshiligi
A_{st}	— sim to'r armaturasining yuzasi
c	— sim to'r katagi o'lchami
k	— terimning materialiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent.

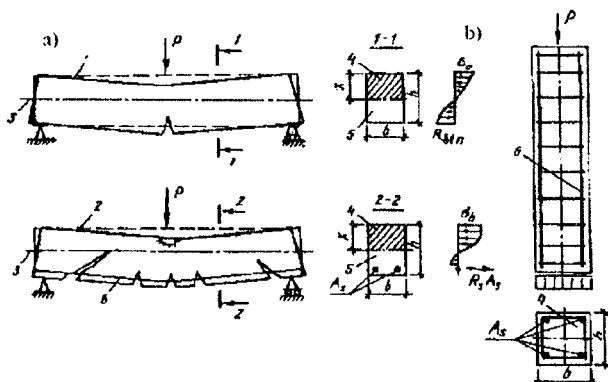
1 - bob

BETON VA ARMATURANING FIZIK-MEXANIK XOSSALARI TEMIRBETON

1.1. Temirbetonning mohiyati

Tosh va yog‘och ibtidoiy odamning dastlabki qurilish materiali hisoblangan. Keyinchalik inson xom g‘isht, pishiq g‘isht va beton tayyorlashni o‘rgandi.

Beton siqilishga yaxshi, cho‘zilishga sust qarshilik ko‘rsatadigan sun‘iy materialdir. Betonning cho‘zilishga bo‘lgan mustahkamligi siqilishga nisbatan 10—15 marotaba kam. Shuning uchun ham uni anizotrop material deyiladi. Anizotrop materiallar — turli xil yo‘nalish bo‘yicha xossalari har xil bo‘lgan materiallardir. Betonning anizotropligi beton va temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda jiddiy qiyinchiliklarni tug‘diradi. Beton cho‘zilishga sust qarshilik ko‘rsatganligi sababli armaturasiz balka ko‘p yuk ko‘tara olmaydi.



1.1-rasm. Elementlarning kuch ta'sirida ishlashi:

- a — egiluvchi element; b — siqiluvchi element. 1 — beton;
2 — temirbeton; 3 — neytral qatlam; 4 — siqilish zonasi;
5 — cho‘zilish zonasi; 6 — po‘lat armatura.

Sababi, beton to'sinining cho'zilish zonasida betonning cho'zilishga bo'lgan mustahkamligi kamligi hisobiga, siqilgan zonaning mustahkamligidan to'liq foydalana olmaymiz, natijada beton balkaning mustahkamligi kam bo'ladi. Agar balkaning cho'zilish zonasiga armatura qo'yilsa, balkaning yuk ko'tarish qobiliyati (taxminan 20 marotaba) ortadi (1.1-rasm, a). Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlari ham po'lat sterjenlar bilan armaturalanadi. Po'lat siqilishga ham, cho'zilishga ham yaxshi qarshilik ko'rsatganligi tufayli siqiluvchi elementning yuk ko'tarish qobiliyatini ancha oshiradi (1.1-rasm, b).

Po'lat armatura* joylashgan beton temirbeton deb ataladi. Temirbetondan ishlangan qurilish konstruksiyasi temirbeton konstruksiyasi deb yuritiladi.

Quyidagi sabablar beton bilan po'lat armaturaning birgalikda ishlashiga sharoit yaratadi:

1. Beton qotish jarayonida po'lat armaturaga mahkam yopishadi (tishlanadi).

2. Zich beton po'lat armaturani zanglashdan va yong'indan asraydi.

3. Po'lat bilan og'ir betonning temperatura ta'sirida chiziqli kengayish koeffitsiyentlari bir-biriga juda yaqin (beton uchun $\alpha_{bt} = (1+1,5) \cdot 10^{-5}$; armatura uchun esa $\alpha_{st} = 1,2 \cdot 10^{-5}$).

Ana shu uchta muhim xossa tufayli temirbeton konstruksiyalarini yaratish imkoniyatiga ega bo'lindi. Ammo temirbetonning afzalligi va nuqsonlari ham bor.

Temirbetonning quyidagi afzalliklari uning qurilishda keng tarqalishi uchun imkon yaratdi: mustahkamligi; ko'pga chidamliligi; olovbardoshligi; zilzilabardoshligi; mahalliy materiallardan foydalinish imkoniyati; konstruksiyaga istalgan shakl berish imkoniyati.

Quyidagilar temirbetonning nuqsonlariga kiradi: vaznining og'irligi; issiqlik va tovushni oson o'tkazishi; mustahkamlash va ta'mirlashning qiyinligi; yorilishi mumkinligi; beton yotqizilgach, armatura holatini tekshirish qiyinligi va hokazo.

Betonda yoriq paydo bo'lishining oldini olish uchun uning cho'zilgan armatura yordamida siqiladi. Bunday konstruksiyalar oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalari deb ataladi.

1.2. Betonning asosiy fizik-mexanik xossalari

Bog'lovchi, to'ldiruvchi va suv aralashmasining qotishidan hosil bo'lgan sun'iy tosh *beton* * deb ataladi.

Beton anizotrop material bo'lib, uning mustahkamligi quyidagi omillarga bog'liq: tarkibi; bog'lovchi va to'ldiruvchining xili; suv

* armatura lotincha «armatura» so'zidan olingan bo'lib, qurollanish, kuchaytirish, jixozlash degan ma'nolarni bildiradi.

va sementning nisbati (W/C); tayyorlash usuli; qotish sharoiti; betonning yoshi; namunalarning shakli va o'lchamlari.

Agar beton qorishmasida W/C qancha kichik bo'lsa, betonning mustahkamligi shuncha yuqori bo'ladi, sement kam sarflanadi.

Temirbeton konstruksiyalarini tayyorlash uchun ishlatiladigan betonlar yetarli mustahkamlikka, armatura bilan yaxshi yopishishi va armaturani zanglashdan saqlash uchun etarli zichlikka ega bo'lishi lozim.

Betonlar quyidagi turlarga bo'linadi (GOST 25192-82*):

1. Maxsus betonlar (issiqqa chidamli, radiasiya ta'siridan himoya qiluvchi, issiqlikni saqlovchi va hokazo).

2. Bog'lovchilarning turiga qarab — sementli, shlakli, gipsli va boshqalar.

3. To'ldiruvchilarning turiga qarab — zich, g'ovak va maxsus to'ldirgichlardan tayyorlangan betonlar.

4. Tuzilishiga (strukturasiga) qarab — zich, g'ovakli, kovakli va katta bo'shliqlarga ega bo'lgan betonlar.

Zichligiga qarab betonlar sement bog'lovchilar asosida katta va mayda zich to'ldirgichlardan tayyorlangan zich strukturali og'ir betonlarga, g'ovakli katta to'ldiruvchilardan hamda g'ovakli va mayda zich (g'ovakli) to'ldiruvchilar sementli bog'lovchilar asosida tayyorlangan engil betonlarga bo'linadi.

Zich to'ldiruvchilar sifatida og'ir betonlar uchun maydalangan tog' jinslari, shag'al yoki qum (kvars) ishlatiladi.

Yengil betonlar uchun g'ovakli to'ldiruvchilar (tabiiy yoki sun'iy yo'l bilan olingan) ishlatiladi.

G'ovakli tabiiy to'ldiruvchilarga pemza, rakushechnik, tuf va boshqalar, sun'iy to'ldiruvchilarga esa keramzit, agloporit va shlaklar kiradi.

Maxsus betonlar, bino va inshootlarning qurilmalarini issiqlikdan himoya qilish uchun (200°C gacha) va 200°C dan yuqori temperatura ta'sirida ishlovchi olovbardosh betonlarga bo'linadi.

Shu bilan birga agressiv muhitda, ya'ni kimyoviy ta'sirda bu ta'sirga chidamli betonlar ishlatiladi.

Betonning qotish jarayonida kengayishidan konstruksiya oldindan kuchlanish hosil qilish uchun ishlatiladigan, kengayish xossasiga ega bo'lgan sement asosida tayyorlangan kengayuvchi betonlar, pardozlash uchun ishlatiladigan manzarali (dekorativ) betonlar, monomer yoki polimerlar asosida tayyorlangan beton-polimerlar va polimer asosida (kimyoviy ta'sirga chidamli) tayyorlangan polimerbetonlar kiradi.

* beton lotincha so'z bo'lib, «tog' toshi» degan ma'noni bildiradi.

O'rtaacha zichligi $2200\text{--}2500\text{ kg/m}^3$ gacha bo'lgan og'ir, o'rta-cha zichligi 1800 kg/m^3 dan yuqori bo'lmagan mayda donali, strukturasi zich va g'ovakli bo'lgan yengil, avtoklav va avtoklavsiz sharoitda qotadigan g'ovakli va maxsus betonlar mavjud.

Betonning strukturasi. Betonning strukturasi uning mustahkamligi va deformasiyalanishiga bog'liq.

Bu bog'liqlikni bilish uchun betonning qotish jarayonida ro'y beradigan fizik va kimyoviy o'zgarishlarini ko'rib chiqamiz.

Beton qorishmasi suv bilan aralashtirilganda sement bilan suv birikmasidan sement xamiri hosil bo'lib, sement bilan suv orasida kimyoviy reaksiya boshlanadi. Natijada, sement minerali bilan suv birikmasi—gelsimon sement kleyi hosil bo'ladi. Bu birikmaning bir qismi kristall holatida ajralib chiqadi. Bunda sement xamiri katta to'ldiruvchilarning sirt qismini o'rab oladi va qotishi natijasida sement toshiga aylanadi.

Vaqt o'tishi bilan sement xamirining qotishi jarayonida gel o'z hajmini kamaytirib, quyuqlashib boradi. Bunda kristall hosil bo'lish jarayoni gel massasini qamrab oladi, natijada qattiq kristall o'simtalar hosil bo'ladi.

Beton strukturasi muhim belgilaridan biri—bu sement toshining, ya'ni betonning kapillyar-g'ovakli material ekanligidir.

Betondagi g'ovaklar o'lchamlari va shakli bilan bir-biridan tubdan farq qiladi. G'ovaklarning hosil bo'lishiga asosan beton tarkibida suv miqdorining mavjudligi sabab bo'ladi. Odatda beton qorishmasida suvning miqdori $W/C = 0,15 \dots 0,20$ ni (sement og'irligiga nisbatan) tashkil qiladi. Ammo bunday betonni qoliplarga yotqizish qiyin bo'lganligi sababli suvning miqdori $W/C = 0,35 \dots 0,60$ gacha oshiriladi. Natijada sement bilan reaksiyaga kirishmagan ortiqcha suv beton tanasida ma'lum bir hajmni egallaydi.

Qotish jarayonida bu ortiqcha suvning bir qismi beton tanasidan bug'lanib chiqishida betonda bo'shliq va g'ovaklar hosil qiladi. Bu g'ovaklar bir-biriga tutashganda, o'lchamlari $0,1\text{--}1,0\text{ mkm}$ dan $20\text{--}50\text{ mkm}$ gacha bo'lgan kapillyarlar hosil qiladi. Bu g'ovaklar suv yoki havo bilan to'lgan bo'ladi.

Shunday qilib, beton strukturasi kristall o'simtalar, gel, suv va havo bilan to'lgan ko'p miqdordagi g'ovaklar va kapillyarlarni mujassamlashtirgan sement toshidan va to'ldiruvchilardan iborat.

Bundan ko'rinadiki, bir jinsli bo'lmagan bunday jismda tashqi kuchlar ta'sirida beton murakkab kuchlanish holatida bo'ladi.

Beton tanasida g'ovak va bo'shliqlarning soni ko'p bo'lganligi uchun bir g'ovak atrofida hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanish ikkinchi g'ovakdagi kuchlanish bilan qo'shib ketadi. Natijada

siqilgan betonda bo'ylama siquvchi hamda ko'ndalang cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi.

Betonning cho'zilishdagi qarshiligi uning siqilishdagi qarshiligiga nisbatan bir necha marta kam bo'lganligi sababli cho'zuvchi kuchlanishlar ta'siridan betonda mikroyoriqlar paydo bo'ladi.

Agar to'ldiruvchilarning mustahkamligi — R_a va elastiklik moduli — E_a , sement toshning mustahkamligi — R_c va elastiklik moduli — E_c dan katta, ya'ni $R_a > R_c$ va $E_a > E_c$ bo'lsa (bu og'ir betonlar uchun xarakterli), yoriqlar to'ldiruvchi bilan sement toshi chegarasidan yoki sement toshi bo'ylab rivojlanadi.

Agar $R_a < R_c$ va $E_a < E_c$ bo'lsa, yoriqlar to'ldiruvchi hamda sement toshi bo'yicha rivojlanadi (bu yengil betonlar uchun xarakterli).

Hozirgi vaqtda qo'llanilayotgan beton mustahkamligi nazariyasida uning strukturasi e'tiborga olinmaydi. Betonning mustahkamligi uning strukturasi bog'liqligi masalasi shu vaqtgacha o'z yechimini topgani yo'q. Bu masalaning yechimi ayniqsa Markaziy Osiyo iqlimi sharoitida ishlatiladigan betonlar uchun juda muhim ahamiyat kasb etadi. Chunki beton quruq va issiq iqlim sharoitida issiqlik va namlik ta'sirida (tashqi kuchlar ta'siridan tashqari) qo'shimcha ichki kuchlanishlar holatida bo'ladi. Bu holat hisob ishlarida yetarli darajada e'tiborga olinmaydi.

Shu kungacha betonning mustahkamligi va deformatsiyalanishi haqida ma'lumot faqat beton namunalarini siqish natijalari orqali aniqlanadi. Bunda betonning fizik va mexanik xossalarning o'rtacha qiymatlari topiladi va ular temirbeton konstruksiyalarini loyihalash uchun hozirgi kunda asos qilib olingan.

1.2.1. Betonning mustahkamlik sinflari. Normativ qarshiliklar va beton markalari. Betonning mustahkamligi uning yoshiga va qotish sharoitiga, namunaning shakli va o'lchamlariga hamda kuchlanish holatining xarakteriga bog'liq bo'ladi. Beton bir jinsli bo'lmaganligi va turli xil omillarning ta'sir etishi natijasida xossalari keng miqyosda o'zgaruvchan bo'ladi, lekin shunga qaramay, hisob ishlarida ma'lum darajada ishonarli bo'lgan mustahkamlik ko'rsatkichlaridan foydalanishga to'g'ri keladi.

Bir xil beton qorishmasidan tayyorlangan N ta namuna sinalganda, $R_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ qarshiliklarga teng bo'lgan beton mustahkamligi olinadi. Bu qarshiliklar qiymati $R_1 < R_2 < R_3 < \dots < R_N$ bo'ladigan bo'lsa, tabiiyki, qaysi bir qarshilik konstruksiyalarni hisoblash uchun qo'llanishi mumkin degan savol tug'iladi.

Hisob ishlarida R_1 qo'llaniladigan bo'lsa, konstruksiyaning ishonchlilik darajasi juda ham yuqori bo'lib, uning tannarxi esa qimmat bo'ladi. Agar hisob ishlarida R_N qo'llaniladigan bo'lsa, kon-

struksiyaning ishonchlilik darajasi juda ham past bo'lib, uning tannarxi ham arzon bo'ladi.

Birinchi holat ham, ikkinchi holat ham loyihachilarni qanoatlantirmaydi. U vaqtda konstruksiyalarni hisoblashda qarshiliklarning qaysi biri qo'llanish lozim degan savol tug'iladi. Bu savolga ehtimollar nazariyasidan javob topish mumkin.

Betonning qarshiligi o'zgaruvchan ekan, demak, uni o'zgaruvchan miqdor sifatida qabul qilish mumkin. Bu holatda beton qarshiligining o'zgaruvchanligini baholash uchun o'zgaruvchan miqdorlarning statik taqsimot qonunlaridan foydalanish mumkin.

Bir xil beton qorishmasidan tayyorlangan namunalarning qarshiliklari $R_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ dekart sistemasining absissa o'qi bo'ylab, bu qarshiliklarning paydo bo'lishiga mos bo'lgan $P_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ ehtimolliklarni ordinata o'qi bo'ylab joylashtirilganda beton qarshiliklarining empirik taqsimot qonunini ifodalovchi grafikni olamiz (1.2-rasm, a).

Bunda beton qarshiliklarining o'rtacha qiymati

$$R_m = P_1 R_1 + P_2 R_2 + P_3 R_3 + \dots + P_N R_N \quad (1.1)$$

$R_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ qarshiliklarning o'rtasida joylashgan bo'ladi. Bu formulada $P_1 = N_1/N$; $P_2 = N_2/N$; $P_3 = N_3/N \dots P_N = N_N/N$ bo'lib, bunda $N_1, N_2, N_3, \dots, N_N$ betonning mos bo'lgan $R_1, R_2, R_3, \dots, R_N$ qarshiliklar soni; N —umumiy qarshiliklar soni.

Hisob ishlarida asosan betonning o'rtacha qarshiligi R_m qo'llaniladigan bo'lsa, betonning haqiqiy qarshiligi $R > R_m$ bo'lgan hollarda konstruksiyaning mustahkamligi ta'minlangan va, aksincha, $R < R_m$ bo'lsa, ta'minlanmagan bo'ladi.

Bu masalani yechish uchun o'zgaruvchan miqdorga taalluqli yana bir xarakteristikani aniqlaymiz, ya'ni har bir qarshilikdan uning o'rtacha qiymatini ayirib, farqini topamiz.

$$\Delta_1 = R_1 - R_m; \Delta_2 = R_2 - R_m; \Delta_3 = R_3 - R_m; \Delta_N = R_N - R_m \quad (1.2)$$

Bu farqlarning kvadratlarini shu farqlarning paydo bo'lish ehtimollariga ko'paytirib, qo'shib chiqamiz va yig'indisidan kvadrat ildiz chiqaramiz:

$$\sigma_R = \sqrt{P_1 \Delta_1^2 + P_2 \Delta_2^2 + \dots + P_N \Delta_N^2} \quad (1.3)$$

Olingan natija σ_R beton qarshiliklarining o'rtacha kvadrat cheklanishi deb ataladi.

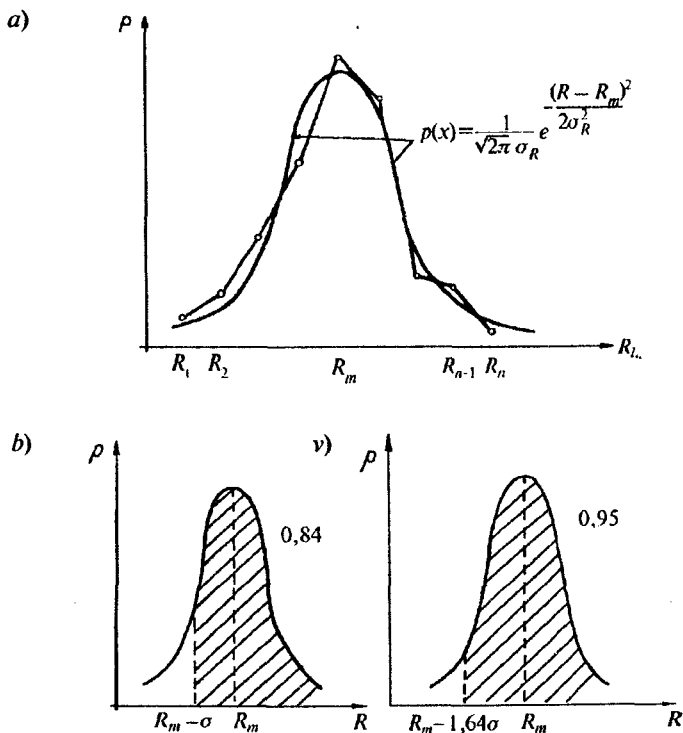
Beton qarshiliklarining o'rtacha qiymati R_m va o'rta kvadratik cheklanishi σ_R ma'lum bo'lganda, o'zgaruvchan miqdor uchun nazariy taqsimot qonunini aniqlash mumkin.

Tajribalar shuni ko'rsatadiki, beton mustahkamligining taqsimot qonuni normal Gauss qonuniga bo'ysunadi. (1.2-rasm, a).

Rasmdagi egri chiziq va absissa o'qi bilan chegaralangan qismining yuzasi birga teng

$$A = \int_{-\infty}^{+\infty} P(x) dx = 1 \quad (1.4)$$

Betonning normativ qarshiligi sifatida shunday bir kichik R_{bn} miqdor qabul qilinishi kerakki, bunda $P(x)$ egri chiziq absissa va



1.2-rasm. Beton mustahkamligining taqsimot qonuni: a—normal Gauss qonuni bo'yicha; b—minimal qarshilik $R_m - \sigma_R$ bo'lgan holda; v—qarshilik $R_m - 1,64 \sigma_R$ bo'lgan holda.

R_{bn} qiymatiga mos bo'lgan ordinata o'qlari bilan chegaralangan sathning yuzasi imkon darajasida bir-biriga yaqinlashsin. Minimal qarshilik sifatida $R_m - \sigma_R$ qabul qilinadigan bo'lsa, egri chiziq ostidagi yuza $A = 0,84$ ga teng bo'ladi. Agar $R_m - 1,64 \sigma_R$ qarshilik qabul qilinadigan bo'lsa, $A = 0,95$ va $R_m - 3 \sigma_R$ bo'lsa, $A = 0,999$ ga teng bo'ladi. Umumiy holda betonning normativ qarshiligini aniqlash uchun quyidagi formulani yozish mumkin:

$$R_{bn} = R_m - \alpha \cdot \sigma_R \quad (1.5)$$

Beton qarshiligining o'rtacha kvadratik cheklanishi σ_R ni qarshilikning o'rtacha miqdori R_m ga nisbati beton qarshiligi o'zgaruvchanligini ifodalaydi, ya'ni $V = \sigma_R / R_m$, u holda

$$R_{bn} = R_m [1 - \alpha \cdot V]. \quad (1.6)$$

Bu yerda α — ishonchlilik darajasi.

Beton qarshiligining o'zgaruvchanligini ifodalovchi V koeffitsiyentining miqdori betonning sifatiga va boshqa omillarga bog'liq bo'lib, temirbeton konstruksiyalari tayyorlaydigan zavodlarda bir xil qiymatga ega bo'lmaydi. Shuning uchun hamma zavodlarda betonning normativ qarshiligini ta'minlash shart bo'lib, o'rtacha qarshilik R_m esa beton qarshiligining o'zgaruvchanligini e'tiborga olgan holda ishlab chiqarishning har bir ma'lum sharoiti uchun alohida aniqlanadi. Betonning sifati yaxshi bo'lsa, V koeffitsiyentining miqdori kichik bo'ladi. Bunda betonning o'rtacha qarshiligi uchun kichik bo'lgan miqdor qabul qilinishi mumkin. Aks holda betonning o'rtacha qarshiligi uchun katta bo'lgan miqdor qabul qilinadi. Bu esa, o'z navbatida, sement sarfini oshirishga olib keladi. Temir beton konstruksiyalari zavodlarida betonning sifatini nazorat qilish uchun betonning siqilishdagi kubik mustahkamligi qo'llaniladi. Betonning mustahkamlik darajasi 95 % ta'minlash bilan aniqlanadi. Buning uchun ishonchlilik darajasi $\alpha = 1,64$ ga teng bo'lishi kerak. U holda

$$R_{bn} = R_m (1 - 1,64v), \quad (1.7)$$

Bu erda R_m — betonning o'rtacha statistik mustahkamligi; V — beton mustahkamligining o'zgaruvchanlik koeffitsienti bo'lib, og'ir va yengil betonlar uchun o'rtacha 0,135 ni tashkil etadi.

Betonning siqilish mustahkamligi sinflari B harfi bilan belgilanib, miqdor jihatidan (1.7) formula orqali aniqlangan kubik

mustahkamligiga teng bo'ladi. Betonning mustahkamlik bo'yicha sinflari yoki normativ qarshiliklari nazorat qilinadigan tavsif hisoblanadi. Bu tavsif beton buyumining ishchi chizmasida qayd etiladi, buyumni tayyorlashda unga qat'iy amal qilish zarur.

(1.7) formuladan ko'rinib turibdiki, betonning talab etilgan kubik mustahkamligi R_{bn} yoki mustahkamlik bo'yicha sinfi B ni hosil qilish R_m bilan V ga bog'liq.

Ish yaxshi tashkil etilgan temirbeton mahsulotlari ishlab chiqaradigan korxonalarda beton yuqori darajada bir jinsli qilib tayyorlansa (o'zgaruvchanlik koeffitsiyenti V kichik bo'lsa), o'rtacha mustahkamlik R_m ham kamayadi, natijada sement tejaladi. O'zgaruvchanlik koeffitsiyenti $V = 0,135$ bo'lganda $R_m = 0,78$ bo'ladi. Agar $V = 0,07$ bo'lsa, normativ qarshilik R_{bn} ning o'sha qiymatini olish uchun betonning o'rtacha mustahkamligini kamaytirish mumkin, ya'ni $R_1 < R$ (1.3-rasm):

$$R_1 = \frac{R_{bn}}{1-1,64 \cdot 0,07} = \frac{0,78}{1-1,64 \cdot 0,07} = 0,88 R.$$

$V = 0,2$ bo'lsa, $R_2 > R$ bo'ladi, ya'ni

$$R_2 = \frac{0,78}{1-1,64 \cdot 0,2} = 1,14 R.$$

Demak, o'zgaruvchanlik koeffitsiyenti katta bo'lsa, betonning o'rtacha mustahkamligini oshirishga to'g'ri kelar ekan.

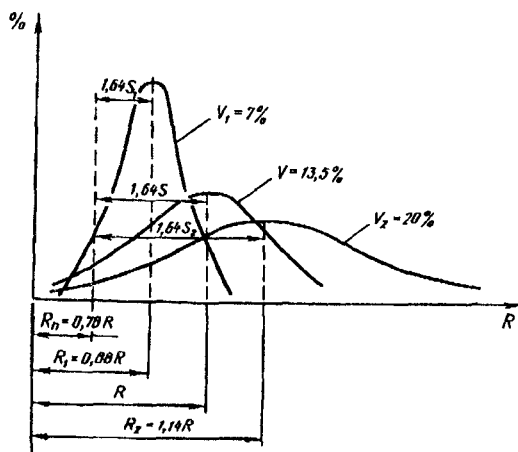
Beton prizmalarining siqilish R_{bn} va cho'zilish R_{bin} bo'yicha normativ qarshiliklari (tajriba yo'li bilan aniqlanmasa) kubik mustahkamligi orqali aniqlanadi. Agar betonning bo'ylama cho'zilishga bo'lgan normativ qarshiligi tajriba yo'li bilan aniqlansa, u holda quyidagi formuladan foydalaniladi:

$$R_{bin} = R_{bn} (1 - 1,64 n), \quad (1.8)$$

bu yerda R_{bin} — betonning cho'zilishdagi o'rtacha mustahkamligi.

Betonning cho'zilish mustahkamligi bo'yicha sinflari B_i miqdor jihatidan uning cho'zilishdagi mustahkamligiga teng bo'lib, 0,95 aniqlikda (1.8) formuladan aniqlanadi. Betonning mustahkamligiga baho beradigan asosiy ko'rsatkich uning kubik mustahkamligidir.

Betonning siqilish mustahkamligi — betonning eng muhim xarakteristikalaridan biri, bu uning siqilishdagi mustahkamligidir. Yaqin yillargacha etalon sifatida betonning siqilishdagi



1.3-rasm. O'zgaruvchan koeffitsiyentning turli qiymatlari va betonning kerakli normativ qarshiligi R_{bn} ni olish imkonini beradigan, beton o'rtacha mustahkamligi R_1 ga mos bo'lgan normal taqsimlash egri chiziqlari.

mustahkamligini ifodalovchi betonning markasi degan ko'rsatkich qabul qilingan edi.

Betonning markasi deb, qirralarining o'lchami 20 sm bo'lgan beton kubning 28-chi sutkada siqilishdagi chegaraviy qarshiligiga aytiladi. Beton 28 sutka davomida $20 \pm 2^\circ\text{C}$ haroratda, havo namligi 95 % dan kam bo'lmagan sharoitda saqlangan. Bunda yuklanish tezligi 0,3 MPa/s ($3 \text{ kg/sm}^2\cdot\text{s}$)ga teng bo'lishi lozim.

Hozirgi kunda betonning mustahkamlik bo'yicha sifatini ifodalovchi xarakteristika sifatida betonning sinfi degan tushuncha qo'llanilmoqda.

Betonning sinfi deb qirralarining o'lchamlari 15 sm bo'lgan beton kubning 95 % ta'minlanish bilan 28 sutkada aniqlangan siqilishdagi chegaraviy qarshiligiga aytiladi.

Betonning sinfi bilan markasi o'rtasidagi farq qabul qilinadigan qarshilik miqdorining ta'minlanishi bilan ifodalanadi.

Betonning markasi uchun qarshilikning ta'minlanishi 50 % ni tashkil etadi (qarshilikning o'rta statik miqdori). Betonning sinfi uchun esa bu ko'rsatkich 95 % ni tashkil qiladi.

Betonning markasi bilan sinfi orasidagi bog'lanish quyidagi formula orqali ifodalanadi.

$$B = 0,1M(1 - 1,64v) \quad (1,9)$$

Bu yerda V — betonning sinfi (MPa);

M — betonning markasi (kg/sm^2). Betonning sinfi kublarni sinash yo‘li bilan aniqlanadi. Betonning kubik mustahkamligi:

$$R = \frac{F_u}{A_{b, \text{tot}}}, \quad (1.10)$$

bu yerda F_u — buzuvchi kuch; $A_{b, \text{tot}}$ — kubikning ko‘ndalang kesim yuzasi.

Beton va temirbeton konstruksiyalar uchun og‘ir betonning siqilishga bo‘lgan mustahkamligi bo‘yicha quyidagi sinflar ko‘zda tutilgan: B 3,5; B 5; B 7,5; B 10; B 12,5; B 15; B 20; B 25; B 30; B 35; B 40; B 45; B 50; B 55; B 60.

Betonning mustahkamligi vaqt o‘tishi bilan osha boradi va bu jarayon bir necha yil davom etish mumkin. Vaqt davomida beton mustahkamligining oshishiga uning tarkibi, atrof muhitning issiqligi va namligi katta ta‘sir ko‘rsatadi.

Beton mustahkamligi bilan uning yoshi o‘rtasidagi bog‘lanish quyidagi formula bilan aniqlanadi:

$$R_1 = R_{28} \frac{\lg t}{\lg 28} = 0,7 \cdot R_{28} \lg t. \quad (1.11)$$

Bu yerda R_{28} — betonning 28 sutkadagi kubik mustahkamligi;

R_1 — t vaqtdagi betonning mustahkamligi.

Atrof muhitning harorati va namligi qancha yuqori bo‘lsa, qotish jarayoni shunchalik tez o‘tadi. Bunday holat Markaziy Osiyo sharoitida tayyorlanadigan betonlar uchun xarakterlidir.

QMQga binoan og‘ir betondan ishlanadigan temirbeton konstruksiyalarida sinfi B 7,5 dan past bo‘lgan betonlarni qo‘llash ruxsat etilmaydi. Takroriy yuklar ta‘sir etadigan konstruksiyalarda esa sinfi B 15 dan yuqori bo‘lgan betonlar qo‘llaniladi. Siqiluvchi temirbeton elementlari B 15 dan kam bo‘lmagan betonlardan va katta yuk ostida bo‘ladigan konstruksiyalarda esa (masalan, ko‘p qavatli binolarning quyi qavat ustunlarida) sinfi B 25 dan kam bo‘lmagan betonlar qo‘llash tavsiya etiladi.

Zo‘riqtirilgan beton uchun B 20 ... B 60 bo‘lgan beton sinflari qabul qilinadi. Hisob ishlarida betonning prizma mustahkamligi kubik mustahkamligining 72—77% ini tashkil etadi. Betonning prizmatik va kubik qarshiligi o‘rtasidagi bog‘lanish quyidagi empirik formula orqali ifodalanadi:

$$R_b = (0,77 - 0,001R) R \text{ yoki } R_b = 0,75R. \quad (1.12)$$

Betonning bo'yлама cho'zilish mustahkamligi bo'yicha sinfi B , ko'pgina inshootlarda (masalan, gidrotexnika inshootlarida) beton mustahkamligining asosiy ko'rsatkichi hisoblanadi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi siqilishdagiga nisbatan 10—20 marta kam bo'lib, quyidagi empirik formula yordamida aniqlanadi:

$$R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2}. \quad (1.13)$$

Betonning cho'zilishdagi haqiqiy mustahkamligi uning markaziy cho'zilishdagi mustahkamligi bilan ifodalanadi.

Bo'yлама cho'zilish mustahkamligi bo'yicha betonning quyidagi sinflari belgilangan: $B, 0,8$; $B, 1,2$; $B, 1,6$; $B, 2$; $B, 2,4$; $B, 2,8$; $B, 3,2$. Beton sinfi konstruksiyaning vazifasi va ishlash sharoitiga bog'liq holda texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlar asosida belgilanadi.

Betonning qir qilishdagi mustahkamligi $R_{sh} = 2R_{bt}$, sinishdagi (skalivaniye) mustahkamligi $(1,5 \dots 2)R_{bt}$, ko'p sonli takroriy yuklanishlardagi mustahkamligi $R_r = (0,95 \dots 0,5)R_{bt}$ bo'ladi.

Shunday qilib, turli xil kuch ta'siri ostida betonning mexanik mustahkamligi taxminan quyidagi qiymatlarga ega:

kubiklarni siqqanda	R
prizmalarni siqqanda	$(0,7 \dots 0,8) R$
o'q bo'ylab cho'zilishda	$(0,05 \dots 0,1) R$
egilishdagi cho'zilishda	$(0,1 \dots 0,18) R$
sof qir qilishda	$(0,15 \dots 0,3) R$
sinishda	$(0,1 \dots 0,2) R$

Betonning sovuqbardoshlik bo'yicha markasi deganda, suv shim-dirilgan betonni navbatma-navbat muzlatib eritganda beton namunalari bardosh beradigan sikllar soni tushuniladi. Bunda namunalarni sovuqbardoshlikga sinalganda uning siqilishdagi mustahkamligini 25 foizidan ko'p yo'qotmasligi, og'irligini esa 5 foizidan ortiq yo'qormasligi lozim bo'ladi. Og'ir beton uchun sovuqbardoshlik bo'yicha quyidagi markalar belgilangan: $F 50$; $F 75$; $F 100$; $F 150$; $F 200$; $F 300$; $F 400$; $F 500$.

Suv o'tkazmaslik bo'yicha beton markasi sinalayotgan namunadan suv sizib o'tishi kuzatilmaydigan bosimni ifodalaydi. Suv o'tkazmaslik markalari — $W 2$; $W 4$; $W 6$; $W 8$; $W 10$; $W 12$, bunga mos keladigan suv bosimlari — $0,2$; $0,4$; $0,6$; $0,8$; $1,0$; $1,2$ MPa. Zo'riqtirilgan beton uchun $W 12$ dan kam bo'lmashligi kerak.

Zichlik bo'yicha beton markasi uning quritilgan holatdagi o'rtacha zichligini ifodalaydi. Yengil betonlarning zichlik bo'yicha markasi $D 800$ dan $D 2000$ ga qadar har 100 oraliqda o'zgarib boradi. Zichligi $2000-2200 \text{ kg/m}^3$ bo'lgan betonlar o'rta vaznli, 2200 kg/m^3 dan ortiq bo'lganlari esa og'ir betonlarga kiradi.

Beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari

Chegaraviy holatlarning chegaraviy guruhi uchun beriladigan betonning hisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} ning ishonchlilik darajasi $0,997$ ga teng. Ularning qiymatlari normativ qarshiliklarni ishonchlilik koeffitsiyentiga bo'lish orqali aniqlanadi (1.1-jadval)

siqilish uchun $R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}$;

cho'zilish uchun $R_{bt} = R_{bnt} / \gamma_{bt}$;

bu yerda γ_{bc} va γ_{bt} betonning siqilish va cho'zilishdagi ishonchlilik koeffitsiyentlari. Betonning siqilishdagi mustahkamligi bo'yicha $\gamma_{bc}=1,3$, cho'zilish bo'yicha esa $\gamma_{bt}=1,5$ olinadi.

1.1-jadval

Og'ir betonning normativ va hisobiy qarshiliklari, MPa

Betonning siqilish mustahkamligi sinfi	Prizma mustahkamligi		Bo'ylama cho'zilishda	
	$R_{bn}; R_{b,ser}$	R_b	$R_{bnt}; R_{bt,ser}$	R_{bt}
B3,5	2,1	2,1	0,39	0,26
B10	7,5	6,0	0,85	0,57
B20	15,0	11,5	1,40	0,90
B30	22,0	17,0	1,80	1,20
B40	29,0	22,0	2,10	1,40
B50	36,0	27,5	2,30	1,55
B60	43,0	33,0	2,50	1,65

Lozim bo'lgan hollarda betonning hisobiy qarshiligi ish sharoiti koeffitsiyenti γ_{bt} ga ko'paytiriladi. Mazkur koeffitsiyent elementning ishlash sharoiti, ish bosqichlari, kesim o'lchamlari va boshqa omillarga qarab birdan katta yoki kichik bo'lishi mumkin.

Ko'p karra takrorlanuvchi yuklarda betonning hisobiy qarshiliklari R_b va R_{bt} ish sharoiti koeffitsiyenti $\gamma_{bt} \leq 1$ ga ko'paytiriladi. γ_{bt} ning qiymati kuchlanishlar siklining nosimmetrik koeffitsiyenti $\rho_b = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$ hamda betonning turi va namligiga bog'liq

holda aniqlanadi. Konstruksiyanı uzoq muddatli yuk ta'siriga hisoblashda, agar beton mustahkamligining oshib borishini ta'minlovchi sharoit mavjud bo'lmasa (masalan, atrof muhit namligi 75 % dan yuqori bo'lsa), u holda og'ir betonning hisobiy qarshiligi $\gamma_{b2} = 0,9$ ga ko'paytiriladi. Ko'tarma kran, shamol, zilzila, portlash singari qisqa muddatli yuklar ta'sir etsa, $\gamma_{b2} = 1,1$ olinadi.

Betonning qarshiligiga ikki o'qli kuchlanish holati ham ta'sir etadi. Agar beton element bir yo'nalishda — cho'zilishga, perpendikulyar yo'nalishda — siqilishga ishlasa, betonning qarshiligi kamayadi; bu hol ish sharoiti koeffitsiyenti γ_{b4} orqali e'tiborga olinadi.

γ_{bt} koeffitsiyenti orqali betonning hisobiy qarshiligiga ta'sir etadigan boshqa omillar ham — elementlarni betonlash sharoiti (γ_{b3}), muzlash-erish sharoiti (γ_{b6}), quyosh nuri ta'siri (γ_{b7}) va boshqalar hisobga olinadi.

Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi uchun betonning hisobiy qarshiligi ko'pincha miqdor jihatidan normativ qarshiliklarga teng bo'ladi $R_{b,ser} = R_{bn}$ va $R_{bt,ser} = R_{bt,n}$. Chunki betonning siqilish γ_{bc} va cho'zilish γ_{bt} dagi ishonchlilik koeffitsiyenti birga teng deb olinadi, betonning ish sharoiti koeffitsiyenti γ_{bt} esa faqat quyidagi hollar-dagina hisobga olinadi:

- ko'p karrali takroriy yuklar ta'siri ostida bo'lgan temirbeton elementlarni yoriqlar hosil bo'lishiga hisoblashda ($R_{bt,ser} = R_{bt,n} \gamma_{b4}$);
- qiya yoriqlar paydo bo'lishiga hisoblashda ($R_{bt,ser} = R_{bt,n} \gamma_{b4}$);
- ko'p karrali takroriy yuklar ta'siri ostida bo'lgan temirbeton elementlarni qiya yoriqlar paydo bo'lishiga hisoblashda ikkita ish sharoiti koeffitsiyenti e'tiborga olinadi ($R_{bt,ser} = \gamma_{bt} \gamma_{b4} R_{bt,n}$).

Armaturaning normativ qarshiligi R_{sn} po'latning oqish chegara-siga teng bo'ladi, hisobiy qarshiligi esa $R_s = R_{sn} / \gamma_s$ ko'rinishda ifodalanadi. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha armaturada ham $R_{s,ser} = R_{sn}$.

1.2.2. Beton deformasiyasi. Betonning deformasiyasi 2 guruhga:

1. Tashqi yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan zo'riqish deformasiyasiga.
2. Atrof muhit issiqlik va namlikning o'zgarishi natijasida sodir bo'ladigan hajmiy deformasiyaga bo'linadi.

Yuklar ta'sirida hosil bo'ladigan zo'riqish deformasiyalari: (yuklar va ta'sirlar 2.4 da to'liq keltirilgan)

- qisqa vaqt ta'sir qiladigan yuklar bilan bir marta yuklashdan hosil bo'ladigan deformasiya;
- doimiy yuklar bilan yuklashdan hosil bo'ladigan deformasiya;

— yuklarning ko'p karrali yuklanishidan hosil bo'ladigan deformasiya.

Tashqi yuklar ta'sirida hosil bo'ladigan deformasiya. Materialning deformasiyasiga baho berishda ikkita miqdordan: normal kuchlanish s va nisbiy deformasiya ε dan foydalanamiz (1.4-rasm). Umumiy holda betonning to'liq deformasiyasi elastik va plastik qismlardan tashkil topadi:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl} \quad (1.14)$$

Bu yerda ε_{el} — elastik deformasiya; ε_{pl} — plastik deformasiya. Betonning ko'p karrali yuklanishi va yukdan bo'shalishi holatida γ_{br} ham hisobga olinadi. ε_{ep} — yuk to'liq olingandan so'ng elastik qaytish deformasiyasi (1.4-rasm, v). Kuchlanishlarning miqdori R_{crc}^o mikroyoriqlar paydo bo'lishining quyi shartli chegarasidan kichik bo'lganda betonda faqat elastik deformasiya hosil bo'ladi. Elastik deformasiyalar kuchlanishlar ta'sirida atomlarning muvozanat holatidan chiqarilishi natijasida sodir bo'lib, kuchlanishlar ta'siri yo'qolganda atomlar o'zining asl holatiga qaytadi.

Kuchlanishlar miqdori R_{crc}^o dan R_{crc}^v — mikroyoriqlar paydo bo'lishining yuqori shartli chegarasigacha o'zgarganda beton strukturasining yumshashi va mikroyoriqlarning paydo bo'lishi natijasida plastik deformasiya hosil bo'ladi.

Kuchlanishlarning miqdori R_{crc}^v dan katta bo'lganda plastik va betonning qisqa vaqt davomida tob tashlashidan hosil bo'ladigan deformasiya rivojlanishi tezlashadi, mikroyoriqlar makroyoriqlarga aylanib, betonda buzilish holati yuz beradi.

Mikroyoriqlar paydo bo'lish chegaralari shartli bo'lib, betonning turiga, mustahkamligiga, tarkibiga va yuklash tartibiga bog'liqdir.

Tajribalar shuni ko'rsatadiki, $R_{crc}^o = (0,3...0,5) R_b$ va $R_{crc}^v = (0,75...0,9) R_b$ bo'ladi.

Beton deformasiyalari moduli. Materiallar qarshiligi fanidan ma'lumki, elastiklik chegarasida kuchlanish σ bilan nisbiy deformasiya ε orasidagi bog'lanish chiziqli qonuniyatga ega. Chiziqli bog'lanish hisob ishlarida katta qulayliklar yaratadi. Biroq beton bir jinsli material bo'lmaganligi sababli σ bilan ε orasidagi bog'lanish chiziqli emas (1.4-rasm). Grafikning boshlang'ich qismidagina $\sigma - \varepsilon$ bog'lanish chiziqli xarakterga ega; kuchlanish ortgan sari egri chiziq to'g'ri chiziqdan uzoqlasha boradi. Bu hol temirbeton konstruksiyalarini loyihalashda ma'lum qiyinchiliklar tug'diradi.

Bog'lanishni chiziqli holga keltirish mumkinmi, degan savol tug'iladi. Bunday qilib bo'lmaydi. Qilib bo'lgan taqdirda ham konstruksiya elastiklik chegarasida ishlaydi. Bunda konstruksiya qimmatga tushadi, chunki unga ortiqcha material sarflandi, binobarin, konstruksiya ortiqcha mustahkamlik zahirasi (zapasiga) ega bo'ladi.

Betonning siqilishdagi boshlang'ich elastiklik moduli (kuch bir zumda qo'yilgan hol uchun) quyidagicha ifodalanadi:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_0 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_{el}} \quad (1.15)$$

Betonning siqilishdagi to'liq deformatsiyasi moduli

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha = \frac{d\sigma_b}{d\varepsilon_b}$$

Betonning o'rtacha elastik-plastik moduli esa quyidagi ko'rinishga ega:

$$E'_b = \operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{\sigma_b}{\varepsilon_1} \quad (1.16)$$

Temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda betonning o'rtacha elastik-plastik modulidan foydalaniladi.

Shunday qilib, beton materiali uchun kuchlanish va deformatsiya orasidagi bog'lanish, 1.4-rasmda tasvirlangandek, egri chiziq ko'rinishiga ega. Egri chiziqqa o'tkazilgan urinma yoki kesuvchi bilan gorizontol o'q orasidagi burchak tangensi $\operatorname{tg} \alpha$ materialning deformatsiya modulini ifodalaydi.

Betonning elastik-plastik moduli (1.15) va (1.16) ga binoan elastiklik moduli orqali ifodalanishi mumkin: bundan

$$\begin{aligned} E_b \varepsilon_{el} &= E'_b \varepsilon_b, \\ E'_b &= E_b \frac{\varepsilon_{el}}{\varepsilon_b} \end{aligned} \quad (1.17)$$

Betonning elastik deformatsiyalarining to'la deformatsiyaga nisbati *elastiklik koeffitsiyenti* deb ataladi: $\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b$ plastik deformatsiyalarning to'la deformatsiyaga nisbati esa betonning *plastiklik koeffitsiyenti* deb ataladi: $\lambda_{pl} = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_b$. Quyidagi

$$\lambda_{el} = \varepsilon_{el} / \varepsilon_b = (\varepsilon_b - \varepsilon_{pl}) / \varepsilon_b = 1 - \lambda_{pl} \quad (1.18)$$

nisbatni e'tiborga olsak, betonning elastiklik plastiklik moduli quyidagi ko'rinishni oladi:

$$E'_b = \lambda_{el} E_b = (1 - \lambda_{pl}) E_b \quad (1.19)$$

Nazariy jihatdan betonning elastiklik koeffitsiyenti $\lambda_{el} = 0,3$ dan (o'ta sof plastik ashyolar uchun) $\lambda_{el} = 1$ ga qadar (o'ta sof elastik ashyolar uchun) o'zgarishi mumkin. Biroq tajribalarning ko'rsatishicha, λ_{el} amalda $0,3 - 0,9$ oralig'ida o'zgarar ekan. Kuchlanish va yukning ta'sir etish muddati ortib borishi bilan elastiklik koeffitsiyenti kamaya boradi.

Cho'zilishda ham, siqilishda ham kuchlanish-deformasiya diagrammasi egri chiziqli ekanligi ma'lum. Betonning siqilish va cho'zilishdagi boshlang'ich elastiklik modullari bir-biridan kam farq qiladi, shu boisdan amalda ularni bir xil olish mumkin (1.4-rasm, b).

Yuqoridagilarga o'xshash cho'zilish uchun ham elastiklik va plastiklik koeffitsiyentlari, shuningdek betonning elastiklik-plastiklik moduli tushunchalarini kiritishimiz mumkin:

$$E'_{bt} = \lambda_{el,t} E_b = (1 - \lambda_{pl,t}) E_b. \quad (1.20)$$

Elastiklik moduli betonning sinfi ortishi bilan ortib boradi. Normalarda tabiiy sharoitda qotgan og'ir beton uchun quyidagi empirik formula tavsiya etiladi:

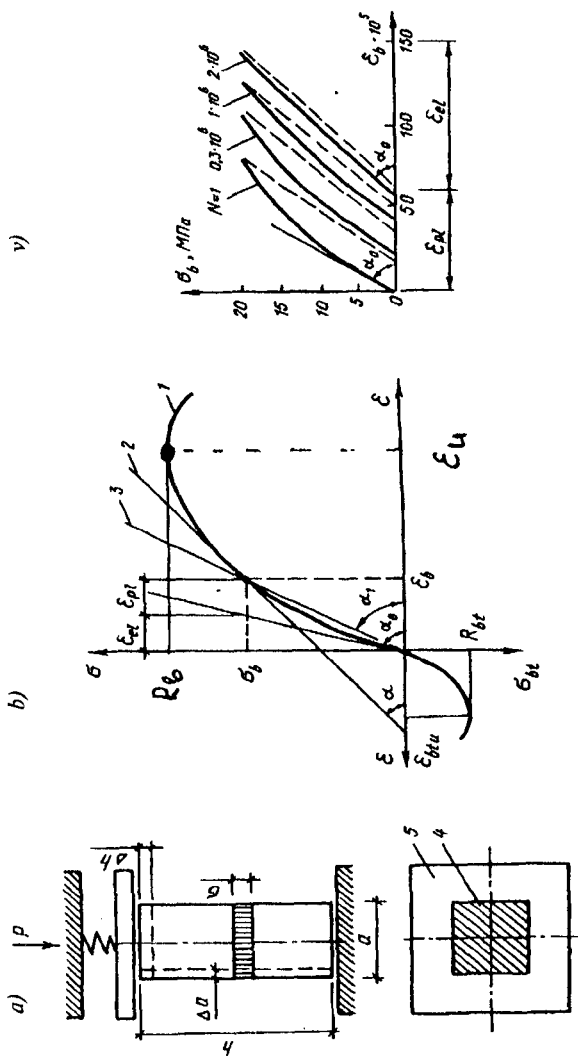
$$E_b = 55400 B / (21 + B). \quad (1.21)$$

B 20 ... B 50 sinfli oddiy betonning elastiklik moduli 27000—39000 MPa oralig'ida bo'ladi, bu po'latning elastiklik modulidan 5—8 marotaba kam.

Beton uchun Puasson koeffitsiyentining boshlang'ich qiymati $\nu = 0,2$ bo'lib, bu qiymat kuchlanish ortishi bilan ortib boradi (ν miqdori $0,13 \dots 0,22$ gacha o'zgaradi). Betonning siljish moduli $G = E_b / 2 (1 + \nu)$ ga yoki $0,4 E_b$ ga teng.

Xulosa qilib aytganda, betonning deformasiyasi, bir tomondan, betonning tarkibiga, mustahkamligi va zichligiga, to'ldiruvchilar va sementning elastik-plastik xossalriga, boshqa tomondan esa, kuchlanish holatlariga, yukning qiymati va davomiyligiga hamda iqlim sharoitida issiqlik va namlikning miqdoriga bog'liqdir.

Betonning tob tashlashi va kuchlanishlar kamayishi (relaksasiyasi). Betonga uzoq vaqt mobaynida yuk yoki kuchlanish (shu jumladan harorat, cho'kish va boshqalardan hosil bo'lgan kuchlanish)lar



1.4-rasm. Betonning deformatsiyalanish diagrammasi:

a – betonning siqilishi; b – deformatsiya – kuchlanish grafiqi; v – ko'p karrali yuklanish va bo'shanish holati.

1 – to'la deformatsiya; 2 – urinma; 3 – kesuvchi; 4 – namuna; 5 – tayanch plitasi.

ta'sir etganda unda vujudga keladigan noelastik deformasiya **tob tashlash** (polzuchest) deb ataladi. Uzoq vaqt davomida vujudga kelgan tob tashlash deformasiyalari qisqa muddatli kuchlar deformasiyasidan bir necha marta katta bo'lishi mumkin. Betonning tob tashlashi katta ahamiyatga ega, shuning uchun ham konstruksiyalarni hisoblash va loyihalashda u, albatta, e'tiborga olinadi.

Betonning tob tashlashi chiziqli yoki chiziqsiz bo'lishi mumkin. Chiziqli tob tashlashda kuchlanish bilan deformasiya orasidagi bog'lanishni chiziqli deb qarash mumkin. Bunday bog'lanish siquvchi kuchlanish uncha katta bo'lmagan hollarda, masalan, $\sigma_b \leq 0,5 R_b$ chegarasida uchraydi. Kuchlanish kattaroq bo'lgan hollarda tob tashlash deformasiyasi chiziqsiz bo'ladi: bunda deformasiya kuchlanishga qaraganda tezroq o'sib boradi.

Betonning chiziqli tob tashlashi vaqt o'tishi bilan kirishishga o'xshab so'nib boradi. So'nib borishining sababi shundaki, sement tarkibidagi gel tob tashlash xususiyatiga ega bo'lib, namlik kamaygach, hajman kichrayadi, qovushqoqligi ortadi. Bundan tashqari, gelning deformasiyalanishi kuchlanishlarning qayta taqsimlanishiga olib keladi: gel tuzilmasi o'zidagi yukni kristall o'simtga uzatadi. Natijada beton to'ldirgichlari yukni ko'proq, qotgan sement esa kamroq qabul qiladi.

Yuqori darajadagi kuchlanishlarda (chiziqsiz tob tashlash) yuqorida aytilgan hodisalardan tashqari betonda mikroyoriqlar paydo bo'ladi va o'sib boradi. Bu hol qaytmas jarayon bo'lib, deformasiyaning tez o'sib borishiga olib keladi. Chiziqli tob tashlash deformasiyasidan chiziqsiz deformasiyaga o'tish chegarasi, mikroyoriqlar paydo bo'lishining shartli quyi chegarasi R_{crc}^0 bilan mos tushadi.

Chiziqli tob tashlash beton strukturasining zichlashishi bilan bog'liq bo'lib, vaqt davomida so'nib boradi va o'zining chegaraviy ma'lum bir qiymatiga intiladi. Betondagi kuchlanish $\sigma_b > R_{crc}^y$ bo'lganda tob tashlash deformasiyasiga beton strukturasining yumshashi va unda vaqt davomida mikroyoriqlarning paydo bo'lishidan hosil bo'ladigan deformasiyalar qo'shiladi.

Kuchlanishlar miqdori $\sigma_b < R_{crc}^y$ bo'lsa, beton strukturasining buzilishi jarayoni chegaralangan bo'lib, vaqtinchalik xarakterga ega bo'ladi. $\sigma_b > R_{crc}^y$ bo'lganda esa, beton strukturasining buzilishi rivojlana borib, ma'lum vaqt o'tgandan so'ng beton buziladi.

Betonning kirishishiga ta'sir etgan omillar tob tashlash miqdori va rivojiga ham ta'sir etadi. Tajribalarning ko'rsatishicha, beton tarkibida sement va suv miqdorining

oshirilishi betonning kirishishi va tob tashlashini orttiradi. Elastiklik moduli katta bo'lgan to'ldirgichlar ishlatilsa, muhit sharoitida namlik oshib, harorat pasaysa, konstruksiya hajmi (ko'ndalang kesim o'lchamlari) kattalashtirilsa, betonning kirishishi va tob tashlashi kamayadi.

Betonning tob tashlashiga kuchlanish holati, kuchlanish miqdori, yuklanish vaqtidagi betonning yoshi va boshqalar ta'sir etadi. Kuchlanishning ortishi bilan tob tashlashning ortib borishi 1.5-a rasmdan yaqqol ko'rinib turibdi. Beton tayyor bo'lgach, qancha kech yuklansa, tob tashlash deformasiyasi shuncha kichik bo'ladi (1.5-b rasm), chunki betonning yoshi o'sgan sari kristall o'ssimta mustahkamlanib, gilning qovushqoqligi ortib boradi.

Betonning tob tashlashi miqdoriy jihatdan tob tashlash tavsifi bilan baholanadi:

$$\varphi_t = \varepsilon_{pl(t)} / \varepsilon_{el}, \quad (1.22)$$

bu yerda $\varepsilon_{pl(t)}$ — vaqtning t daqiqasida nisbiy tob tashlash deformasiyasi; ε_{el} — yuklanish chog'ida ($t = 0$ daqiqada) nisbiy elastik deformasiya.

Tob tashlash miqdorini tob tashlash o'lchovi $C(t)$ orqali ifodalash qulay. 1 MPa kuchlanishda hosil bo'lgan tob tashlash deformasiyasi o'lchov birligi deb qabul qilingan. Demak kuchlanish miqdori σ_b bo'lsa, tob tashlash deformasiyasi $\varepsilon_{pl(t)} = c_{(t)} \sigma_b$ bo'ladi, uning chegaraviy qiymati tob tashlash o'lchovining chegaraviy qiymati "C" orqali quyidagicha ifodalanadi:

$$\varepsilon_{pl} = c \sigma_b \quad (1.23)$$

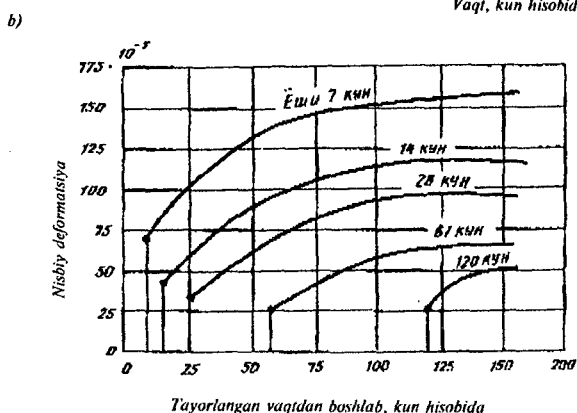
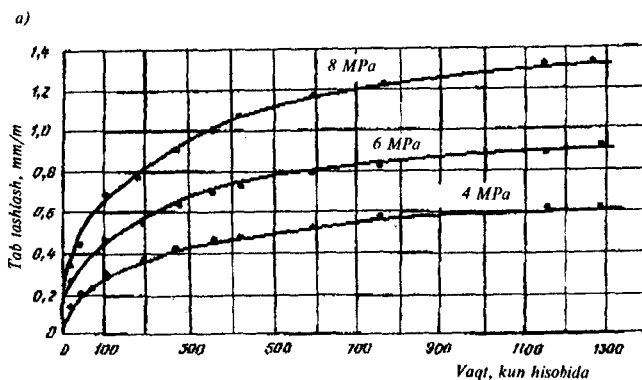
Tob tashlash deformasiyasini tob tashlash tavsifi φ orqali ham aniqlasa bo'ladi. (1.18), (1.16) va (1.22) formulalardan quyidagi ifoda kelib chiqadi:

$$\varepsilon_{pl} = \lambda_{pl} \varepsilon_b = \lambda_{pl} \frac{\sigma_b}{E'_b} = \frac{\lambda_{pl}}{\lambda_{el}} \cdot \frac{\sigma_b}{E_b} = \varphi \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (1.24)$$

Tob tashlash tavsifi φ bilan tob tashlash o'lchovi "C" orasida (1.23) va (1.24) ifodaga asosan quyidagi bog'lanish mavjud:

$$\varphi = C E_b \quad (1.25)$$

Tob tashlash tavsifi φ ning chegaraviy qiymatlari ko'p omillarga bog'liq bo'lib, og'ir betonlar uchun 1—4; engil betonlar uchun 2—5 oralig'ida olinadi.



1.5-rasm. Vaqt bo'yicha tob tashlash deformatsiyasining rivojlanishi:
a — turli kuchlanishlarda; b — turli yoshlarda yuklanganda.

Tob tashlash va kuchlanishlarning kamayishi temirbeton konstruksiyalarining tashqi yuklar ta'sirida ishlash holatiga katta ta'sir ko'rsatadi.

Betonning tob tashlashi konstruksiyalarni yoriqlar paydo bo'lishiga chidamliligi va deformatsiya bo'yicha hisoblashda, konstruksiya ustuvorligini tekshirishda hamda statik noaniq konstruksiyalarda ichki zo'riqishlarni aniqlashda kerak bo'ladi.

Betonning tob tashlashi nafaqat siqilishda, balki cho'zilishda, egilishda va buralishda ham sodir bo'ladi. Lekin betonning

cho'zilish, egilish va buralishda tob tashlashi shu kungacha juda kam o'rganilgan.

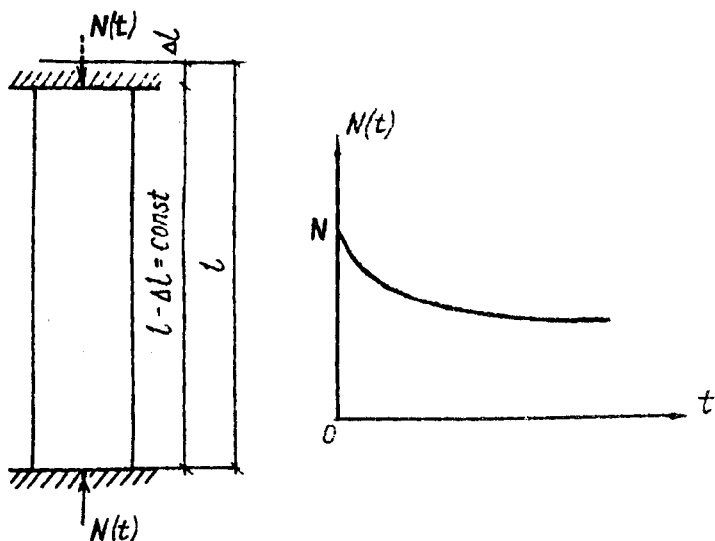
Betondagi tob tashlash hodisasi bilan kuchlanishlar relaksasiyasi (kamayishi) tushunchasi orasida uzviy bog'lanish bor. Betonning boshlang'ich deformasiyasi cheklangan bo'lib, vaqt o'tishi bilan undagi kuchlanishlarning kamayishi hodisasi **kuchlanishlar relaksasiyasi** deb ataladi. Relaksasiya sharti $\epsilon_b = \epsilon_{el} + \epsilon_{pl} = \text{const}$ ko'rinishida ifodalanadi (1.6-rasm). Kuchlanishlar relaksasiyasi ham tob tashlash singari vaqt o'tishi bilan so'nib boradi. Agar beton prizmada dastlabki ϵ_{be} deformasiya va siquvchi σ_b kuchlanish hosil qilib, undan keyin prizma uzunligining o'zgarmasligini ta'minlovchi bog'lanishlar yordamida uning keyingi deformasiyalanishi cheklansa, ixtiyoriy t vaqtdagi kuchlanish prizmadagi dastlabki σ_b kuchlanishidan kam bo'ladi. Bu esa bog'lanishlardagi zo'riqishlar qiymatining ham kamayishiga olib keladi. Shunday qilib, relaksasiya betondagi dastlabki deformasiyaning o'zgarmagan holida kuchlanishning kamayishini xarakterlaydi.

Betonning ko'p karrali yuklar ta'sirida deformasiyalanishi

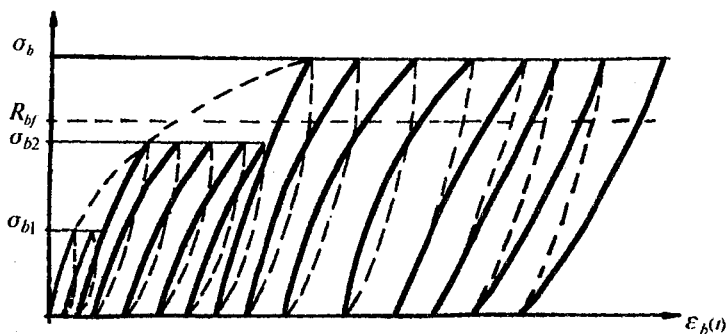
Betonni siquvchi yuklar bilan yuklash va yuk ta'siridan bo'shatish davri bir necha marta takrorlanganda betondagi plastik deformasiyalar asta-sekin yig'ilib boradi.

Yuklar va yuk ta'siridan bo'shatish davri juda ko'p marta takrorlanganda betondagi kuchlanishlarning miqdori $\sigma_b < R_{bf}$ bo'lsa, plastik deformasiyalar o'zining chegaraviy qiymatiga erishib, beton elastik holatda deformasiyalana boshlaydi (1.7-rasm).

Har bir davrdan keyin qoldiq deformasiyalarning yig'ilib borishi va «kuchlanish-deformasiya» bog'lanishni ifodalovchi egri chiziq asta-sekin elastik deformasiyaga mos bo'lgan to'g'ri chiziqqa aylanib boradi. Agar $\sigma_b < R_{bf}$ bo'lsa, kuchlanish bilan bir necha davr va yuk ta'siridan bo'shatilgan betonda plastik deformasiyalar chegaralanmagan miqdorda rivojlanib boradi va betonni buzilish holatiga olib keladi. Bunda « $\sigma_b - \epsilon_b$ » bog'lanishni ifodalovchi qabariq egri chiziq, botiq egri chiziqqa aylanib, absissa o'qi bilan tashkil qilgan burchagi kichrayib boradi (1.7-rasm).



1.6-rasm. Betonda kuchlanishlarning kamayishi (relaksasiyalanishi).



1.7-rasm. Yuklarning ko'p karrali yuklanishi va bo'shatishi ta'sirida betondagi deformatsiya.

Natijada yuk ta'siridan bo'shatilgan betonda elactik zo'riqishlar ta'siridan qo'shimcha yoriqlarning paydo bo'lishiga sabab bo'ladi. Yuk ta'siridan bo'shatilish davrining ko'payishi va yuklanishi darajasining oshishi bu yoriqlarning kengayishiga olib keladi.

1.2.3. Betonning kirishishi. Betonning muhim xossalaridan biri uning hajmiy o'zgarishidir. Bunday o'zgarish sementning suv

bilan birikishi chog'ida ro'y beradigan fizik-kimyoviy jarayonlar, betondagi namlikning o'zgarishi (havoda qotganda namning bug'lanishi, suvda qotganda namlikning ortishi), qotish jarayonida o'zidan issiqlik ajralishi, tashqi muhit harorati va namlikning o'zgarishi natijasida vujudga keladi.

Betonning havoda qotishi natijasida hajmining o'zgarishiga olib keladigan sabablardan biri kirishishdir (usadka). Betonning kirishishi yuqoridagi hodisalar oqibatida ro'y beradi. Betonning to'liq kirishishini ikki xil deformasiyaning (rosmana kirishish va nam ta'sirida kirishish) yig'indisi sifatida tasavvur etish mumkin. Rosmana kirishish sement bilan suvning birikishi natijasida haqiqiy hajmning kamayishidan hosil bo'ladi. Bu jarayon qaytmas bo'lib, kichraygan hajm shundayligicha qoladi. Nam ta'siridagi kirishish beton tarkibidagi namlikning o'zgarishidan hosil bo'ladi; bu jarayon qisman qaytuvchandir: beton quruq havoda qotsa, uning hajmi kichrayadi (kirishadi); sernam sharoitda qotsa, uning hajmi kattalashadi, bo'rtadi. Nam ta'siridagi kirishish oqibatida vujudga kelgan deformasiya, rosmana kirishish deformasiyasidan 10—20 marta katta bo'lib, kirishish deformasiyalarining asosiy manbai hisoblanadi.

Kirishish (bo'rtish)ning miqdori ε_{st} sement turi, beton tarkibi, uni yotqizish sharoiti, muhitning namligi va harorati kabi omillarga bog'liq bo'lib, o'rtacha qiymati kirishishda 0,3 mm/m va bo'rtishda 0,10 mm/m atrofida bo'ladi. Strukturalari bir jinsli bo'lmagan betonning cho'kishi natijasida unda ichki kuchlanishlar hosil bo'ladi. Bu kuchlanishlar betonda mikrobuzilishga olib kelishi mumkin. Mikrobuzilishlar asosan to'ldiruvchi bilan sement toshi bog'langan sirtlarda paydo bo'ladi.

Betonning sirti va tanasida namlikning bug'lanish darajasi har xil bo'lganligi sababli beton sirtida cho'zuvchi, tanasida esa siquvchi kuchlanishlar vujudga keladi. Natijada beton sirtida yoriqlar paydo bo'ladi.

Betonning cho'kish deformasiyasiga ta'sir qiladigan omillar:

1. Betonning tarkibi va tayyorlash texnologiyasiga bog'liq bo'lgan.
2. Atrof muhit ta'siriga bog'liq bo'lgan.
3. Konstruktiv (amaliy) xarakterga ega bo'lgan (konstruksiyaning shakli, o'lchami armatura bilan jihozlanishi va hokazo).

Beton tayyorlash uchun sarflanadigan sementning miqdori uning cho'kish deformasiyasiga katta ta'sir ko'rsatadi, ya'ni

sement miqdorining oshishi cho'kish deformasiyasining oshishiga olib keladi. Suv-sement (W/C) nisbati katta bo'lsa, cho'kish deformasiyasi ham katta bo'ladi.

Elastiklik moduli katta bo'lgan to'ldiruvchilardan tayyorlangan betonlarning deformasiyasi kam bo'ladi.

Atrof muhitning issiqligi va nisbiy namligi betonning cho'kish deformasiyasiga katta ta'sir ko'rsatadi.

Temperatura oshganda cho'kish deformasiyasi oshadi, lekin namlik oshganda esa deformasiya kamayadi.

Betonning cho'kish deformasiyasi elementning o'lchamlariga ham bog'liq. Kichik o'lchamli beton elementlaridagi deformasiya qiymatining miqdori o'lchamlari katta bo'lgan elementlarga nisbatan katta bo'ladi.

Betondagi cho'kish deformasiyasi quyidagi formula bilan aniqlanadi.

$$\varepsilon_{sl} = \varepsilon_{slu} \cdot \left(1 - e^{-\lambda_{sl} \cdot t}\right), \quad (1.26)$$

bu erda ε_{slu} — beton cho'kish deformasiyasining chegaraviy qiymati;

λ_{sl} — tajriba asosida aniqlanadigan cho'kish tezligini ifodalovchi ko'rsatkich (sut^{-1});

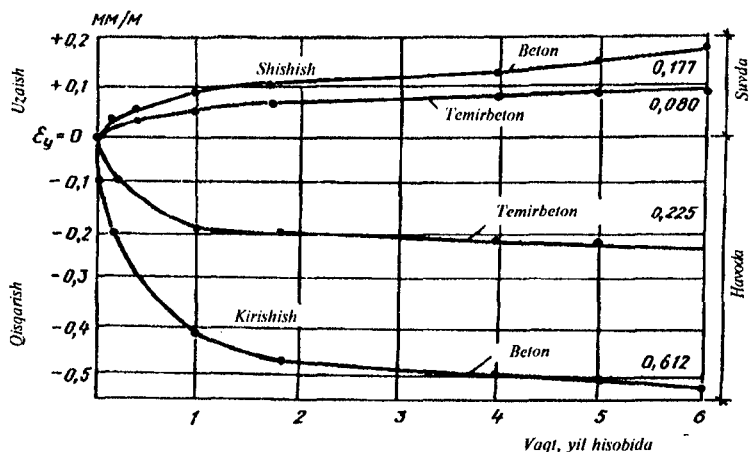
t — vaqt, sutka.

Betonda kirishish deformasiyasini kamaytirish choralaridan biri, bu kirishmaydigan sementlardan foydalanishdir. Yoki beton armaturalansa, uning kirishishi ham, bo'rtishi ham kamayadi.

Kirishish deformasiyasi tezligi vaqt o'tgan sari kamaya boradi (1.8-rasm). Ayni paytda uzoq muddat davom etishi mumkin. Kirishish sirtidan boshlanib, beton qurigan sari ichkarilab boradi. Quyosh nuri ta'sirida beton tez qurisa (Markaziy Osiyo sharoitida aynan shunday bo'ladi), uning sirtida yoriqlar paydo bo'ladi.

Kirishish oqibatida betonda «xususiy» ichki kuchlanishlar paydo bo'ladi. Bu kuchlanishlar konstruksiyaning yorilishbardoshligi va bikirligini pasaytiradi, binobarin, inshootning suv o'tkazmaslik qobiliyati hamda ko'pga chidamliligi ham kamayadi. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda betonning kirishishi oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning qisman yo'qolishiga olib keladi.

1.2.4. Betonning qotishiga va tuzilishiga quruq issiq iqlimning ta'siri. Hozirgi kunga qadar quruq issiq iqlim sharoitida betonning uzoqqa chidamliligi bo'yicha ilmiy asoslangan talablar to'liq ishlab chiqilmagan, asosiy e'tibor uning mustahkamligiga qaratib kelinmoqda. Yilning issiq davrlarida haroratning balandligi va nisbiy namlikning kamligi tufayli beton tarkibidan suv bug'langanda, sementning gidrotasiyasi to'laligicha amalga oshmaydi va beton tegishli fizik-mexanik xossalarini olib ulgurmaydi. Shu sababli temirbeton konstruksiyalarini tayyorlashda betonning tarkibidagi suvni saqlash,



1.8-rasm. Beton va temirbetonni vaqt bo'yicha kirishish va ko'pchish deformatsiyalarining rivojlanishi.

quyosh radiyasiyasi va boshqa zararli ta'sirlardan asrash maqsadida turli tadbirlarni amalga oshirishga to'g'ri keladi. Quruq issiq iqlim sharoitida qurilishning sifatini oshirish maqsadida tez qotadigan o'ta mustahkam portland sementlar va engil g'ovakli to'ldirgichlar ishlab chiqarishni keng yo'lga qo'yish talab etiladi. Respublikamizda g'ovakli engil to'ldirgichlardan asosan keramzit, agloport va boshqa ashyolar qo'llaniladi. Bularidan tayyorlangan betonlar qurish jarayonida suvning ma'lum qismini o'ziga shimib, namlikni ushlab turadi; harorat ko'tarilganda, uning bir qismini sarf qiladi, natijada sementning gidrotasiyasi uchun normal holat vujudga keladi [6].

Quruq issiq iqlim beton ishlari texnologiyasini ham ancha murakkablashtiradi: harorat ortganda beton qorishmasiga

quyiladigan suv sarfi ortadi; natijada sement miqdorini oshirishga to'g'ri keladi. Betonni yotqizishga qadar siljuvchanligi tez yo'qoladi, ya'ni beton quyuqlashib boradi, natijada beton ishlari tannarxi ortadi va boshqa salbiy natijalar yuzaga keladi. Bunga yuqori harorat, namlikning pastligi, qotish vaqtida suvning notekis bug'lanishi va beton sirtining qurishi sabab bo'ladi. Natijada beton qorishmasini yotqizishdagi siljuvchanlik ta'minlanmaydi, qabul qilingan tashish va yotqizish sharoitlari, shuningdek konstruksiya sirtiga ishlov berish sharoitlari buziladi. Yilning yoz faslida beton qorishmasini tayyorlashda uni yotqizishga ketadigan vaqt iloji boricha qisqa bo'lishi kerak. Masalan: beton yotqizish $t = 20^{\circ}\text{C}$ li qorishmalar uchun 30-60 minutdan, $t = 30^{\circ}\text{C}$ li qorishmalar uchun 15-30 minutdan, $t = 35^{\circ}\text{C}$ li qorishmalar uchun esa 10-15 minutdan oshmasligi lozim.

Haroratning yuqoriligi vaqt o'tishi bilan qorishma konsistensiyasining o'zgarishiga, sementning gidrotasiyalanishiga va tishlashishining (ssepleniye) tezlashuviga ta'sir etadi; ayni bir paytda beton tarkibidagi suvning bug'lanib chiqishi bunga asosiy omil bo'lib qoladi. Beton tanasidan suvning tezda bug'lanishi beton qorishmasining tarkibiga, suv miqdoriga, suv va sement nisbatiga (W/C), sement va to'ldirgichning turiga va boshqa omillarga bog'liqdir. Bunday sharoitda beton qorishmasining kirishishi (usadka) tezlashib, u salbiy oqibatlarni keltirib chiqarishi mumkin. Bug'lanish tezligi $0,7 \text{ kg/m}^2\text{g}$ bo'lganida eng ko'p kirishish $3,5-3,6 \text{ mm/m}$ ni, $0,8 \text{ kg/m}^2\text{g}$ da $3,9-4,0 \text{ mm/m}$ va $0,85 \text{ kg/m}^2\text{g}$ da esa $4,5 \text{ mm/m}$ ni tashkil etadi.

Quyosh nuridan yomon muhofaza qilingan yoki ochiq holatda qolgan beton birinchi sutkaning o'zidayoq 50—70% gacha suvni yo'qotadi, bunda uning asosiy qismi qotishning dastlabki 6—7 soatiga to'g'ri keladi. Suvning bunday ko'p bug'lanib chiqishida yangi tuzilmalarning zichlashuvi sodir bo'lib, buning natijasida sement donachalarining gidrotasiyalanmagan qismining ichiga nam kirishi kamayadi. Oqibatda qotayotgan betondagi sementning gidrotasiyalanishi sekinlashadi yoki to'xtaydi, betonning mustahkamligi kamayadi.

Yangi yotqizilgan betondan suvning tez bug'lanishi betonning fizik-mexanik xossalarini ancha yomonlashtiradi, qotayotgan betonning barvaqt yorilishiga sabab bo'ladi, chunki kirishish deformasiyasi bu holda $0,6-0,7 \text{ mm/m}$ gacha etadi. Bu kattalik betonning odatdagi sharoitda kirishishidan 2—3 marta ortiqdir. Betonning katta miqdordagi kirishishi va buning ustiga harorat-

ning tez o'zgarib turishi unda katta ichki kuchlanishlar hosil qiladi, buning natijasida betonda mayda darzlar paydo bo'ladi.

Betonning temperatura ta'sirida deformasiyalanishi ikki qismdan iborat bo'ladi.

1. Deformasiya temperaturaning o'zgarishiga proporsional ravishda o'zgaradi

$$\varepsilon_t = \alpha_t (t - t_0) = \alpha_t \Delta t, \quad (1.27)$$

bu erda α_t — betonning temperatura ta'sirida chiziqli kengayish koeffitsiyenti;

Δt — muhit temperaturasining o'zgarishidan hosil bo'ladigan farq, ° C.

2. Temperatura farqidan hosil bo'ladigan ichki kuchlanish

$$\sigma_t = E_b \cdot \alpha_t \Delta t = E_b \varepsilon_t, \quad (1.28)$$

bu yerda E_b — betonning elastiklik moduli.

Betonning chiziqli kengayish koeffitsiyenti $\alpha_t = (0,7 \dots 1) 10^{-5} \text{ grad}^{-1}$ ga teng. Bu koeffitsiyentning qiymati to'ldiruvchilarning xiliga, beton qorishmasining tarkibiga, atrof muhitning temperaturasi va nisbiy namligi miqdoriga, betonning yoshi va o'lchamlariga bog'liq.

Quruq issiq iqlim sharoitida betonning to'la deformasiyalanishi zichlanish jadalligigagina emas, balki qorishmaning dastlabki qulay yotqizuvchanligi va uning vaqt mobaynida o'zgarishi tabiatiga ham bog'liq. Betondagi harorat tashqi iqlim sharoitiga, konstruksiyaning shakliga va hajmiga bog'liq bo'ladi. Betonning issiqlik ta'sirida kesim bo'yicha yuqoridan pastga qarab notekis isishi konstruksiyada harorat farqi (gradiyent) ni vujudga keltiradi. Bu farq kesim yuzasida ichki kuchlanishlar paydo bo'lishiga sabab bo'ladi. Beton qatlamlari bo'yicha haroratning taqsimlanishi bilan uning gigrometrik holati o'rtasida bog'lanish bor. Betonda turli qatlamlarning suv yo'qotishi turlicha bo'ladi. Tashqi qatlam suvni eng ko'p yo'qotib, ichkarilagan sayin suvning yo'qolishi kamaya bora di. Shu boisdan betonni parvarishlashda asosiy vazifa betonda suv qochishining va shu tufayli hajmiy deformasiyalarning vujudga kelishining oldini olishdan iboratdir. Natijada qotayotgan betondagi salbiy oqibatlarning oldini olish uchun:

— betonning ustiga namlangan yopqichlar (qamish plita, taxta shit, brezent va h.k.) yopiladi;

— beton tarkibidagi to'ldirgichlar yengil — g'ovak to'ldirgichlar bilan almashtiriladi, tez qotuvchi yuqori markali sementlar ishlatiladi, W/C qiymati kamaytiriladi va h.k.

1.3. Temirbeton konstruksiyalari armaturasi

1.3.1. Armaturalarning turlari. Armaturalar sterjenli va simli armaturalarga bo'linadi. Sirtining shakliga qarab silliq va davriy* profilli armaturalar bo'ladi. Davriy profilli armatura tekis armaturaga qaraganda beton bilan mustahkamroq bog'lanadi. Armatura ishlatish usuliga qarab, u zo'riqtirilgan va oddiy armaturaga bo'linadi. Armatura konstruksiya tarkibida bajaradigan vazifasiga ko'ra ishchi va montaj armaturaga bo'linadi. Ishchi armatura hisoblash yo'li bilan, montaj armaturasi esa konstruktiv mulohazalarga ko'ra o'rnatiladi. Taqsimlovchi armatura ham shartli ravishda montaj armatura turiga kiradi.

O'zining mexanik xossalariga qarab armaturabop po'latlar quyidagi sinflarga bo'linadi (1.9-rasm):

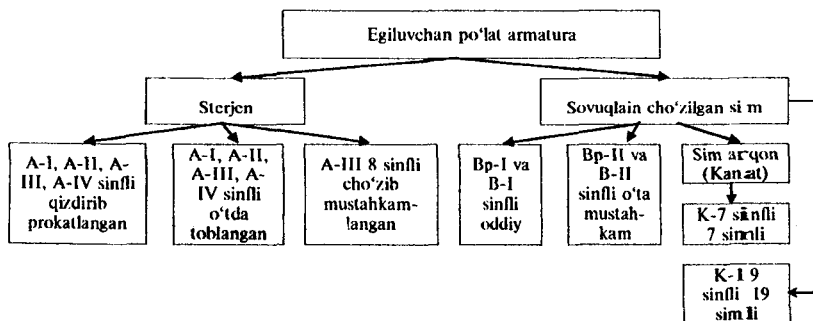
a) sterjenli armaturalar:

A-I qizdirib prokatlangan (silliq sirtli);

A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI qizdirib prokatlangan (davriy profilli);

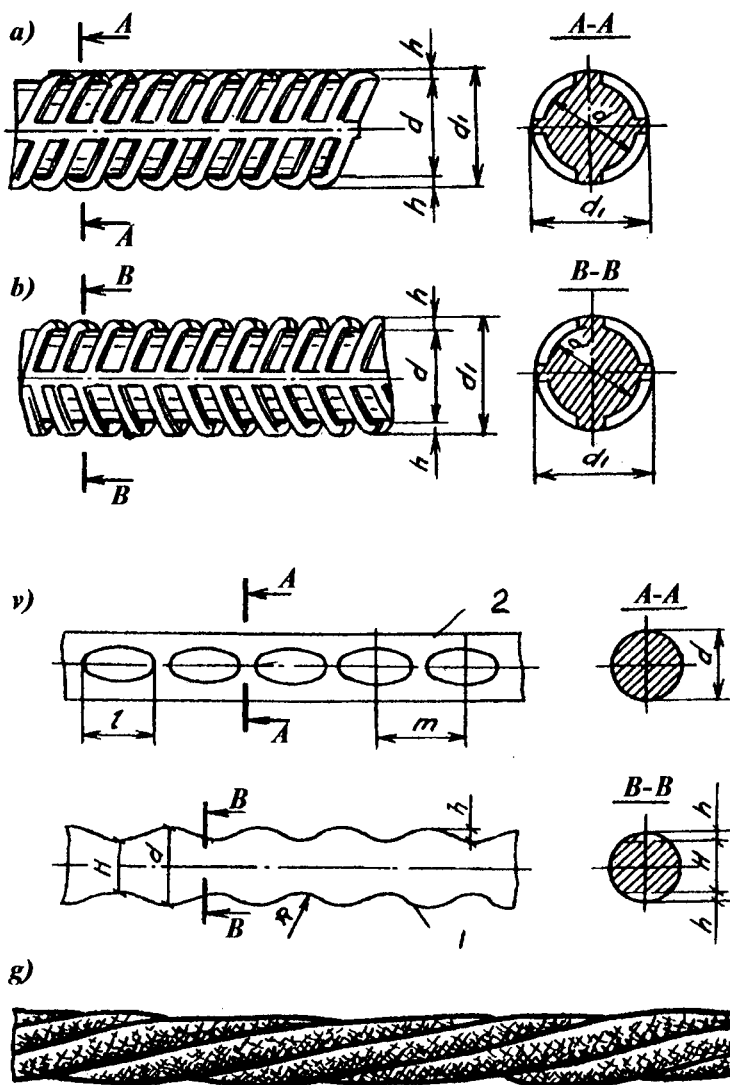
A_T -III, A_T -IV, A_T -V, A_T -VI o'tda toblangan va termo-mexanik ishlov berilgan;

b) simli armaturalar:



1.9-rasm. Temirbeton konstruksiyalar uchun egiluvchi po'lat armaturalarning turlari.

* Davriy profilli armaturani 1889 yilda F.Rancen (AQSh) ixtro qilgan.



1.10-rasm. Temirbeton konstruksiyalarda ishlatiladigan egiluvchan po'lat armaturaning asosiy turlari.

a va b — davriy profili issiqalayin tortilgan armatura po'lati;

v — sim; g — sim arqon. 1— silliq tomoni; 2— g'adir-budur tomoni.

Br-I sovuqlayin cho'zilgan (oddiy davriy profilli);

B-I tekis sirtli;

B-II yuqori darajada mustahkam (tekis);

Br-II yuqori darajada mustahkam (davriy profilli);

K-7, K-19 (V-II sinfli simdan to'qilgan sim arqon-kanat).

Oddiy armatura sifatida A-I, A-II, A-III va Br-I, B-I sinfli armaturalardan foydalaniladi. Zo'riqtirilgan armatura sifatida esa A-IV, A-V, A-VI, A_T-V, A_T-VI, Br-II, B-II va K-7, K-19 sinfli armaturalar ishlatiladi.

Agar sterjenli armatura kuchlanish ostida zanglashga (korroziya)ga nisbatan o'ta turg'un bo'lsa, uning sinfiy belgisiga «K» harfi qo'shiladi (masalan, A_T-IV K), agar payvand moyil bo'lsa, «C» harfi qo'shiladi (o'tda toblangan armaturalar uchun: masalan, A_T-IV C). Agar armaturada har ikkala xususiyat mavjud bo'lsa, unda «CK» harflari qo'shiladi (masalan, A_T-V CK).

Temirbeton konstruksiyalarida davriy profilli sterjenli armaturalar keng qo'llaniladi (1.10-a, b rasm). Armatura sirtining davriy profilli shakli (ya'ni uning g'adir-budurligi) uning beton bilan yopishuvini yanada oshiradi, bu esa, o'z navbatida, beton cho'zilishga ishlagnida yoriqlarning kengayishini kamaytiradi, armaturani betondagi mahkamlashi bo'yicha maxsus choralar ko'rishdan xalos etadi.

1.4. Armaturalarning fizik-mexanik xossalari

Armaturalarning fizik-mexanik xossalari po'latning kimyoviy tarkibi, ishlab chiqarish va ishlov berish usullariga bog'liq. A-I, A-II, A-III sinfli yumshoq po'latlarda uglerod 0,2—0,4 foizni tashkil etadi. Uglerodning miqdori oshirilsa, po'latning mustahkamligi ortib, qayishqoqligi va payvandlanuvchanligi kamayadi. Agar po'lat tarkibiga marganes va xrom qo'shilsa, uning qayishqoqligi kamaygan holda mustahkamligi ortadi; kremniy qo'shilsa, po'latning mustahkamligi ortib, payvandlanuvchanligi yomonlashadi.

Po'latning mustahkamligini qizdirib toblash yoki oddiy cho'zish yo'li bilan oshirsa ham bo'ladi. Po'latni qizdirish yo'li bilan toblaganda 800—900°C ga qadar qizdiriladi, so'ngra keskin sovutiladi; keyin yana 300—400°C ga qadar qizdirib, asta sovutiladi. Buning natijasida po'lat armaturaning mustahkamligi ortadi.

Po'lat armaturani 3—5 % ga cho'zilsa, uning ichki kristall tuzilishi ma'lum darajada o'zgaradi, bu o'zgarish armatura mustahkamligini

oshiradi. Armatura qayta choʻzilsa, choʻzilish diagrammasi boshlangʻich diagrammadan farq qiladi (1.11-rasm).

Maʼlumki, poʻlatning asosiy fizik-mexanik xossalari material namunasini choʻzishga sinash jarayonida olinadigan «kuchlanish-deformasiya» ($\sigma_s - \epsilon_s$) diagrammasida oʻz aksini topadi. Bu diagrammaga koʻra armatura poʻlatlari quyidagi turlarga boʻlinadi:

1. Oqish chegarasi aniq koʻrinadigan yumshoq poʻlatlar.

2. Oqish chegarasi aniq koʻrinmaydigan qattiq yoki yuqori mustahkamli poʻlatlar.

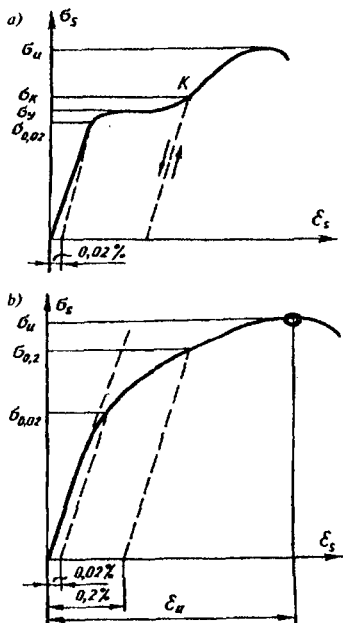
3. Deyarli uzilgunga qadar « $\sigma - \epsilon$ » diagrammasida chiziqli bogʻlanishga ega boʻlgan oʻta mustahkam poʻlatlar.

Poʻlatning asosiy mustahkamlik tavsiflari quyidagilardir: birinchi turdagi poʻlatlar uchun oqish chegarasi σ_y , yaʼni elastiklik chegarasi doirasida boʻladi (1.11-rasm, a); ikkinchi va uchinchi turdagi poʻlatlar uchun shartli oqish chegarasi $\sigma_{0,2}$ boʻlib (bu kuchlanishning shunday qiymatiki, bunda namunaning qoldiq deformasiyasi 0,2% ni tashkil etadi), shartli elastiklik chegarasi (qoldiq deformasiya) $\sigma_{0,02}$ boʻladi. (1.11-rasm, b).

— poʻlatning muvaqqat qarshiligi (mustahkamlik chegarasi) — σ_u ;

— uzilishdagi chegaraviy uzayish — ϵ_u va hokazo.

Kam uglerodli poʻlatlarda oqish maydonchasi mavjud boʻlib, plastikligi 20% ni ($\epsilon_n = 20\%$) tashkil etadi. Yuqori uglerodli poʻlatlarning plastikligi ikki marotaba kam boʻladi. Chegaraviy uzayishi qisqa boʻlgan armaturalar moʻrt boʻlib, yuk taʼsirida birdaniga uzilishi va konstruksiya buzilishi mumkin. Plastik xossalari yuqori boʻlgan poʻlatlar temirbeton konstruksiyalarining ishlashi



1.11-rasm. Armatura poʻlatining choʻzilishdagi xarakterli diagrammalari.

a — oqish maydonchasi mavjud;

uchun qulay sharoit yaratadi; statik noaniq sistemalarda, shunindek dinamik kuchlar ta'sirida buning ahamiyati ayniqsa kattadir.

Me'yoriy hujjatlarda armaturaning uzilishdagi nisbiy uzayishining eng kam miqdori beriladi. Bu qiymatlar A-I-25%; A-II-19%; A-III-14%; A-IV-A-VI-6% ga va termik mustahkamlangan armatura uchun esa A_T -IV; A_T -V; A_T -VI nisbiy uzayish 8,7 va 6 % ga teng.

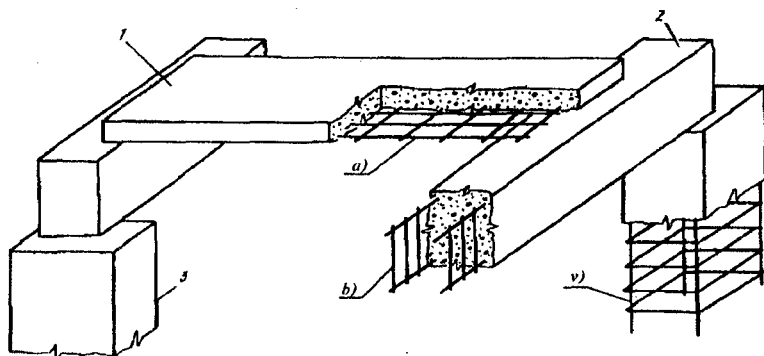
Yumshoq po'latlar (A-I; A-II; A-III) oddiy haroratda tob tashlamaydi. Yuqori uglerodli armaturalar esa, betonga o'xshab, tob tashlash xususiyatiga ega. O'tda toblangan armaturalarni payvandlash yaramaydi, chunki bunda armatura qiziganida mustahkamligi pasayadi.

I-jadval

Armaturaning sinfi va uning ko'rsatkichlari

Armatura sinfi	Tashqi ko'rinishi	Diametri, mm	Oqish chegarasi, N/mm	Cho'zilishdagi vaqtli qarshiligi R , MPa	Nisbiy uzaishi, %	Tarkibi
I	2	3	4	5	6	7
A-I (A240)	Silliq sirtli	6-40	240	380	25	St3 kp, St3 pc, St3 sp
A-II (A300)	Davriy	10-40 8-40	300	500	19	St3 kp, St3 pc, 18 G2S
A-II (A300)	Davriy	10-40	300	450	25	10 GT
A-III (A400)	Davriy	6-40 6-22	400	600	14	35Gs, 25G 2C, 32G2 Ppc
A-IIIs (A _T 400) (A _T 500)	Davriy	6-40 6-40	440 500	550 600	16 14	Gs 2 si, St3 Rc 25G 2S, 32G2 Rpc
A-IV (A600)	Davriy	10-18 (6-8) 10-32 36-40	600	900	6	80 _C 20xG2 S
A _T -IV (A _T 600) A _T -IV _C (An600 _C) A _T -IV _k (A _T 600 _k)	Davriy	10-40	600	800	12	2GS 25G2S, 35GS 10 GS2, 08G2S
A-V (A800) A _T -Vk (A _T 1000 _k)	Davriy	6-40 10-32 18-32 18-32	800	1050 1000 1000	6 7 7	22x2G2AYu 20GC, 20GS2 25C2P, 20xGC2
A _T -VII (A _T 1200)	Davriy	10-32	1200	1450	6	30xC2
B-I	Silliq sirtli	3-5	-	500		
Br-I	Davriy	3-5	-	550-525		
B-II	Silliq sirtli	3-8	-	1900-1400		
Br-II	Silliq sirtli	3-8	-	1800-1300		
K-7	sim orqali	4,5-15	-	190-1680		

Armaturalash usullari. Temirbeton elementlari payvandlangan sim-to‘r yoki karkaslar alohida sterjenlardan to‘qilgan armaturalar, bikir prokat profillar va boshqalar bilan armaturalanadi. Bular ichida sim-to‘r va karkas bilan armaturalash eng ko‘p tarqalgan usullardir. 1.12-rasmda qobirg‘ali yopma plitani armaturalashga doir namuna berilgan.



1.12-rasm. Temirbeton konstruksiyalarini armaturalash:
1 — plita; 2 — to‘sin; a — sim — to‘r; b — yassi karkas;
v — hajmiy karkas.

1.5. Temirbeton

Armaturaning beton bilan tishlashishi (ssepeleniye). Temirbeton* uchun faqat beton bilan armaturaning xossalarigina emas, balki armaturaning beton bilan tishlashishi hisobiga bu materiallarning birgalikda ishlashi ham katta ahamiyatga ega.

Armatura bilan betonning tishlashish mustahkamligiga asosan quyidagi omillar ta‘sir etadi:

1 — armatura sirtidagi qovurg‘alarning betonga tishlashib qolishi natijasida;

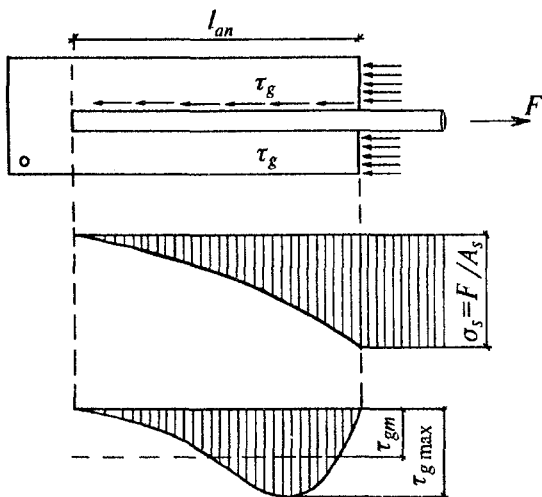
2 — sement gelining yopishqoqligi xossasiga ega bo‘lishi natijasida;

3 — betonning cho‘kishi natijasida.

Mavjud uchta omillardan har birini alohida qarab o‘tishning iloji yo‘q, bo‘lgan taqdirda ham bunga hojat yo‘q. Chunki bu omillar bir vaqtning o‘zida birgalikda ta‘sir ko‘rsatadi.

* armatura po‘latdan tayyorlanadi, shuning uchun uni po‘latbeton deyish aslida to‘g‘ri bo‘lardi.

Lekin armaturaning beton bilan tishlashishida betonga tishlashish (70—80 %) asosiy rolni o'ynaydi. Armaturaning betonga bog'lanish mustahkamligi tajribalar asosida aniqlanadi. Bunda beton tanasiga ma'lum uzunlikda joylashtirilgan armaturali sterjen sug'urib olishda sinaladi (1.13-rasm).



1.13-rasm. Armaturaning betonga tishlashishi.

Betonga joylashtirilgan sterjenni sug'urishdagi zo'riqlashlari armaturadan betonga urinma kuchlanishlar orqali uzatiladi. Bu urinma kuchlanishlar armaturaning betonga joylashtirilgan uzunligi bo'yicha notekis tarqalib, armaturaning betonga birikish joyidan ma'lum masofada eng katta qiymatga erishadi va armaturaning betonga joylashish uzunligiga bog'liq bo'lmaydi.

Armaturaning betonga tishlashish mustahkamligi urinma kuchlanishlarning o'rtacha (shartli) qiymati bilan aniqlanadi

$$\tau_{gm} = \frac{F}{\pi d l_{an}}, \quad (1.29)$$

bu yerda F — bo'ylama sug'uruvchi kuch; d — armaturaning diametri; l_{an} — armatura sterjenning betonga tishlashish uzunligi.

Oddiy betonlar va sirti tekis bo'lgan armatura uchun $\tau_{gm} = 2,5 \dots 4$ MPa, sirti qovurg'ali bo'lgan armaturalar uchun esa $\tau_{gm} \gg 7$ MPa bo'ladi. Beton mustahkamligining oshishi bilan bog'lanish mustahkamligining o'rtacha qiymati oshadi.

Armaturadagi bo'ylama kuchni kuchlanish orqali ifodalansa, (1.29) formula quyidagi ko'rinishga keladi.

$$l_{an} = F / (\tau_{gm} \pi d) = \sigma_s \pi d^2 / (4 \tau_{gm} \pi d) = \sigma_s d / (4 \lambda_{mg}) \quad (1.30)$$

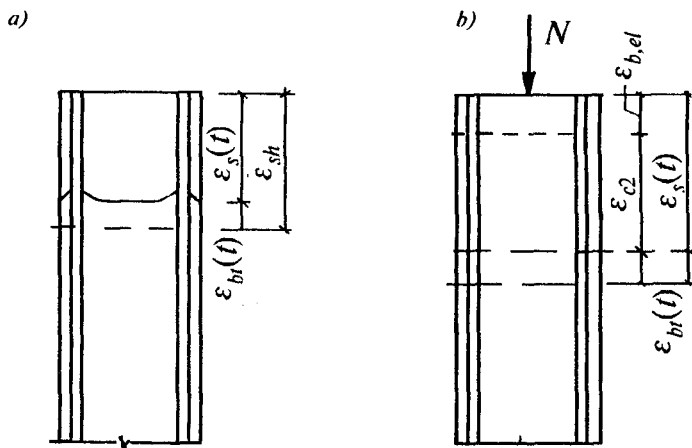
Me'yoriy hujjatlarda tishlashishning qiymati berilmaydi, lekin armaturaning beton bilan tishlashishini ta'minlaydigan konstruktiv ko'rsatmalar beriladi.

1.5.1. Beton kirishishning temirbeton konstruksiyalarga ta'siri.

Temirbeton konstruksiyalarda betonning qotishi jarayonida kirishish deformasiyasi hosil bo'ladi. Konstruksiya tanasida joylashgan armatura betonning kirishish deformasiyasining erkin rivojlanishiga to'sqinlik qiladi. Natijada, kirishishdan temirbeton elementi ning kesim yuzasida ichki kuchlanish hosil bo'ladi. Bunda beton cho'zilishga, armatura esa siqilishga ishlaydi.

Betondagi cho'zuvchi kuchlanish: erkin cho'zilish deformasiyasining miqdoriga, armaturaning soniga va betonning sinfiga bog'liq bo'ladi.

Betonning cho'kishi temirbeton konstruksiyalarning yoriqlar paydo bo'lishiga chidamliligini kamaytiradi va egiladigan elementlarning solqiligini oshiradi. Oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalarda taranglangan armaturadagi kuchlanishlarning kamayishiga olib keladi.



1.14-rasm. Beton cho'kishi va tob tashlashining temirbetonga ta'siri:
a — cho'kishda; b — tob tashlashda.

Misol uchun simmetrik ravishda armaturalangan beton cho'kishining temirbetonga ta'sirini ko'rib chiqamiz (1.14-rasm, a).

Beton cho'kishidan temirbeton elementidagi deformasiya ϵ_s erkin cho'kish deformasiyasi ϵ_{sh} va beton cho'zilish deformasiyasi ϵ_{bt} farqiga teng bo'ladi:

$$\epsilon_s = \epsilon_{sh} - \epsilon_{bt} \quad (1.31)$$

Elementda hosil bo'ladigan ichki kuchlanishlar muvozanat tenglamasi:

$$\sigma_s A_s = \sigma_{bt} \cdot A_b \quad (1.32)$$

Betondagi cho'zuvchi kuchlanishni (1.32) formuladan aniqlaymiz:

$$\sigma_{bt} = \sigma_s \frac{A_s}{A_b} = \sigma_s \mu_s, \quad (1.33)$$

bu yerda μ_s — armatura bilan jihozlanish koeffitsiyenti.

Beton elastik holatda deformasiyalanadi deb, Guk qonuniga ko'ra uning cho'zilishdagi nisbiy deformasiyasini aniqlaymiz:

$$\begin{aligned} \sigma_{bt} &= \epsilon_{bt} V_l E_b, \\ \epsilon_{bt} &= \frac{\sigma_{bt}}{V_l E_b} \end{aligned} \quad (1.34)$$

Armaturaning nisbiy deformasiyasi quyidagicha aniqlanadi

$$\epsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{\sigma_{bt}}{\mu_s E_s} \quad (1.35)$$

Topilgan deformasiyalarni (1.31) formulaga qo'yib, armaturada hosil bo'ladigan kuchlanishni aniqlaymiz.

$$\sigma_s = \frac{\epsilon_{sh} E_s}{\nu_l + \alpha \mu_s} \cdot \nu_l \quad (1.36)$$

Betonda hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanish

$$\sigma_{bt} = \frac{\epsilon_{sh} E_s}{\nu_l + \alpha \mu_s} \cdot \nu_l \mu_s \quad (1.37)$$

bu yerda $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$. Bunda hosil bo'ladigan cho'zuvchi kuchlanish miqdori (1.37) uning cho'zilishdagi mustahkamligi R_{bt} dan katta bo'lganda ($\sigma_{bt} > R_{bt}$) beton cho'kishidan yoriqlar paydo bo'ladi.

Agar $\sigma_{bt} = R_{bt}$ bo'lsa, beton cho'kishidan yoriqlar paydo bo'lish holatiga mos bo'lgan armatura bilan jihozlanish koeffitsiyentining maksimal qiymati

$$\mu_{s \max} = \frac{V_t R_{bt}}{V_t \varepsilon_{sh} E - \alpha E_{bt}} \quad (1.38)$$

1.5.2. Beton tob tashlashining temirbeton konstruksiyalarga ta'siri. Temirbeton konstruksiyalar uzoq muddatli yuklar bilan yuklanganda betonda tob tashlash deformasiyasi hosil bo'ladi. Tob tashlash deformasiyasining erkin rivojlanishiga element tanasidagi armatura to'sqinlik qiladi. Natijada temirbetondagi kuchlanishlar vaqt davomida armatura va beton o'rtasida qayta taqsimlanadi. Bunda betondagi dastlabki kuchlanish esa ko'payadi. Beton tob tashlashidan egiladigan elementlarning solqiligi oshadi. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda esa taranglash uchun berilgan dastlabki kuchlanishni kamaytiradi. Bu esa, o'z navbatida, konstruksiyalarda yoriqlar paydo bo'lishini tezlashtiradi.

Temirbeton konstruksiyalarda beton tob tashlashidan armatura va betondagi dastlabki kuchlanishning qayta taqsimlanishini ko'rib chiqamiz (1.14-rasm, b).

Ustunga siquvchi kuch N ta'sir qilganda ixtiyoriy vaqt mobaynida muvozanat tenglama quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi

$$N = \sigma_{s(t)} \cdot A_s + \sigma_{b(t)} \cdot A_b \quad (1.39)$$

Bo'ylama armatura va beton deformasiyalarining uzluksizligidan

$$\varepsilon_{s(t)} = \varepsilon_{b(t)} \quad (1.40)$$

Armatura va beton deformasiyalarini kuchlanishlar orqali ifodalasak,

$$\varepsilon_{s(t)} = \frac{\sigma_{s(t)}}{E_s}; \quad \varepsilon_{b(t)} = \frac{\sigma_{b(t)}}{E'_b} = \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)} E_b} \quad (1.41)$$

Topilgan deformasiyalarni (1.40) formulaga qo'yamiz

$$\frac{\sigma_{s(t)}}{E_s} = \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)} E_b}$$

Bu yerdan

$$\sigma_{s(t)} = \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)}} = \alpha \frac{\sigma_{b(t)}}{V_{b(t)}} \quad (1.42)$$

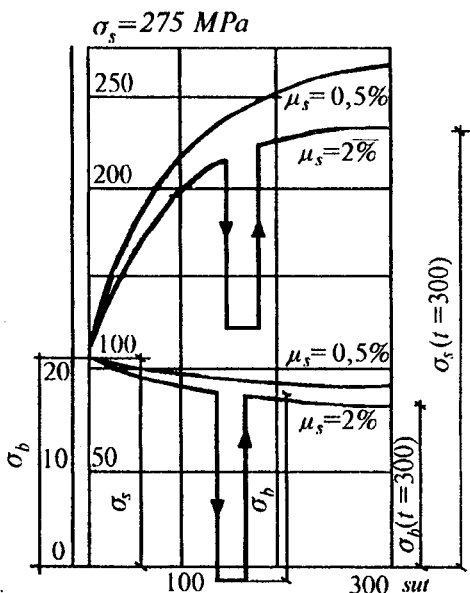
Betondagi siquvchi kuchlanishni topish uchun (1.42) formula-dagi kuchlanishni (1.39) tenglamasiga qo'yamiz. Unda

$$\sigma_{b(t)} = \frac{N}{A_b \left(1 + \frac{\alpha \mu_s}{\sigma_{b(t)}} \right)} = V_{b(t)} \frac{1 + \alpha \mu_s \sigma_b}{V_{b(t)} + \alpha \mu_s} \quad (1.43)$$

Beton deformasiyalanishining elastiklik koeffitsiyenti $V_{b(t)}$ qiymati vaqtga va kuchlanganlik darajasi σ_b / R_b ga bog'liq bo'lib, quyidagi formula orqali topiladi

$$V_{b(t)} = \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_{b(t)}} = \frac{\varepsilon_{be}}{\varepsilon_{be} + \varepsilon_{bp}(t, \sigma_b / R_b)} \quad (1.44)$$

Tob tashlash deformasiyasining oshishi natijasida elastiklik koeffitsiyentining vaqt davomidagi qiymati kamayib boradi. Natijada siquvchi N kuchining qiymati o'zgarmagan holda betondagi dastlabki kuchlanish miqdori kamayib, armaturada esa ortib boradi.



1.15-rasm. Beton tob tashlashidan temirbetonda kuchlanishlarning o'zgarishi.

Bo'ylama armatura va betondagi siquvchi kuchlanishlarning beton tob tashlashidan vaqt davomida o'zgarishi 1.15-rasmda ko'rsatilgan.

Rasmdan ko'rinadiki, armatura miqdori $\mu_s = 0,5\%$ bo'lgan elementda 150 sutkadan keyin armaturadagi dastlabki kuchlanish 2,5 marta oshadi. Agar $\mu_s = 2\%$ bo'lsa, kuchlanish rivojlanishi sekinlashadi.

Konstruksiya N yuk ta'siridan birdaniga bo'shatilsa, armatura va beton elastik holatda deformasiyalanadi. Biroq betonda hosil bo'lgan qoldiq plastik deformasiya armaturadagi elastik deformasiyaning orqaga qaytishiga qarshilik qiladi. Natijada armaturada siquvchi, betonda esa cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi.

Nazorat savollari

1. Beton bilan armaturaning birgalikda ishlashiga sabab bo'lgan omillar.
2. Temirbetonning afzalligi va nuqsonlari nimalardan iborat?
3. Betonning mustahkamligiga va deformatsiyasiga qanday omillar ta'sir ko'rsatadi?
4. Beton sifatini asosiy ko'rsatkichlari.
5. Betonning sinfi nima va u markasidan qanday farqlanadi?
6. Deformatsiyaning asosiy turlari va ular qanday aniqlanadi?
7. Betonning tob tashlashi va relaksatsiyasi nima va ular nimalarga bog'liq?
8. Betonga iqlimning ta'siri nimalarda va qanday namoyon bo'ladi?
9. Armatura qanday belgilariga ko'ra tavsiflanadi?
10. Har xil po'lat armaturalar uchun " $\sigma-\epsilon$ " diagrammasini chizing va undagi o'ziga xos nuqtalarni tushuntirib bering.
11. Armatura mustahkamligini oshirishning qanday usullari mavjud?
12. Ankerovka uzunligi nimalarga bog'liq va u qanday aniqlanadi?
13. Temirbeton konstruktsiyalarda betonning kirishishi uning kuchlanish holatiga qanday ta'sir ko'rsatadi va uning aniqlash usulini tushuntirib bering.
14. Temirbeton konstruktsiyalarda betonning tob tashlashi uning deformatsiya holatiga qanday ta'sir ko'rsatadi va uning hisoblash usuli

2-bob

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI HISOBLASH USULLARI

2.1. Temirbeton elementlarida kuchlanish va deformasiyalanish holati

Betonda kuchlanish bilan deformasiya orasidagi bog'lanish chiziqli emas. Beton tarkibiga armatura qo'shilgan taqdirda ham bu bog'lanish chiziqsizligicha qolaveradi. Shu sababdan elastik materiallar qarshiligi nazariyasi temirbeton uchun yaroqsizdir. Ayni bir paytda beton va temirbetonning tob tashlash (polzuchest), kirishish (usadka), issiqlikga bo'lgan ta'siri hamda, cho'zilish zonasida hosil bo'ladigan yoriqlar temirbeton konstruksiyalarining kuchlanish-deformasiyalanish holatiga kuchli darajada ta'sir etadi. Bulardan tashqari, ana shu xossalar beton va armaturaning turiga, yukning ta'sir etish muddatiga bog'liq ekanligi e'tiborga olinsa, temirbeton qarshiligining mukammal nazariyasini yaratish naqadar murakkab masala ekanligi yanada oydinlashadi.

Temirbeton elementlarning yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblash nazariyasi o'zining rivojlanish va takomillashish jarayonida uch asosiy davrni bosib o'tdi. Birinchi — dastlabki davrda temirbeton elementlarni hisoblashda elastik temirbeton (ruxsat etilgan kuchlanishlar bo'yicha hisoblash) nazariyasidan foydalanilgan. Bu nazariya materiallar qarshiligi fanidagi formulalarga asoslangan edi.

Rivojlanishning ikkinchi davri A. F. Loleyt va A. A. Gvozdevning ilmiy ishlaridan olingan (1931 y.) muhim xulosalardan boshlanadi. Bu xulosalar asosida buzilish bosqichi bo'yicha hisoblash usuli yaratiladi. Mazkur usul bo'yicha ishlab chiqilgan temirbeton konstruksiyalarni hisoblash normalari va texnik shartlari 1938 yildan 1955 yilga qadar qo'llanishda bo'lgan.

Rivojlanishning uchinchi davrida (1955 y.) yangi usul — chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash usuli yaratildi. Bu usul hozirgi kunda ham qo'llanishda bo'lib, davr talabi bo'yicha yil sayin takomillashib bormoqda.

2.1.1. Temirbetonning siqilishdagi kuchlanish va deformasiyalari. Siqilishga ishlaydigan temirbeton elementlari bo'ylama va ko'ndalang sterjenlar (xomut) bilan armaturalanadi (1.1-rasm, b qar.). Xomutlar

bir tomondan bo'ylama armaturalarni siqilish jarayonida qabarishdan asrasa, ikkinchi tomondan alohida bo'ylama sterjenlarni yassi yoki fazoviy karkaslarga birlashtirib turadi. Temirbeton elementlar o'q bo'ylab siqilganda armaturada vujudga keladigan deformasiya beton deformasiyasiga teng bo'ladi:

$$\varepsilon_s = \sigma_s / E_s = \varepsilon_b = \sigma_b / E_b = \sigma_b / \bar{\nu} E_b. \quad (2.1)$$

Ushbu tenglama birinchidan armatura va beton deformasiyasining birgalikda ishlashini shartini ifodalaydi.

Ikkinchi tomondan, elementning muvozanat shartidan foydalanib, beton va armaturaga ta'sir etuvchi tashqi va ichki kuchlarning tengligini ifodalovchi tenglama tuzish mumkin.

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_s A_s, \quad (2.2)$$

bu yerda A_s — bo'ylama armatura yuzasi; A_b — beton kesim yuzasi (2.1) dan armaturadagi kuchlanishni aniqlaymiz:

$$\sigma_s = \sigma_b E_s / \bar{\nu} E_b = \sigma_b \alpha / \bar{\nu}, \quad (2.3)$$

bu yerda $\alpha = E_s / E_b$ — keltirish koeffitsiyenti.

Agar (2.3) ni (2.2) ga qo'ysak,

$$N = \sigma_b A_b + \sigma_b \alpha A_s / \bar{\nu} = \sigma_b A_b (1 + \alpha \mu / \bar{\nu}), \quad (2.4)$$

bundan $\sigma_b = \frac{N}{A_b (1 + \alpha \mu / \bar{\nu})}$ kelib chiqadi.

Bu formuladagi $\mu = A_s / A_b$ armaturalash koeffitsiyenti deb ataladi.

Beton va armaturadagi kuchlanish elastiklik koeffitsiyenti $\bar{\nu}$ ga bog'liq. Bundan tashqari element uzoq vaqt mobaynida yuk ostida bo'lsa, tob tashlash natijasida $\bar{\nu}$ koeffitsiyenti kamayadi, bu esa betondagi kuchlanishning pasayishiga olib keladi. Bunda armaturadagi kuchlanish (2.2) ga binoan ortishi kerak. Shunday qilib, vaqt o'tishi bilan ichki kuchlar armatura va beton orasida qayta taqsimlanib boradi.

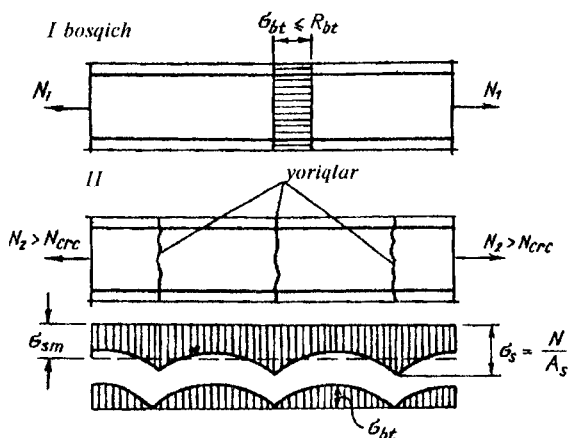
Tashqi kuchlarning miqdori oshirilsa, betondagi kuchlanish mustahkamlik chegarasi R_b ga tenglashadi, armaturadagi kuchlanish esa (2.3) ga muvofiq $\sigma_s = R_b \alpha / \bar{\nu} = 4 \alpha R_b$ bo'ladi, chunki buzilish vaqtida $\bar{\nu} = 0,25$. (2.3) ifodadan ko'rinib turibdiki, siqiluvchi elementlar buzilishi oldidan armaturada vujudga keladigan chegaraviy kuchlanish, po'latning mexanik xossalaridan tashqari, betonning elastik-plastik xossalariga ham bog'liqdir.

2.1.2. Temirbetonning cho'zilishdagi kuchlanish va deformatsiyalari.

Temirbeton elementlari o'q bo'ylab cho'zilganda uch xil kuchlanish-deformasiyalanish bosqichi ro'y beradi. **I bosqich**da elementda yoriqlar bo'lmaydi, betondagi kuchlanish barcha kesimlar uchun birday $\sigma_{bt} \leq R_{bt}$ bo'ladi (2.1-rasm). Beton bilan armaturaning deformatsiyasi elementning butun uzunligi bo'ylab tengligini saqlaydi, chunki ular orasidagi tishlashish (ssepeleniye)ga putur etmaydi:

U holda betondagi kuchlanixh

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{bt} = \sigma_{bt} / E_{bt} = \sigma_{bt} / \bar{\nu}_t E_b, \quad (2.5)$$



2.1-rasm. O'q bo'ylab cho'zilganda kuchlanish holati.

armaturadagi kuchlanish

$$\varepsilon_s = \varepsilon_s E_s = \sigma_{bt} E_s / \bar{\nu} E_{bt} = \sigma_{bt} \alpha / \bar{\nu}_t \quad (2.6)$$

Yukning ortib borishi bilan **1a-bosqich** nihoyasiga yaqinlashadi, ya'ni beton darz ketish holatiga kelib qoladi. Betondagi kuchlanish cho'zilishdagi mustahkamlik chegarasiga tenglashadi, deformatsiya esa (2.5) ga asosan $\varepsilon_{bt} = R_{bt} / \bar{\nu}_t E_b$ bo'ladi. Tajribalarga suyanib, $\bar{\nu} = 0,5$ olish mumkin, bunda $\varepsilon_{bt} = 2R_{bt} / E_b$ va armaturadagi kuchlanish:

$$\sigma_s = R_{bt} \alpha / \bar{\nu}_t = 2\alpha R_{bt} \quad (2.7)$$

bo'ladi.

Yoriq hosil qiluvchi zo'riqish beton va armaturadagi zo'riqishlar yig'indisiga tengdir.

$$N_{erc} = R_{bt} A + 2\alpha R_{bt} A_s = R_{bt} (A + 2\alpha A_s) \quad (2.8)$$

Yuk yana oshirilsa, beton darz ketadi, kuchlanish-deformasiyalanish holatining **II bosqichi** boshlanadi. Yorilgan kesimlarda cho‘zilishga yolg‘iz armatura, yoriqlar orasidagi kesimlarda esa armatura beton bilan birgalikda qarshilik ko‘rsatadi. Yoriqdan uzoqlashgan sari armaturadagi kuchlanish kamayib, betondagi kuchlanish orta boradi, chunki yoriqlar orasidagi masofada beton avvalgidek ishlaydi.

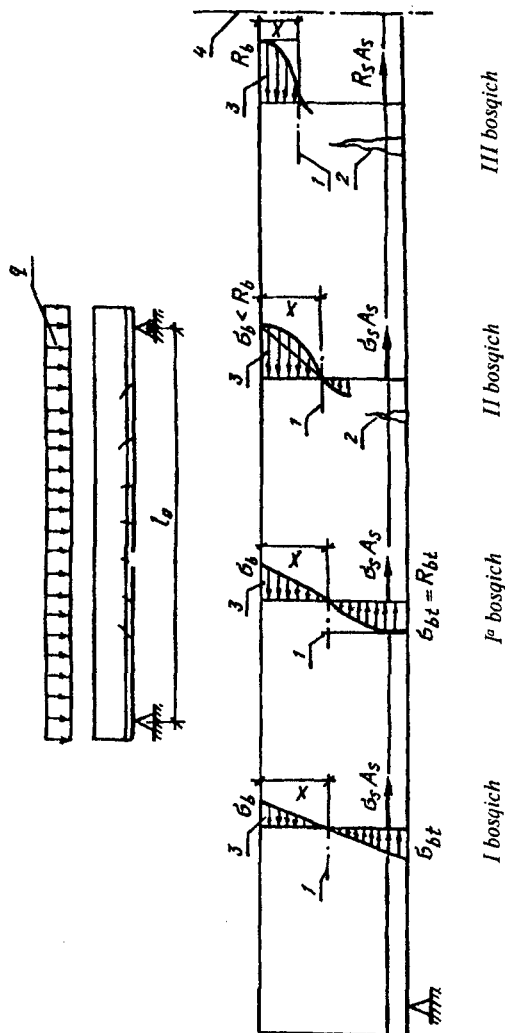
III bosqichda armaturadagi kuchlanish vaqtincha qarshilik R_s ga tenglashadi va temirbeton elementida zo‘riqish $N = A_s R_s$ bo‘lganda sinadi.

2.1.3. Temirbetonning egilishdagi kuchlanish va deformasiyalanish. Temirbeton to‘sin egilganda, uning kesimlaridagi eguvchi momentning qiymatiga qarab navbati bilan kuchlanish-deformasiyalanish holatining uch bosqichi ro‘y beradi.

I bosqichda yuk kam bo‘ladi, beton va armaturadagi kuchlanish ham shunga yarasha bo‘lib, beton asosan elastik chegarada deformasiyalanadi. Kuchlanishlar epyurasi siqilish va cho‘zilish zonalarida deyarli to‘g‘ri chiziqli bo‘lib, kesimning siqilgan va cho‘zilgan zonalarida betondagi normal kuchlanishlar epyurasi uchburchak shaklida bo‘ladi (2.2-rasm). Yukning ortishi bilan beton va armaturadagi kuchlanish ortadi, betonda elastik va noelastik deformasiyalar rivojlanadi, kuchlanishlar epyurasi biroz egrilashadi, to‘sinning neytral o‘qi siqilish zonasi tomon siljiydi. Bu **1a-bosqich** deb belgilanadi. Mazkur bosqichda betonning cho‘zilish zonasi ham darzdan xoli bo‘ladi, zo‘riqishlar butun kesim bo‘yicha qabul qilinadi. Kuchlanishlarni aniqlashda elastik materiallar qarshiligi formulasidan foydalanish mumkin. Bosqichning oxirida to‘sinning cho‘zilgan tola qatlamidagi kuchlanish betonning cho‘zilishdagi mustahkamlik chegarasi R_b ga tenglashadi. Temirbeton elementlarining yorilishga bardoshligi shu bosqich bo‘yicha hisoblanadi.

II bosqichda betonning cho‘zilish zonasida yoriqlar paydo bo‘ladi, yorilgan kesimda betondagi kuchlanish nolga teng deb olinadi. Yoriq bilan neytral o‘q orasidagi kichkina cho‘zilish zonasi hisobga olinmaydi. Siqilish zonasida betondagi kuchlanish siqilishdagi mustahkamlik chegarasidan kam bo‘lib, cho‘ziluvchi armaturadagi kuchlanish avval σ_s ga, bosqich oxirida esa R_s ga yaqinlashadi. Bu bosqich konstruksiyalarni chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo‘yicha hisoblashda asosiy bosqich sanaladi.

Kuchlanish va deformasiyalanish holatining **II bosqichi** armaturadagi kuchlanishlarning oquvchanlik chegarasiga yetishi yoki siqilgan zonadagi betonda kuchlanishlar miqdorining kamayib borishi bilan tugallanadi.



2.2-rasm. Egiluvchi elementning kuchlanish va deformatsiyalanish holatining bosqichlari:

1 — neytral qatlam; 2 — yoriqlar; 3 — epyuralar; 4 — simmetriya o'qi.

III bosqich elementning sinishi (buzilishi) bosqichidir. Bunda betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi plastik deformasiyalar evaziga egrilashadi. Betonning siqilish zonasidagi kuchlanish R_{bt} ga, armaturadagi kuchlanish R_s yoki σ_s ga tenglashadi. Cho'zilish zonasidagi yoriqlar kattalashadi, to'sin bikirligi kamayadi, solqilik tez o'sib borib, to'sin sinadi.

III bosqichda to'sinning sinishi cho'ziluvchi armaturaning miqdoriga va mexanik xossalarga bog'liq. Bunda ikki hol bo'lishi mumkin.

I hol. Agar to'sin o'z me'yorida armaturalangan bo'lsa, sinish cho'zilgan armatura tomonidan boshlanadi. Armaturadagi kuchlanish oqish chegarasiga etganda, armaturaning plastik deformasiyasi va to'sinning solqiligi tez o'sib boradi, buning oqibatida betonning siqilish zonasidagi kuchlanish mustahkamlik chegarasiga yetadi va beton yemiriladi. Emirilish eguvchi elementlarga deformatsiyaning bir tekis o'sib borish bilan xarakterlanadi. Shunday qilib, temirbeton elementi sinishidan ilgari, unda «plastik sharnir» hosil bo'ladi, bu kesimda beton va armaturadagi kuchlanish chegaraviy qiymatga erishadi. Bunga asoslanib (A. F. Loleyt taklifiga ko'ra), yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha hisoblash formulalarini statikaning muvozanat shartlaridan foydalanib chiqarsa bo'ladi.

II hol. Egiluvchi elementlarda cho'ziluvchi armaturaning miqdori me'yoridan ko'p bo'lsa, emirilish betonning siqilish zonasidan boshlanadi, bunda cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish chegaraviy qiymatga yetib bormasligi mumkin. U holda armaturadagi cho'ziluvchi kuchlarning miqdori oqish chegarasiga yetmasligi mumkin. Natijada armaturaning mustahkamligidan to'liq foydalanilmaydi.

Tekis yuklangan temirbeton to'sinning uzunligi bo'yicha turli momentli kesimlarida bir vaqtning o'zida kuchlanish deformasiyalanish holatining uchala bosqichini kuzatish mumkin (2.2-rasm).

Buzuvchi zo'riqishlar hamda chegaraviy holatlar usulining zamirida III bosqich yotadi. Ushbu bosqich konstruksiya elementlarini chegaraviy holatlarining 1 guruhi bo'yicha hisoblashda asosiy bosqich sanaladi.

2.2. Konstruksiya mustahkamligini ruxsat etilgan kuchlanishlar va buzuvchi zo'riqishlar usullarida hisoblash

Temirbeton fizik va mexanik xossalari har xil bo'lgan ikki xil material — po'lat armatura va betondan tashkil topgan.

Po'lat—plastik material bo'lib, tashqi yuklar ta'sirida uning deformasiyalanishi Guk qonuniga bo'ysunadi. Beton esa elastik—plastik material bo'lib, deformasiyalanishi Guk qonuniga bo'ysunmaydi.

Bunday materiallarning birlashishidan hosil bo'lgan temirbetonning deformasiyalanishi esa, deformasiyalanuvchi qattiq jismlar nazariyasining qonuniga bo'ysunmaydi.

Tashqi yuklar ta'sirida temirbetonning deformasiyalanishi elastik materiallar qarshiligi qonunlari orqali ifodalanadigan bo'lsa, betonning haqiqiy deformasiyalanishi, ya'ni betonda hosil bo'ladigan plastik deformasiyalar e'tiborga olinmasdan qolinadi.

Elastik materiallar qarshiligi nazariyasi bo'yicha hisoblangan temirbeton konstruksiyalarining mustahkamligi tajribalar orqali olingan mustahkamlikdan farq qiladi. Bu esa konstruksiyaning haqiqiy mustahkamligini aniqlashga imkon bermaydi.

Shu bilan birga, temirbeton qurilmalarining ekspluatasiya qilish vaqtida cho'ziladigan zonalarda yoriqlarning paydo bo'lishi elastik materiallar qarshiligi nazariyasini qo'llash imkonini bermaydi.

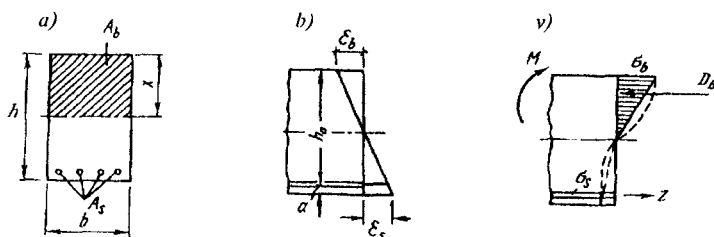
Temirbeton qarshiligining zamonaviy nazariyasi tajribalar asosida olinadigan natijalar va deformasiyalanuvchi qattiq jismlar mexikasining umumiy qonunlariga asoslangan holda konstruksiyaning tashqi yuklar ta'siridan haqiqiy kuchlanish va deformasiyalanish holatlarining har bir bosqichini e'tiborga olgan holda yaratildi.

Temirbeton konstruksiyalarini hisoblashda dastlab elastik materiallar qarshiligi nazariyasiga asoslangan ruxsat etilgan kuchlanishlar usuli qo'llanilgan.

Ruxsat etilgan kuchlanishlar bo'yicha hisoblash usuli temirbetonning elastik material sifatida ishlashiga asoslanadi, biroq temirbetonning asosiy xossalari ham qisman hisobga olinadi. Kesim tanlanganda, beton va armaturadagi kuchlanish ruxsat etilgan kuchlanishlardan oshmaydigan qilib tanlanadi.

Temirbeton elastik nazariyasining asosiy qoidalari quyidagilardan iborat. Hisob ishlari egilishdagi kuchlanish holatining II bosqichi bo'yicha olib boriladi: bunda siqilish zonasida kuchlanishlar epyurasi uchburchak shaklida deb faraz etiladi, cho'zilish zonasida betonning ishi hisobga olinmaydi, cho'zuvchi kuchlarni armatura qabul qiladi, deb hisoblanadi (2.3-rasm).

Yassi kesimlar farazi (gipotezasi) o'z kuchiga ega deb qaraladi. Buning natijasida ko'ndalang kuchlar, betonning bir jinsli emasligi, turli elastik xossalarga ega bo'lgan ashyolarning mavjudligi, betonning kirishishi, cho'zilish zonasida yoriqlarning hosil bo'lishi



2.3-rasm. Egilishdagi kuchlanish deformasiyalanish holati:
a – kesimni armaturalash; b – deformasiyalar epyurasi;
v – kuchlanishlar epyurasi.

singari qator ta'sirlar ostida kesimning qiyshayishi e'tiborga olinmaydi. Kuchlanishning qanday bo'lishidan qat'i nazar siqilish zonasidagi betonning elastiklik moduli o'zgarmas deb olinadi, hisob ishlarida betonning ma'lum sinfi uchun o'zgarmas bo'lgan son $\alpha = E_s/E_b$ qo'llaniladi.

Kuchlanishlarni aniqlashda deformasiya kuchlanishga to'g'ri proporsional deb sanaladi, ya'ni Guk qonuni amal qiladi. Biroq siqilish va cho'zilish zonalari uchun o'ziga mos elastiklik modullari olinadi.

Temirbeton elementlarida materiallar qarshiligi formulalarini qo'llash uchun, uning kesimi statik jihatdan teng kuchli bo'lgan bir jinsli kesimga keltiriladi. Beton va armaturaning birgalikda ishlashi, ular orasida birikuv (ssepleniye) ning mavjudligi tufayli armatura bilan betonning deformasiyasi bir xil bo'ladi, ya'ni $\epsilon_s = \epsilon_b$; shunga ko'ra $\sigma_s/E_s = \sigma_b/E_b$ bunda

$$\sigma_s = E_s \sigma_b = \alpha \sigma_b \quad (2.9)$$

Buning ma'nosi shuki, armatura kesimning har bir yuza birligi shartli ravishda beton yuzasining "α" marta birligi mos keladi. 2.3-rasmda tasvirlangan temirbeton elementining keltirilgan kesim yuzi:

$$A_{red} = A_b + \alpha A_s = bx + \alpha A_s \quad (2.10)$$

Ana shu keltirilgan kesimning neytral o'qqa nisbatan inersiya momenti:

$$J_{red} = \frac{bx^3}{3} + \alpha A_s (h_0 - \alpha)^2 \quad (2.11)$$

(bu yerda armaturaning o'z o'qiga nisbatan inersiya momenti kichik son bo'lgani uchun e'tiborga olinmagan).

Beton va armaturadagi kuchlanish materiallar qarshiligi formulalaridan topiladi:

$$\sigma_b = M \cdot x / J_{red} \quad \text{va} \quad \sigma_s = M \alpha (h_0 - x) / J_{red} \quad (2.12)$$

Siqilish zonasi balandligi x ni keltirilgan kesimning neytral o'qqa nisbatan statik momenti nolga tengligi shartidan topamiz:

$$S_{red} = \frac{bx^2}{2} - \alpha A_s (h_0 - x) = 0 \quad (2.13)$$

Ruxsat etilgan kuchlanishlar usuli talaygina jiddiy kamchiliklarga ega. Birinchidan, II bosqichda betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi aslida uchburchak emas, egri chiziqli shaklga ega. Ikkinchidan, α sonining qiymati doimiy emas, u betondagi kuchlanish miqdori, betonning tarkibi, yoshi, iqlimiy sharoiti va boshqa omillarga bog'liq.

Hisobiy qiymatlarni tajriba natijalari bilan taqqoslash shuni ko'rsatdiki, temirbeton elementlarning armaturasida vujudga keladigan hisobiy kuchlanish amaliy kuchlanishdan hamma vaqt katta bo'ladi; bu esa po'latni ortiqcha sarflashga olib keladi. Bunda α sonining o'zgarishi armaturadagi kuchlanish miqdoriga kam ta'sir etadi. Betondagi kuchlanish esa α sonining qabul qilingan miqdoriga qarab, haqiqiy qiymatdan katta yoki kichik bo'lishi mumkin.

Shunday qilib, bu usul, bir tomondan, beton va armaturadagi kuchlanishning haqiqiy qiymatini aniqlash, ikkinchi tomondan, konstruksiyalarni oldindan belgilangan mustahkamlik zahirasi bo'yicha loyihalash imkoniyatini bermaydi. Shu bilan birga tajribalar elastiklik nazariyasi o'ta mustahkam beton va armaturalar uchun to'g'ri kelmasligini, ya'ni armatura va betondagi kuchlanishlarning haqiqiy qiymatlarini aniqlashga imkon bermasligini ko'rsatdi.

Mazkur usulning ana shu kamchiliklari temirbeton elementlarini hisoblashning mukammalroq usulini yaratish zaruratini uyg'otdi. Buzuvchi zo'riqishlar usuli shu tariqa dunyoga keldi. Usulning zamirida quyidagi qoidalar yotadi:

1. Hisob ishlari kuchlanish holatlarining uchinchi, ya'ni buzilish bosqichi asosida bajariladi. Hisoblash formulalarida betonning siqilishidagi mustahkamlik chegarasi va po'latning oqish chegarasidan foydalaniladi. Beton cho'zilish zonasida ishlamaydi deb qaraladi.

2. Betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklida qabul qilinadi, aslida epyura egri chiziqli bo'ladi. Bu hisob aniqligiga ko'p ta'sir etmay (2 % dan kam), lekin formulani ancha soddalashtiradi.

3. Ana shunga asoslangan holda, elementning buzilishi oldidagi muvozanat shartidan foydalanib, buzuvchi zo'riqishlar aniqlanadi. Elementga ta'sir etadigan kuch ruxsat etilgan zo'riqishdan katta bo'lmasligi kerak. Ruxsat etilgan zo'riqish buzuvchi zo'riqish (kuch) ni mustahkamlik zahirasi koeffitsiyentiga bo'lish orqali aniqlanadi, ya'ni $M \leq M_u / K$, $N \leq N_u / K$. Bu erda M_u va N_u — buzuvchi moment va bo'ylama kuch, K — mustahkamlik zahxirasi koeffitsiyenti bo'lib, qiymati 1,2 — 1,8 oralig'ida olinadi. Bu usulda tashqi yuklar ta'sirida beton va armaturada uyg'onadigan kuchlanishlarning qiymati noma'lum bo'lib qoladi, biroq mustahkamlik zahirasi koeffitsiyenti ma'lum bo'ladi, buning ahamiyati muhimroqdir. Yassi kesimlar farazi, materiallarning elastiklik moduli va soniga bo'lgan ehtiyoj yo'qoladi. Bu nazariya bo'yicha egilgan temirbeton konstruksiyasining buzilishi, armatura va betonda plastik deformasiyalarning hosil bo'lishi natijasida armaturadagi kuchlanishlarning oquvchanlik chegarasiga, betonda esa kuchlanishlarning siqilish bo'yicha mustahkamligiga yotadi deb qaraladi.

Buzuvchi zo'riqishlar usulida temirbetonning elastik — plastik xossalari, yuk ostidagi elementning ishlash holati to'g'riroq hisobga olinadi. Armatura ishidan to'laroq foydalanish evaziga ruxsat etilgan kuchlanishlar usulidagiga nisbatan anchagina metall tejaladi.

Yagona mustahkamlik zahirasi koeffitsiyentini qo'llash tufayli yuklarning o'zgaruvchanligi va materiallarning mustahkamligini e'tiborga olish imkoniyatining yo'qligi hamda konstruksiyaning har xil sharoitda ishlashini hisobga olmasligi bu usulning kamchiligidir.

2.3. Chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblash

1955 yildan beri temirbeton konstruksiyalari shu usul bo'yicha hisoblanadi. Chegaraviy holatlar usuli buzuvchi kuchlar usulining takomillashgan varianti hisoblanadi. Bu usulga ko'ra konstruksiyalarning mustahkamligi bir emas, bir necha koeffitsiyentlar orqali hisoblanadi. Mazkur usul bo'yicha hisoblangan konstruksiyalar birmuncha tejamli bo'ladi.

Darslikda temirbeton konstruksiyalarini chegaraviy holatlar usuli bo'yicha hisoblash asoslari keng yoritilgan hamda shu asosda hisob ishlari olib borilgan. Shuning uchun bu usul bilan batafsil tanishib chiqamiz.

Konstruksiyalarni bu usul bo'yicha hisoblaganda, ularning chegaraviy holatlari aniqlanadi. Konstruksiya elementlari tashqi kuchlarga qarshilik ko'rsata olmay qoladigan yoki eksploatasiya sharoiti talabiga javob bera olmaydigan holat — **chegaraviy holat** deb ataladi.

Chegaraviy holatlar ikki guruhga bo'linadi. Birinchi guruh bo'yicha elementlar mustahkamlik, ustuvorlik, chidamlilik va hokazolarga hisoblanadi. Ikkinchi guruh bo'yicha konstruksiya bikirlik va yoriqbardoshlikka hisoblanadi.

Chegaraviy holatlar usulida quyidagi koeffitsiyentlar tizimi qo'llaniladi:

- 1) yuklarga doir ishonchlilik koeffitsiyenti γ_f ;
- 2) ahamiyatiga ko'ra ishonchlilik koeffitsiyenti γ_n ;
- 3) betonga doir ishonchlilik koeffitsiyenti γ_{bc} va γ_{bt} ;
- 4) armaturaga doir ishonchlilik koeffitsiyenti γ_s ;
- 5) betonning ish sharoiti koeffitsiyenti γ_{bi} ;
- 6) armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti γ_{sj} .

Chegaraviy holatlarining birinchi guruhi bo'yicha hisoblash orqali konstruksiya buzilishining (mustahkamlikka hisoblash), konstruksiya shakli ustuvorligi yo'qolishining (ustuvorlikka hisoblash), charchash natijasida buzilishning, ko'p karra takrorlanuvchi yuklar ta'sirida buzilishning, kuch omillari hamda noqulay tashqi muhitning (ketma-ket muzlash-erish, namiqish-qurish, haroratning o'zgarishi) zararli ta'siri ostida buzilishning oldi olinadi.

Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha bajariladigan hisoblar konstruksiya elementlarning me'yoridan ortiqcha deformasiyalanishi (solqiliklar, burilish burchaklari) va tebranishlarning oldini oladi, yoriqlarning paydo bo'lishi, rivojlanishi va yopilishini ta'minlaydi.

Konstruksiya II guruh bo'yicha hisoblanadi agar elementning normal sharoitida ishlatishga imkoniyat bo'lmay qolsa, ya'ni uning muhitlik darajasi I guruhga qo'yilgan talablardan kam bo'lmasa chegaraviy holatlar usulida hisoblash yo'li bilan konstruksiya elementlarning butun xizmati davomida, shuningdek tayyorlash, tashish va o'rnatish davrida yuk ko'tarish bo'yicha chegaradan chiqib ketmasligi ta'minlanadi. Chegaraviy holatlar birinchi guruhi bo'yicha hisoblash g'oyasini quyidagi tengsizlik orqali ifodalash mumkin:

$$N(\sum N_{ni} \gamma_i \gamma_n \Psi_c) \leq \Phi(\sum S; R_{ni}; 1 / \gamma_{mi}; \gamma_i) \quad (2.14)$$

(2.14) ifodaning chap qismi hisobiy zo'riqish bo'lib, hisobiy yuk va turli ta'sirlarning eng noqulay kombinasiyasidan hosil bo'lgan maksimal zo'riqishni ifodalaydi. Bu zo'riqishning qiymati normativ yuklardan hosil bo'lgan zo'riqish N_m dan tashqari, yukning o'zgaruvchanligini e'tiborga oluvchi yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_i ga, vazifasi bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_n ga va (konstruksiyaning

real yuklanish sharoitini e'tiborga oluvchi) yuklarning uyg'unlashuv koeffitsiyenti Ψ_c ga bog'liqdir. Tabiiyki, hisobiy zo'riqish kesimning yuk ko'tarish qobiliyati Φ dan ortib ketmasligi kerak. Φ ning o'zi materiallarning normativ qarshiligi R_{ni} ; materiallar bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_{mi} ; material va konstruksiyalarning ishlash sharoiti koeffitsiyenti γ_i ; yuk ko'tarish qobiliyatiga ta'sir etuvchi, geometrik va boshqa omillarga hamda S parametriga bog'liq bo'lgan miqdordir.

Ikkinchi guruh bo'yicha egilishga hisoblanganda me'yoriy yuklardan hosil bo'lgan egilish f normada ko'rsatilgan ruxsat etilgan $[f_u]$ dan ortib ketmasligi kerak $f \leq [f_u]$ (12-ilova).

2.4. Yuklar va ta'sirlar

Ishlash jarayonida konstruksiya materiali turli xil ta'sirlar va turli xil yuklarni o'ziga qabul qiladi. Ta'sirlar kuch vositasi bilan (silovie) va kuch vositacisiz (nesilovie) bo'lishi mumkin.

Kuch vositasi bilan, ya'ni tashqi kuch sifatida ta'sir etadigan yuklarga quyidagilar kiradi:

- foydali yuklar, ya'ni konstruksiya qabul qilishi lozim bo'lgan yuklar (mashina va asbob-uskunalar vazni, texnologik materiallar hamda odamlar og'irligi kabilar);

- zilzila va dinamik kuchlar ta'sirida vujudga keladigan inersion yuklar va hokazo.

Harorat, namlik, radiasiya, zararli muhit kabi ta'sirlar kuch vositacisiz, ya'ni kuchga bog'liq bo'lmagan ta'sirlarga kiradi.

Temirbeton konstruksiyalarni hisoblash nazariyasi ana shu ta'sirlarning barchasini inobatga ola bilishi zarur. Mazkur darslikda ta'sirlarning eng asosiylari bilan tanishib o'tamiz.

Hisoblash jarayonida ishtirok etadigan yuklarni belgilashda konstruksiyaning mustahkam va ayni bir paytda tejamliligi bo'lishini yodda tutishimiz lozim. Yuklar konstruksiyaga ta'sir etishga qarab turlarga ajratiladi. Normativ (me'yoriy) yuklarning turlari «Yuklar va ta'sirlar» deb nomlangan qurilish normalari va qoidalarida (QMQ 2.01.07-96) batafsil bayon etilgan [10]. Normativ yuklar konstruksiyaning tejamlilik talablariga javob beradigan tarzda belgilanadi.

Loyihalash jarayonida konstruksiyaga uni tayorlash, saqlash, tashish paytida, shuningdek, inshootni tiklash davrida ta'sir etadigan yuklarni e'tiborga olish lozim bo'ladi. Hisob ishlarida yuklarning normativ va hisobiy qiymatlaridan foydalaniladi. Konstruksiyadan o'z me'yorida foydalanish chog'ida norma [10] bo'yicha unga qo'yilishi mumkin bo'lgan yuklarning maksimal qiymati normativ (me'yoriy) deb ataladi.

Yukning haqiqiy qiymati bilan normativ qiymati orasidagi farq yuklar ishonchlilik koeffitsiyenti γ_f yordamida hisobga olinadi. Bu

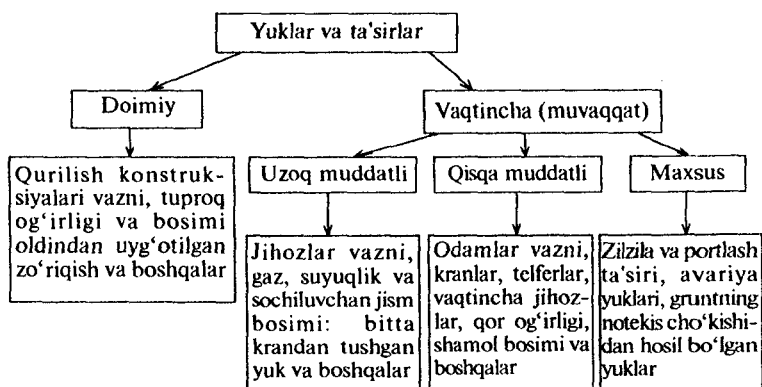
koeffitsiyentlarning qiymati ko'pincha birdan katta bo'ladi: $\gamma_f = 1,1 \div 1,4$, konstruksiyaning o'zi hisobiy yuk ta'siriga hisoblanadi.

Hisobiy yukni aniqlash uchun normativ yuk q_n ishonchlik koeffitsiyentiga ko'paytiriladi:

$$q = q_n \gamma_f \quad (2.15)$$

Tabiatda tashqi yuklar bino va inshootlarga alohida-alohida emas, balki birgalikda ta'sir qiladi. Shuning uchun ham bino-inshootlarning tashqi yuklarning birgalikda ta'sir qilishining eng noqulay holatiga hisoblanadi. Yuklarning birgalikda ta'sir qilishining eng noqulay holati (doimiy yoki vaqtincha yuklar ta'sirida) qabul qilingan.

Konstruksiyaga ta'sir etadigan yuklar **doimiy** yoki **vaqtincha** (muvaqqat) bo'ladi (2.4-rasm). Konstruksiya yoki inshootning butun umri davomida unga ta'sir etib turadigan yuk *doimiy yuk* deyiladi.

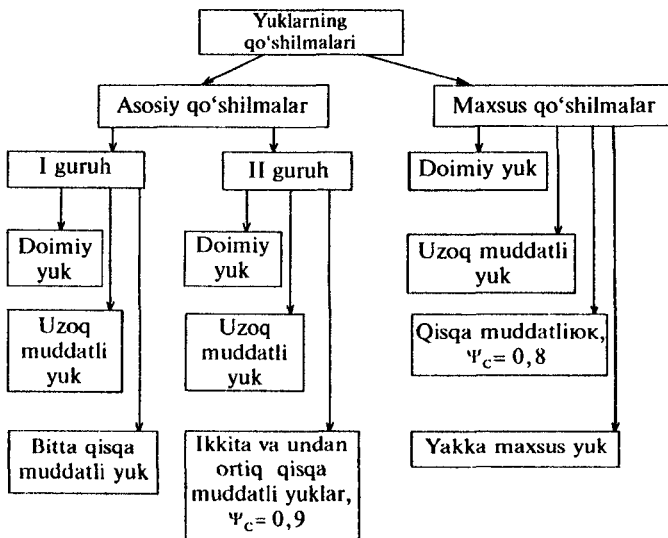


2.4-rasm. Yuklar va ta'sirlarning turlari.

Konstruksiyaning xususiy og'irligi, grunt og'irligi va bosimi, oldindan uyg'otilgan zo'riqishning ta'siri kabilar doimiy yuklarga kiradi.

Muvaqqat, ya'ni *vaqtincha* ta'sir etadigan yuklar ikki turga bo'linadi: uzoq muddat va qisqa muddat ta'sir etadigan yuklar. Texnologik jarayonlarga bog'liq bo'lgan ta'sirlar uzoq muddatli muvaqqat yuklarga kiradi. Masalan, elevatorga to'ldirilgan don yilning ma'lum muddati davomida konstruksiyaga bosim kuchi bilan ta'sir etadi. Shamol, qor singari ta'sirlar qisqa muddatli yuklarga misol bo'la oladi. Zilzila va portlash kuchlari kabi ta'sirlar maxsus yuklarga kiradi.

Xo'sh, loyihalash jarayonida bu yuklardan qay tarzda foydalaniladi? Yuqori darajadagi harorat bilan qorni bir vaqtning o'zida hisobga olsa



2.5-rasm. Yuklarni qo'shish tarhi.

bo'ladimi? Albatta, bo'lmaydi. Yoki uzoq muddatlarda takrorlanadigan zilzila kuchi bilan yukning to'liq qiymatini bir yo'la hisobga olishda mantiq bormi? Konstruksiya ta'sir etadigan real yukni aniqlash uchun yuklarning qaysi turlarini qo'shish mumkinligini bilish zarur.

Bu muammo qurilish me'yorlarida [10] hal etilgan, ya'ni qanday hollarda qanday yuk va ta'sirlar qo'shilishi mumkin ekanligi belgilab qo'yilgan.

Birinchi guruh bo'yicha asosiy qo'shilmalarga doimiy, uzoq muddatli va bitta qisqa muddatli yuklar kiradi. Ikkinchi guruh bo'yicha asosiy qo'shilmalarga doimiy, uzoq muddatli, ikki va undan ortiq qisqa muddatli yuklar kiradi. Qisqa muddatli yuklarni hisobga kiritishda qo'shilmalar koeffitsiyenti (koeffitsiyent sochetaniy) $\Psi_c = 0,9$ olinadi (2.5-rasm).

Yuklarning maxsus qo'shilmalari — doimiy, uzoq muddatli va bitta maxsus yukdan tashkil topadi. Bunda qisqa muddatli yuklar $\Psi_c = 0,8$ koeffitsiyentga ko'paytiriladi, maxsus yuk esa to'laligicha olinadi.

Shuni ta'kidlash lozimki, konstruksiyalarni noelastik holat bo'yicha hisoblashda ba'zi koeffitsiyentlarga (masalan, yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_f , ahamiyati bo'yicha γ_n , armatura qo'shilmalar koeffitsiyenti Ψ_c ga) nafaqat tashqi kuchlar, balki tashqi kuchlar bilan chiziqsiz bog'lanishda bo'lgan ichki kuchlarga ham ko'paytiriladi.

Nazorat savollar

1. Temirbeton elementining egilishidagi kuchlanish- deformatsiyalanish xolati. Mustahkamlik, yoriqbardoshlik va egilishga hisoblashda uning qaysi xolati qo'llaniladi?

2. Ruksat etilgan kuchlanishlar va buzuvchi zo'riqishlar usuli bo'yicha hisoblashning asosiy qoidalari nimalardan iborat va uning asosiy kamchiliklari nimada?

3. Chegaraviy xolatlar bo'yicha hisoblash asosiy qoidalari va maqsadi nimalardan iborat?

4. Chegaraviy holatning I va II guruhi bo'yicha hisoblashdan maqsad nima?

5. Kuchlanish - deformatsiyalanish holatining III bosqichidagi 1 va 2-holatining fizik mohiyatini tushintirib bering?

6. Yuklar va ta'sirlarning turlari va ular nimalardan iborat?

7. Temirbeton konstruktsiyalarining ishonchliligi qanday omillarga bog'lliq?

8. Chegaraviy molatlar bo'yicha hisoblashda qanday koeffitsientlar qo'llaniladi?

3 - b o b

OLDINDAN ZO'RIQTIRILGAN TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARI

3.1. Asosiy tushunchalar

Tayyorlash jarayonida sun'iy ravishda (oldindan) betonda siqilish va armaturada cho'zilish kuchlanishlari uyg'otilgan temirbeton konstruksiyalari *oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalar* deb ataladi. Oldindan uyg'otilgan kuchlanish konstruksiya elementlarining yorilish bardoshligi va bikirligini sezilarli darajada oshiradi, o'ta mustahkam po'latlardan samarali foydalanish imkonini yaratadi.

Betonning cho'ziluvchanligi ko'pi bilan 0,15—0,2 mm/m ekanligi ma'lum. Beton bilan armatura birgalikda ishlagani sababli armaturadagi kuchlanish beton darz ketishidan ilgari $\sigma_s = \epsilon_s E_s = 0,2 \cdot 10^{-3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 40$ MPa dan ko'p bo'lmaydi; bu esa foydalanish chog'idagi kuchlanishdan bir necha marta kamdir. Betondagi yoriqlarning kengligi kuchlanish $\sigma_b = 150 \dots 170$ MPa bo'lganda ham 0,1...0,2 mm dan oshmaydi. Armaturadagi kuchlanishning ortishi bilan betondagi yoriqlar kengayib boradi va kuchlanish 400—500 MPa ga etganda, yoriqlarning kengligi yo'l qo'yilmaydigan darajaga yetadi. Shunday qilib, oddiy temirbetonda yoriqlarning haddan tashqari kengayib ketishi o'ta mustahkam po'latlardan samarali foydalanish imkonini bermaydi.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning afzalligi ularning yoriqbardoshligi va bikirligi yuqori darajada ekanligidadir. Ana shu xossa tufayli o'ta mustahkam po'lat va betondan unumli foydalanish imkoniyati tug'iladi, buning natijasida armatura oddiy temirbetondagiga nisbatan 30—70 % kamroq sarf bo'ladi. Ayni paytda beton sarfi ham kamayib, konstruksiya vazni yengillashadi. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda B20...B60 sinfli beton va o'ta mustahkam armatura ishlatiladi. O'ta mustahkam materiallarning qo'llanilishi temirbeton konstruksiyasining ko'ndalang kesimlarini kichraytirish imkonini beradi; bu esa konstruksiya narxini pasaytiradi, chunki beton bilan armaturaning narxi mustahkamlikka nisbatan sekinroq ortadi. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalari o'zining zanglashga qarshi o'ta turg'unligi, ko'pga chidamliligi va bardoshliligi bilan farq qiladi.

Konstruksiyalarning oldindan zo'riqtirilishi oraliq (prolet) larni katalashtirish, kesimlarni kichiklashtirish evaziga ulardan samarali foydalanish doirasini kengaytiradi. Betonda cho'zuvchi kuchlanishlar paydo bo'ladigan konstruksiyalarda (egiluvchi elementlar, quvurlar, rezervuarlar, minoralar va h.k.) oldindan zo'riqtirilgan temirbetondan foydalanish maqsadga muvofiqdir.

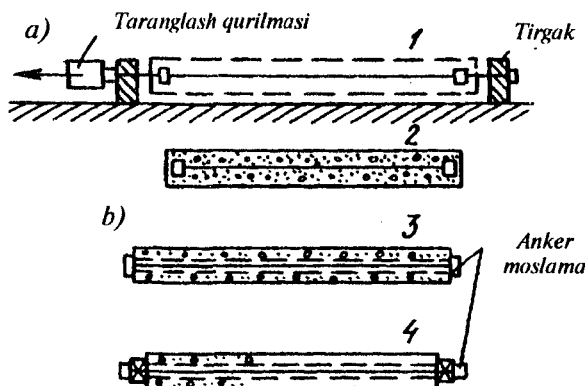
Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni tayyorlash uchun ko'p mehnat sarflanadi, maxsus uskunalar hamda yuqori malakali ishchilar talab etiladi; bular uning kamchiligi hisoblanadi. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda faqat siqilish emas, balki cho'zuvchi kuchlanishlar ham paydo bo'ladi; bu kuchlar konstruksiyani tayyorlash va montaj qilish jarayonida yoriqlar paydo qilishi mumkin. Taranglangan armaturadan betonga uzatiladigan kuchli zo'riqish betonning ayrim erlarini (masalan, element uchi, ankerlar ostini) yemirishi hamda beton bilan armatura orasidagi tishlashuvga putur yetkazishi mumkin. Maxsus konstruktiv choralar qo'llash orqali bu hodisalarning oldini olsa bo'ladi.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning tejamkorligiga baho berishda shuni unutmash kerakki, iqtisodiy samaradorlikning asosiy ko'rsatkichi — keltirilgan xarajatlar va konstruksiyaning amaldagi narxidir. Konstruksiyaning iqtisodiy samaradorligiga faqat beton bilan po'latning sarfiga qarab baho berib bo'lmaydi, chunki bu ko'rsatkichlar konstruksiya narxining atigi 60 % ni tashkil etadi xolos. Shuning uchun ham oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiylarini tayyorlash texnologiyasini takomillashtirish va arzonlashtirish masalasi eng dolzarb muammolardan biri hisoblanadi.

3.2. Tayyorlash usullari

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni tayyorlash jarayonida armaturani beton quyishdan ilgari tirgaklariga tirab yoki beton qotgandan keyin betonning o'ziga tirab taranglash mumkin (3.1-rasm). Armaturani taranglashning asosan uchta: mexanik, elektrotermik va fizik-kimyoviy (o'z-o'zini zo'riqtirish) usullari mavjud.

Armaturani mexanik usul bilan taranglashda ko'pincha gidravlik domkratlardan foydalaniladi. Bu usulda armaturada katta zo'riqish hosil qilishdan tashqari, taranglash kuchini ham aniq o'lchasa bo'ladi. Bunda cho'ziladigan sterjenlar domkrat silindriga birlashtiriladi, domkratning porsheni element uchiga (tores) yoki maxsus tirgaklarga tiraladi. Qudratli domkratlarda taranglanadigan armaturani porshen bilan birlashtiriladi. Dasta



3.1-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarini tayyorlashning asosiy usullari:

- a – armaturani tirgaklarga tirab taranglash; b – armaturani betonga qadab taranglash; 1 – armaturani taranglash va elementni betonlash;
2 – 4 – tayyor elementlar; 3 – element armaturasining cho'zilishdan oldingi ko'rinishi.

(puchkovaya) armaturani taranglashda ikki yo'nalishda ishlaydigan yengil ko'chma domkratdan foydalaniladi.

Aylanma stol yordamida o'ta mustahkam simdan uzluksiz armaturalash usuli ham samaralidir. Mazkur usul yordamida bir va ikki o'qli kuchlanish holatida bo'ladigan to'sin, panel va quvur singari turli konstruksiyalarni oldindan zo'riqtirish mumkin. Tarang tortilgan sim bilan uzluksiz armaturalash usuli oldindan zo'riqtirilgan rezervuarlarni qurishda ham keng qo'llaniladi, bunda maxsus qo'zg'alma mashinalardan foydalaniladi. Bu usulni tarang tortilgan ipni g'altakka o'rashga o'xshatish mumkin.

Armaturani taranglashning elektrotermik usuli keyingi yillarda keng tarqaldi: endilikda oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning 3/4 qismi shu usul bilan tayyorlanmoqda.

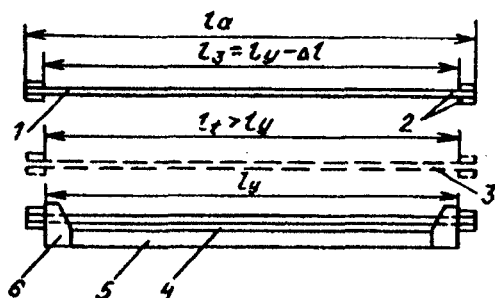
Usulning afzalligi uning o'ta soddaligi va istalgan korxonada qo'llash imkoniyati mavjudligidadir. Ishlatiladigan uskunarlar 5—10 marta arzon, konstruksiya tayyorlash uchun sarflanadigan mehnat ham 2—3 marotaba kam. Biroq taranglash aniqligi mexanik usuldagi taranglashga qaraganda ancha past. Bundan tashqari bu usulda ko'pincha issiqlayin cho'zilgan simlardan foydalaniladi, chunki boshqacha o'ta mustahkam simlarda yuqori kuchlanish hosil qilish uchun juda katta temperaturada qizdirishga to'g'ri keladi, bu esa simning mexanik xossasiga salbiy ta'sir etishi mumkin.

Armaturani elektrotermik usul bilan taranglashda armatura sterjenlarining uzunligini (ankerlar oralig'ini) qolip tirgaklaridan ma'lum masofaga kaltaroq olinadi (3.2-rasm). Armaturadan tok o'tkazib, uni $300-400^{\circ}\text{S}$ ga qadar qizdiriladi. Yzaygan sterjenlar qolipning tirgaklariga erkin joylanadi, sovish jarayonida tirgaklar sterjenning qisqarishiga qarshilik ko'rsatadi. Shu yo'l bilan sovigan sterjenlar oldindan zo'riqtiriladi. Shundan so'ng qolipga beton yotqiziladi va beton yetarli mustahkamlikka erishgandan so'ng armaturani mahkamlash uskunolari (ankerlar) dan bo'shatiladi, bo'shagan armatura qisqarib, betonni siqadi.

Ba'zan o'ta mustahkam simlarni taranglashda ikki usulni birgalikda qo'shib ishlatish hollari ham uchraydi. Qo'shma usulga ko'ra qizdiriladigan sim aylanma stol yordamida uzluksiz ravishda taranglanadi. Taranglashning bu usulida kuchlanishning 50 % i mexanik usulda, qolgan 50 % i qizdirib sovutish natijasida hosil qilinadi. Buning oqibatida mashinaning mahsuldorligi ikki marotaba ortadi, konstruksiyasi ixchamlashadi, oldindan uyg'otilgan kuchlanishning nazorat qilinadigan qiymati yana ham aniqlashadi.

Taranglashning fizik-kimyoviy usuli o'z-o'zidan zo'riqadigan konstruksiyalarni tayyorlashda qo'llaniladi. Bunda kengayuvchan sementdan tayyorlangan betonning o'zi kengayishi oqibatida armaturada kuchlanish paydo bo'ladi. Armaturada uyg'ongan cho'zuvchi kuchlanishlar betonni siqadi. Shu tariqa konstruksiya oldindan zo'riqadi.

Respublikamizda oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning asosiy qismi, oddiy temirbeton elementlari singari, markazlashtirilgan usulda korxonalarda tayyorlanadi. Bunday hol ularni tayyorlash jarayonini



3.2-rasm. Armaturani elektrotermik usulda taranglash:

1 — sovuq sterjen; 2 — ankerlar; 3 — qizigan sterjen; 4 — sovugan (taranglangan) sterjen; 5 — qolip; 6 — tirgaklar.

avtomatlashtirish va mexanizasiyalash, konstruksiya sifatini yaxshilash va arzonlashtirish imkoniyatini yaratadi. Ba'zi hollarda taranglash ishlari bevosita qurilish maydonchasining o'zida amalga oshiriladi. Bunga katta oraliqli va yirik o'lchamli konstruksiyalar, alohida bo'laklari zavodlarda tayyorlanib, qurilish maydonchasida yig'iladigan temirbeton konstruksiyalari misol bo'la oladi. Bunday hollarda konstruksiyaning o'zi tirgak vazifasini o'taydi, beton yotqizish jarayonida konstruksiyada armatura uchun tuynuk yoki o'yiqli qoldirilgan bo'ladi. Tuynuklar beton qotishi jarayonida sug'urib olinadigan rezina shlanglar yoki po'lat quvurlar yordamida hosil qilinadi yoki maxsus tayyorlangan, sirti g'adir-budur po'lat quvurlar beton ichida qoldiriladi. Beton etarli mustahkamlikka erishgach, tuynuk yoki o'yiqdan o'tkazilgan armatura tarang tortiladi va uchlari mahkamlanadi (ankerlanadi). Keyin armatura bilan beton orasidagi yopishuvni ta'minlash va armaturani zanglashdan asrash maqsadida tuynukka 0,5-0,6 MPa bosim ostida sement qorishma haydaladi.

3.3. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarni konstruksiyalash

Oldindan zo'riqtirilgan elementlar uchun armatura po'latlari konstruksiya turi, beton sinfi, ta'sir etuvchi kuchlarning tavsifi (xarakteri), atrof muhitning harorati va zararlighi, ishlash sharoiti va boshqa omillarga bog'liq holda tanlanadi. Iloji boricha mustahkamligi yuqoriroq bo'lgan armatura tanlashga harakat qilish kerak. Betonning sinfi konstruksiyaning turi, betonning xili, taranglangan armaturaning sinfi va diametri, ankerlarning boryo'qligiga qarab belgilanadi.

Elementlar diametri 5 mm gacha bo'lgan Br-II sinfli sim bilan ankersiz armaturalansa, betonning sinfi B20 dan, diametri 6 mm va undan ortiq bo'lsa — B30 dan kam bo'lmasligi lozim. K-7 va K-19 sinfli arqonsimon armatura qo'llangan elementlardagi betonning sinfi kamida B30 olinadi. Agar A-V (A_T -V) va A_T -VI sinfli sterjen ankersiz ishlatilsa, armatura diametri 18 mm gacha bo'lganda beton sinfi kamida B20 va B30, armatura diametri 20 mm va undan ortiq bo'lganda B25 va B30 dan kam bo'lmasligi kerak.

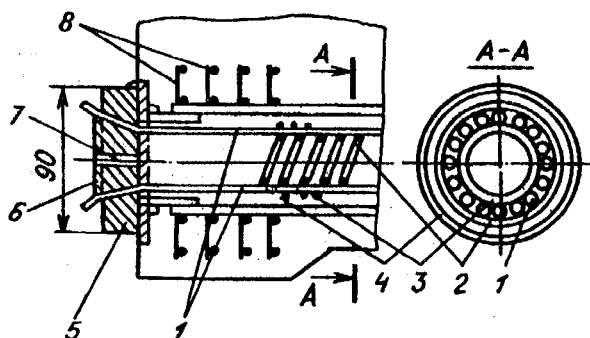
Betonning uzatish mustahkamligi R_{bp} , ya'ni betonni siqish daqiqasidagi mustahkamligi uning sinfining 50 % idan hamda 11 MPa dan kam bo'lmasligi, A-VI, A_T -VI, K-7, K-19, Br-II singari o'ta mustahkam armaturalarda esa 15,5 MPa dan kam bo'lmasligi zarur (19-ilova).

Taranglangan armaturaning betonga yaxshi birikuvchi va zo'riqishlarning betonga uzatilishini ta'minlash maqsadida armaturaning uchiga anker deb atalgan maxsus mahkamlovchi moslama o'rnatiladi. Armaturani tirgaklarga tirab taranglanganda, agar armatura bilan beton o'zicha puxta biriksa, masalan, armatura davriy profilli po'latlardan yoki sim arqonlar (kanat) dan tashkil topgan bo'lsa, anker uskunalanmasa ham bo'ladi. Biroq buning uchun beton yuqori darajada mustahkam bo'lishi, bundan tashqari, maxsus konstruktiv choralar qo'llangan (qo'shimcha ko'ndalang armaturalar o'rnatilgan, himoya qatlaminin qalinligi oshirilgan) bo'lishi lozim.

Armaturani betonga tirab taranglaganda uning uchiga hamma vaqt anker moslama o'rnatish shart, ammo tirgaklarga tirab tortganda, maxsus ankerlar o'rnatish shart emas.

Binokorlikda alohida ingichka simlarni to'plab dastalangan armaturalardan ham foydalaniladi (3.3-rasm); tutamlama armatura aylanma — karkas 2 atrofida parallel joylashgan va uzunasiga har 1 metrda beldamchilar bilan bog'langan ingichka simlar 1 dan tashkil topadi. Tutamlama armatura ikki tomonlama ishlaydigan domkrat bilan taranglanadi.

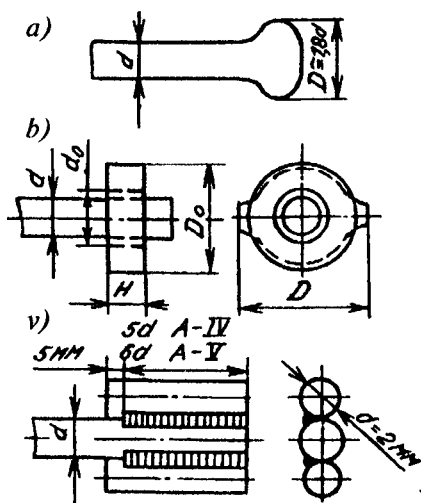
Sterjenli armaturani betonga yoki tirgakka tirab taranglaganda uning uchiga kallak (3.4-rasm, a), qistirma halqa (3.4-rasm, b) yoki payvandlangan taxtakach (3.4-rasm, v) ko'rinishida vaqtinchalik



3.3-rasm. 18 ta simdan tashkil topgan armatura tutami:

- 1 — taranglangan armatura; 2 — diametri 2mm bo'lgan spiral sim;
- 3 — diametri 1mm bo'lgan sim bog'lama; 4 — kanal ishlash; 5 — dastak;
- 6 — tiqin (probka); 7 — kanalni to'ldirish teshigi; 8 — element uchiga qo'yilgan sim to'r.

texnologik ankerlar uskunalanadi. Shu maqsadda ko'chma qisqichlar, masalan, uchmushtumli qisqichlardan ham foydalaniladi.



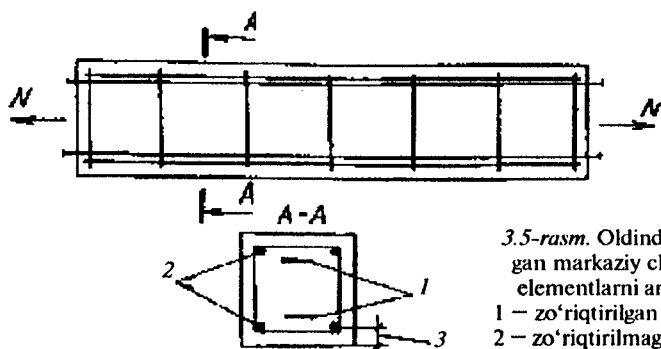
3.4-rasm. Taranglangan sterjenli armaturaga vaqtincha qo'yilgan texnologik ankerlar.

kisda joylashtiriladi (3.5-rasm). Rezervuar va quvurlarning devorlari maxsus mashinalar yordamida o'ta mustahkam sim bilan armaturalanadi yoki halqa simlar o'ralib, domkrat yoki tortuvchi muftalar yordamida taranglanadi.

Egiluvchi nomarkaziy cho'ziluvchi va elkasi katta bo'lgan nomarkaziy siqiluvchi elementlarning kesimi qo'shtavr, tavr va

Aylanma kesimli konstruksiyalar (rezervuarlar, quvurlar va h.k.) o'ta mustahkam sim bilan uzluksiz ravishda armaturalansa, simning bir uchi o'rama spiral ostiga mahkamlanadi va ikkinchi uchi siquvchi boltga o'ralib, betonda qoldirilgan metall taxtakachga burab ti-g'izlanadi.

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda taranglangan armatura ta'sir etuvchi kuchga qarab joylashtiriladi. Markaziy cho'ziladigan elementlarda (fermalar-ning pastki tasmalari, tortqich-lar va h.k.) taranglangan armatura kesim bo'ylab bir te-

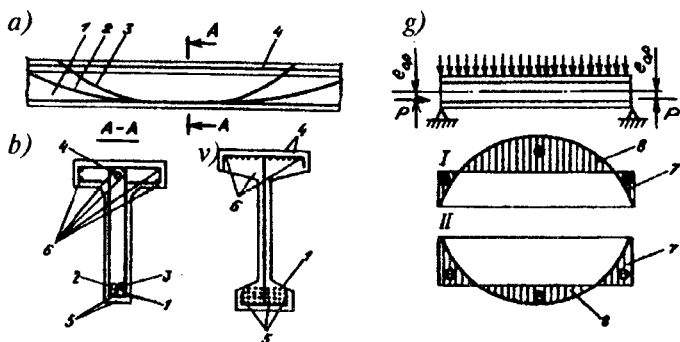


3.5-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan markaziy cho'ziluvchan elementlarni armaturalash:

- 1 — zo'riqtirilgan armatura;
- 2 — zo'riqtirilmagan armatura;
- 3 — himoya qatlami.

qutisimon shakllarda loyihalanadi. Egiluvchi elementlarda taranglangan asosiy armaturani cho'zilish zonasiga joylanadi, ba'zan kesim yuzasi $A'_{sp} = (0,15...0,25)A_{sp}$ bo'lgan taranglangan armatura siqilish zonasiga ham o'rnatiladi (3.6-rasm, a-v). Taranglangan armaturani siqilish zonasiga joylashdan maqsad shuki, u nomarkaziy siqilgan (tayyorlash jarayonida) betonni yorilishdan asraydi, chunki egiluvchi to'sinning siqilish zonasida bunday paytda cho'zilishga ishlay boshlaydi va to'sinda yorilish xavfi paydo bo'ladi.

3.6-rasm, g) da siquvchi kuch va tashqi yoyiq va yuk ta'sirida to'sinda vujudga keladigan kuchlanishlar epyurasi tasvirlangan; bu yerda elka e_{or} o'zgarmas bo'lib, kuchlanish momentlar epyurasiga muvofiq ravishda parabola bo'yicha o'zgaradi. Epyuralarning algebraik yig'indisini olganda (yig'indi epyura 3.6-rasm, g) da shtrixlab ko'rsatilgan) to'sinning pastki qirrasidagi cho'zuvchi kuchlanishlari ancha kamayadi, agar siquvchi kuch R va uning yelkasi to'g'ri tanlansa, o'sha kuchlanish butunlay yo'qolishi mumkin. To'sinning tayanch yaqinidagi yuqori qismida siquvchi R kuchdan hosil bo'lgan cho'zuvchi kuchlanish saqlanib qoladi, to'sinning shu uchastkasi emirilishi ham mumkin, element uchidagi kuchlanishlarni kamaytirish maqsadida pastki taranglangan armaturaning bir qismi bukib qo'yiladi (3.6-rasm, a). Bunda yelka e_{or} hamda siquvchi kuch R , demak, cho'zuvchi kuchlanish ham elementning uchi tomon kichrayib boradi. Tayanch yaqinidagi og'ma kesimda bo'ladigan bosh cho'zuvchi kuchlanishlarni qabul qilishda ham taranglangan armaturani bukish foydadan xoli emas.



3.6-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan egiluvchi elementlarni armaturalash:

- 1 - 4 - zo'riqtirilgan armatura; 5, 6 - zo'riqtirilmagan armatura;
- 7 - siquvchi zo'riqishdan hosil bo'lgan kuchlanishlar epyurasi;
- 8 - tashqi yuklar ta'sirida hosil bo'lgan kuchlanishlar epyurasi.

Egiluvchi elementlarga ta'sir etuvchi ko'ndalang kuchning qiymati salmoqli bo'lsa, to'sinning tayanchga yaqin qismida zarurat bo'lgan holda, bo'ylama armaturadan tashqari, ko'ndalang armatura — xomutlar ham taranglanadi. Tayanch atrofida to'sinning ikki o'q yo'nalishida oldindan zo'riqtirilishi qiya kesimlar bo'yicha yorilishning oldini oladi.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda, ayniqsa armatura betonga tirab taranglanadigan hollarda, zo'riqtiriladigan armaturalar A_{sp} va A'_{sp} dan tashqari zo'riqtirilmagan oddiy armaturalar A_s va A'_s ham joylashtiriladi. Bunday armaturalarning kesim yuzalari elementni tayyorlash, tashish va o'rnatish jarayonida etarli mustahkamlikka ega bo'lishi shartidan kelib chiqqan holda tanlanadi. Zo'riqtirilmagan armatura tashqi sirtlarga yaqin o'rnatiladi, zo'riqtirilgan armatura ichkarida qoladi. Alohida sterjenlar, tutamlamalar, sim arqonlar, tuynuklar orasidagi masofalar beton qorishmasini yotqizish va zichlashtirish, anker va taranglovchi uskunalarni joylashtirish ishlarini hisobga olgan holda belgilanadi. Bu masofalar pastki armaturalar uchun armatura diametridan yoki 25 mm dan, tuynuklar orasidagi masofa esa tuynuk diametridan yoki 50 mm dan kam bo'lmasligi lozim.

Konstruksiya sim bilan uzluksiz armaturalanganda simlar orasida joy qoldirish shart emas. Sim uchini mahkam bog'lash (ankerlash) hamda himoya qatlamining ko'chib tushmasligi choralari (masalan, simto'r o'rnatish) ko'risla bo'lgani. Beton sirtiga o'rnatiladigan anker uskunolari qalinligi 5 mm dan kam bo'lmagan beton yoki qorishma bilan himoyalaniib, zanglashga qarshi moddalar bilan qoplanishi lozim. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni loyihalash jarayonida kuch ko'p tushadigan ayrim joylarni kuchaytirish talab etiladi. Ankerlar va tortish moslamalari o'rnatilgan joylar ana shunday joylardan sanalib, bu joylar qo'shimcha ko'ndalang armatura yoki metall taxtakach qo'yish yoki o'sha uchastkada element kesimini kattalashtirish yo'li bilan kuchaytiriladi.

3.4. Kuchlanish holatlari va oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarni mustahkamlikka hisoblash

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda oddiy temirbeton konstruksiyalardagi zo'riqishlarga qo'shimcha ravishda betonda taranglangan armaturadan beriladigan siqilish zo'riqishlari paydo bo'ladi. Shuning uchun oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni

loyihalashda ular odatdagi yuklardan tashqari siquvchi kuchlar ta'siriga ham hisoblanadi.

Konstruksiyalarni loyihalashda oldindan uyg'otiladigan kuchlanishning qiymati armatura po'latining mexanik xossalariga qarab belgilanadi. Oldindan uyg'otiladigan kuchlanishning qiymati po'latning elastiklik chegarasidan katta bo'lmasligi, biroq juda kichkina ham bo'lmasligi zarur. Chunki kuchsiz taranglangan armatura kuchlanish yo'qotuvlaridan so'ng foydasiz bo'lib qoladi. Oldindan uyg'otiladigan kuchlanishning qiymati yo'l qo'yiladigan og'ishlar R ni hisobga olganda quyidagi shart asosida aniqlanadi:

$$\sigma_{sp} + P \leq R_{s,ser} ; \sigma_{sp} - P \geq 0,3 R_{s,ser} \quad (3.1)$$

Armatura mexanik usulda taranglanganda $P = 0,05 \sigma_{sp}$; elektrotermik usulda esa

$$P = 30 + 360 / l \quad (3.2)$$

bo'ladi, bu yerda l — tirgaklarning tashqi sirtlari orasidagi masofa.

Tirgaklarga tirab taranglashdan hosil bo'lgan kuchlanishning nazorat qilinadigan qiymati σ_{con1} ni aniqlash uchun σ_{sp} dan ankerlarning deformasiyalanishi va armaturaning ishqalanishi natijasida yo'qotilgan kuchlanishlar (bularni aniqlash usuli quyida beriladi) ayirib tashlanadi. Armaturani betonga tirab tortishda hosil bo'lgan kuchlanishning nazorat qilinadigan qiymati quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$\sigma_{con2} = \sigma_{sp} - \alpha(P / A_{red} + Pe_{op} y_{sp} / J_{red}) \quad (3.3)$$

bu yerda P — oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar teng ta'sir etuvchisi; e_{op} — yelka; y_{sp} — keltirilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan taranglangan armatura og'irlik markazigacha bo'lgan masofa.

Nazorat qilinadigan kuchlanish σ_{con2} ning qiymati shunday belgilanishi kerakki, hisobiy kesimda σ_{sp} ga teng bo'lgan kuchlanish hosil bo'lsin.

Armaturani taranglash chog'ida unda oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar vaqt o'tishi bilan qaytmas yo'qotuvlar evaziga kamayib boradi. Yshbu yo'qotuvlar betonning kirishishi va tob tashlashi, po'latdagi kuchlanishlarning relaksasiya (kamayishi), ankerlar deformasiyasi, armaturaning tuynuk devorlariga ishqalanishi va boshqalar natijasida sodir bo'ladi. Oldindan zo'riqtiril-

gan konstruksiyalarni hisoblashda ana shu yo'qotuvlarni e'tiborga olish lozim, chunki ularning qiymati ayrim hollarda ancha sezilarli bo'lishi (boshlang'ich nazorat qilinadigan kuchlanish σ_{sp} ning 30—40 % ini tashkil etishi) mumkin.

Armaturada oldindan uyg'otilgan dastlabki kuchlanishlarning qiymati doimiy emas, vaqt o'tishi bilan kuchlanishlar kamayadi. Kamayishning birlamchi va ikkilamchi deb ataluvchi turlari bor. Birlamchi kamayishlar element tayyorlanayotgan va beton siqilayotgan davrda sodir bo'ladi. Ikkilamchi kamayishlar esa beton siqilgandan keyin sodir bo'ladi.

Birlamchi kamayishlarga quyidagilar kiradi:

1. Armaturada kuchlanishlar relaksasiyasi tufayli σ_1 .
2. Temperatura farqi tufayli σ_2 .
3. Ankerlar deformasiyasi tufayli σ_3 .
4. Armaturada ishqalanish tufayli σ_4 .
5. Po'lat qoliplar deformasiyasi tufayli σ_5 .
6. Beton qisqa muddatli tob tashlash deformasiyasi tufayli σ_6 .

Ikkilamchi kamayishlarga quyidagilar kiradi:

7. Armaturada kuchlanishlar relaksasiyasi tufayli $\sigma_7 = \sigma_1$.
8. Betonning kirishishi tufayli σ_8 .
9. Betonning uzoq muddatli tob tashlashi tufayli σ_9 .
10. Quvur va rezervuarlarga o'ralgan armatura ta'sirida betonning ezilishi tufayli σ_{10} .
11. Yig'ma element bloklari orasidagi choklarning siqilishi tufayli σ_{11} .

Har bir kamayish alohida formula yordamida aniqlanadi.

1. Taranglangan armaturadagi kuchlanishlarning relaksasiyasi natijasida kuchlanishlarning yo'qolishi asosan (oldindan uyg'otilgan) kuchlanishning qiymati σ_{sp} ga va armaturaning turiga bog'liq:

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,ser}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (3.4)$$

sterjenli armatura uchun

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 \quad (3.5)$$

2. Taranglangan armatura bilan tortqich orasidagi temperaturalar farqi Δt ham B15...B40 sinfli betonni bug'lash yoki qizdirish jarayonida oldindan uyg'otilgan kuchlanishning quyidagi miqdorda kamayishiga olib keladi:

$$\sigma_2 = 1,25\Delta t \quad (3.6)$$

bu yerda Δt ning aniq qiymati berilmasa, 65°C ga teng qilib olinadi. Betonning sinfi B45 va undan yuqori bo'lsa, (3.6) formuladagi 1,25 koeffitsiyenti 1,0 ga almashtiriladi.

3. Tortqich moslamasi bilan bog'langan ankerlarning deformasiyasidan oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar yo'qolishi quyidagi miqdorni tashkil etadi:

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s, \quad (3.7)$$

bu yerda Δl_1 — beton bilan anker orasiga qo'yiladigan shayba yoki qistirmaning siqilishi bo'lib, qiymati 1 mm ga teng; Δl_2 — stakansimon ankerning deformasiyasi, qiymati 1 mm ga teng; tirgaklarga tirab taranglanganda $\Delta l_1 + \Delta l_2 = \Delta l = 2$ mm deb olinadi; l — taranglanayotgan sterjenning uzunligi, mm.

4. Armatura bilan tuynuk devorlari, beton sirtlari yoki eguvchi moslamalar orasidagi ishqalanish oqibatida oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning yo'qolishi quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} \cdot \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \theta}}\right), \quad (3.8)$$

bu yerda e — natural logarifmlar asosi; ω — tuynukning loyihaviy holatiga nisbatan og'ishini e'tiborga oladigan koeffitsiyent ($\omega = 0 \dots 0,003$); x — armaturada taranglash moslamasidan hisobiy kesimgacha bo'lgan masofa, m; δ — armatura bilan tuynuk devori orasidagi ishqalanish koeffitsiyenti, ($\delta = 0,35 \dots 0,65$); θ — tuynukning egri uchastkasidagi yoyning markaziy burchagi, rad. Eguvchi moslamalarga ishqalanish natijasida yuz beradigan yo'qotuvni aniqlashda (3.8) formuladagi $\omega x = 0$ deb olinadi.

5. Po'lat qolipning deformasiyalanishi oqibatida sodir bo'ladigan kuchlanishlar yo'qolishi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_5 = \eta \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (3.9)$$

biroq 30 MPa dan kam olinmaydi. Formuladagi Δl — qolipning bo'ylama deformasiyasi; l — tirgaklarning tashqi qirralari orasidagi masofa. Armatura mexanik usulda taranglansa,

$$\eta = (n - 1) / 2n \quad (3.10)$$

bo'ladi, bu yerda n — har xil vaqtda tortiladigan sterjenlar guruhi soni.

6. Tirgaklarga tayanib taranglangan armatura bo'shatilgach, oldindan uyg'otilgan kuchlanish betonni siqa boshlaydi, bunda betonda elastik deformasiyalar bilan bir qatorda tezkor tob tashlash

yuz beradi. Bu hol oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning ma'lum miqdorda yo'qolishiga (kamayishiga) olib keladi:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha \text{ bo'lganda } \sigma_6 = 40\sigma_{bp} / R_{bp}; \quad (3.11)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha \text{ bo'lganda } \sigma_6 = 40\alpha + 85\beta(\sigma_{bp} / R_{bp} - \alpha), \quad (3.12)$$

Bu yerda σ_{bp} — armaturaning siqilishi natijasida betonda hosil bo'lgan kuchlanish; $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp}$ bo'lib, 0,8 dan ortiq olinmaydi; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp}$, bu koeffitsiyentning qiymatlari 1,1...2,5 oralig'ida bo'ladi.

Agar temirbeton elementiga issiq ishlov berilsa, (3.11) va (3.12) formulalardan topilgan qiymatlar 0,85 koeffitsiyentga ko'paytiriladi.

7. Armaturada relaksasiya tufayli yo'qotish $\sigma_7 = \sigma_1$.

8. Betonning uzoq muddatli tob tashlashi natijasida zo'riqishlarning berilishidan to' ekspluatasion yuklarning qo'yilishigacha bo'lgan vaqt mobaynida yo'qotilgan kuchlanishlar og'ir beton uchun quyidagi formulalar yordamida topiladi:

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq 0,75 \text{ bo'lganda } \sigma_9 = 150\sigma_{bp} / R_{bp}; \quad (3.13)$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > 0,75 \text{ bo'lganda } \sigma_9 = 300(\sigma_{bp} / R_{bp} - 0,375) \quad (3.14)$$

Agar bu yerda ham elementga issiq ishlov berilsa, yo'qolgan kuchlanish miqdori 0,85 ga kamaytiriladi.

9. Vaqt o'tishi bilan sodir bo'ladigan kirishish deformasiyalari ham oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning yo'qolishiga olib keladi. Tirgaklarga tirab taranglanganda yo'qolish miqdori B35, B40, B45 va bundan katta sinfli og'ir betonlar uchun $\sigma_8 = 40; 50$ va 60 MPa ni tashkil etadi (3.1-jadval). Betonga tirab taranglanganda kirishish natijasida sodir bo'ladigan yo'qotish $30; 35$ va 40 MPa ni tashkil etadi. Oldindan uyg'otilgan kuchlanishning yo'qolishi yig'ma bloklardan tashkil topgan konstruksiya choklari orasidagi deformasiya — σ_{11} , spiral ko'rinishda o'ralgan sim armatura ostidagi betonning ezilishi — σ_{10} singari sabablar tufayli ham sodir bo'ladi.

10. Spiral va halqasimon armaturaning simlari ostida betonning ezilishidan vujudga kelgan yo'qotish σ_{10} faqat betonga o'rab taranglanadigan elementlar (tashqi diametri $d_{ext} = 300$ sm gacha bo'lgan quvurlar, rezervuarlar) dagina hisobga olinadi:

$$\sigma_{10} = 70 - 0,22d_{ext}. \quad (3.15)$$

11. Yig'ma konstruksiyalarning alohida bo'laklari orasidagi choklarning siqilishidan vujudga keladigan yo'qotish σ_{11} quyidagi formuladan topiladi:

$$\sigma_{11} = n \frac{\Delta l}{l} E s, \quad (3.16)$$

bu yerda n — cho'ziladigan armatura bo'ylab joylashgan choklar soni; Δl — choklar deformasiyasi bo'lib, beton bilan to'ldirilgan har bir chok uchun 0,3 mm ga, betonsiz ulangan chok uchun 0,5 mm ga teng bo'ladi; l — taranglanayotgan armatura uzunligi, mm.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarni hisoblashda betonning siqilishi tugagunga qadar bo'lgan yo'qotishlar σ_{los1} bilan siqilish tugagandan keyin yuz bergan yo'qotuvlar σ_{los2} ni bir-biridan farq qilish lozim, yo'qotishlarning to'liq qiymati $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$ bo'ladi.

Armaturani tirgaklarga tirab taranglanganda σ_{los1} armaturadagi kuchlanishning kamayishi, temperaturalar farqi, ankerlar deformasiyasi, armaturaning ishqalanishi, qolip deformasiyasi, tezkor tob tashlashlar evaziga vujudga keladi, ya'ni $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$, σ_{los2} esa betonning tob tashlashi va kirishishidan hosil bo'ladi:

$$\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9$$

Armaturani betonga tirab taranglanganda armaturadagi kuchlanishning birlamchi yo'qolishi σ_{los1} ankerlar deformasiyasi va armaturaning ishqalanishidan, ya'ni $\sigma_{los1} = \sigma_3 + \sigma_4$ armaturadagi kuchlanishning ikkilamchi kamayishi — σ_{los2} betonning tob tashlashi va kirishishi, armatura simlari ostida betonning ezilishi, yig'ma blokli konstruksiyalarda choklar deformasiyasidan vujudga keladi, ya'ni $\sigma_{los2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$. Yo'qotishlarning umumiy son qiymati σ_{los} me'yor [4] bo'yicha 100 MPa dan kam olinmaydi.

3.1-жадвал

Betonning kirishishi natijasida qo'qotilgan
kuchlanishlar miqdori

Beton sinfi	Beton tabiiy sharoitda qotganda	Beton atmosfera bosimida issiq ishlov berilganda
B 35 va undan kam	40	35
B 40	50	40
B 45 va undan ko'p	60	50

3.4.1. Beton va armaturadagi kuchlanishlarni aniqlash.

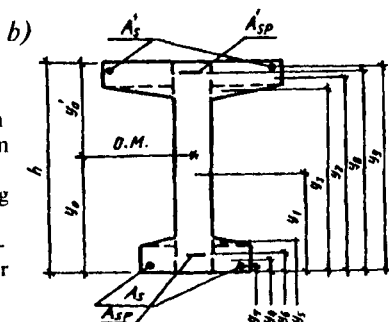
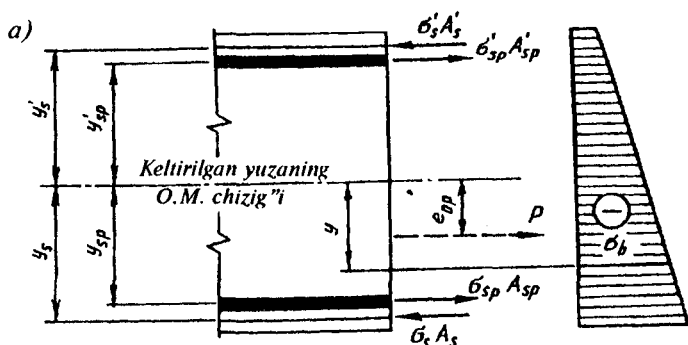
Oldindan zo'riqtirilgan elementning bo'ylama o'qiga tik bo'lgan kesimdagi kuchlanishlar beton kesimi va taranglangan hamda taranglanmagan armatura kesimlari yuzasidan tashkil topgan bo'lib, uning keltirilgan yuzasi elastik jismdagi kabi aniqlanadi. Barcha bo'ylama armaturalardagi siquvchi kuchlarning teng ta'sir etuvchisi P tashqi kuch sifatida qabul qilinadi.

Teng ta'sir etuvchi P va uning keltirilgan yuza og'irlik markazigacha bo'lgan elkasi e_{op} quyidagi formulalar yordamida aniqlanadi (3.7-rasm):

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s ; \quad (3.17)$$

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_s A'_s y'_s}{P} \quad (3.18)$$

bu yerda σ_{sp} va σ'_{sp} — taranglangan A_{sp} va A'_{sp} armaturadagi kuchlanishlar, σ_s va σ'_s — taranglanmagan A_s va A'_s armaturalardagi kuchlanishlar.



3.7-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan element kesimida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni aniqlashga doir:
a — siqilishdagi kuchlanishlarning joylanishi;
b — keltirilgan yuzaning geometrik xarakteristikasini topishga doir sxema.

Betondagi kuchlanish umumiy holda nomarkaziy siqilish holatidagi element kabi quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}}{J_{red}} y \quad (3.19)$$

bu yerda A_{red} — beton kesimiga keltirilgan yuza $A_{red} = \alpha (A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s)$; J_{red} — keltirilgan kesim og'irlik markazidan o'tuvchi o'qqa nisbatan A_{red} yuzadan olingan inersiya momenti; y — keltirilgan kesimning og'irlik markazidan kuchlanishi aniqlanayotgan tolagacha bo'lgan masofa (3.7-rasm, b). $\alpha = E_s/E_b$; E_b va E_s — beton va armaturaning elastik modullari.

Beton va armaturadagi kuchlanishlar nazorat qilinuvchi kuchlanishlarni tekshirishda, tob tashlash va ko'p karrali yuklar ta'sirida vujudga keladigan yo'qotuvlarni aniqlashda, yoriqbardoshlik va deformasiyalarni hisoblashda va boshqa shu kabi hollarda topiladi.

3.4.2. Kuchlanish holati bosqichlari. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda betonni siqish boshlanganidan uni tashqi kuchlanishlar holati bir necha xarakterli bosqichlarga bo'linadi. O'q bo'ylab cho'ziladigan elementga markaziy siquvchi va tashqi kuchlar ta'sirini ko'rib o'taylik. Beton siqilgandan keyin elementda quyidagi kuchlanish holati tarkib topadi:

— yo'qotishlarning birlamchi turlari sodir bo'lgach, betonda σ_{b1} , armaturada $\sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha\sigma_{b1}$;

— yo'qotishlarning hamma turlari sodir bo'lgach, betonda σ_{b2} , armaturada $\sigma_{sp} - \sigma_{los1} - \alpha\sigma_{b2}$ kuchlanish hosil bo'ladi. Bu yerda 1 indeksi kuchlanishlardan birlamchi yo'qotuvlar, 2 indeksi esa barcha yo'qotishlar ayirib tashlanganini bildiradi. Elementning bu holatida oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar muhim qaror topgan bo'lib, tashqi kuchlar qo'yilgunga qadar 0 bosqichga kiritsa bo'ladi (3.1-jadval). Tashqi cho'zuvchi kuchlar ortgan sari betonda oldindan uyg'otilgan siquvchi kuchlanishlar kamayib, armaturadagi cho'zuvchi kuchlanishlar orta boradi. Betonda oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar so'nganda, armaturadagi kuchlanish $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_{los}$ bo'ladi. Shu holatdan boshlab element oddiy temirbeton elementi kabi ishlaydi, chunki unda oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar so'ngan bo'ladi. Elementning bu holati 1 bosqichga kiradi. Tashqi kuchlarning yanada ortishi betonda cho'zuvchi kuchlanishlar paydo qiladi, bu kuchlanishlar orta borib, cho'zilishdagi mustahkam-

lik chegarasi R_{bt} ga tenglashadi. Element bunday holatda 1a bosqich bo'yicha hisoblanadi. Elementni yoriqlar paydo bo'lishiga hisoblash ana shu bosqichga asoslanadi.

Navbatdagi II bosqichda betonda yoriqlar paydo bo'ladi, biroq armaturadagi kuchlanish hisobiy qarshilikdan kichikroq bo'ladi. Kuchning yanada ortishi elementda III bosqichni yuzaga keltiradi, bu bosqichda element yemiriladi.

3.2-jadval

Oldindan zo'riqtirilgan elementlarda kuchlanish holatlarining bosqichlari

Kuchlanish xolatlari bosqichlari	Markaziy siqilgan elementning o'q bo'ylab cho'zilishi	Nomarkaziy siqilgan elementning egilishi
0 (qaror topgan oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar)		
I _o (beton siqilishining so'nishi)		
I _o (darz ketishdan oldingi holat)		
II (betondagi yoriqlar)		
III (emirilish)		

Nomarkaziy siqilgan element ko'ndalang egilganda 0 bosqichda qaror topgan kuchlanishlar kesim balandligi bo'yicha chiziqli o'zgaradi (3.2-jadval). Betonning taranglangan armatura darajasida eng ko'p siqilgan joyida oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning so'nishi element 1₀ bosqichda ekanligidan dalolat beradi. Ya'ni to'singa ta'sir qilayotgan tashqi yukning miqdori nolga teng bo'lmagan holda uning solqiligi nolga teng. Tashqi yuk miqdori yana ham orttirilsa (keyingi bosqich), elementning kuchlanish holati oddiy temirbeton elementning kuchlanish holati kabi bo'ladi.

Natijada oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruksiyalarda oddiy temirbeton konstruksiyaga nisbatan yoriqning paydo bo'lishi kechroq va egilishi esa kamroq bo'ladi.

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarning yoriqlar paydo bo'lishiga qarshiligi yuqori, deformasiyalanishi kam bo'lishi sababli, yuqori qarshiliklarga ega bo'lgan beton va armaturalardan foydalanish hisobiga iqtisodiy samaradorlikka erishiladi.

3.4.3 Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarni mustahkamlikka hisoblash. Elementlar birinchi chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblanganda, quyidagi ta'sirlar: tashqi kuchlar bilan birga oldindan uyg'otilgan siquvchi kuchlar; elementni tayyorlash, tashish va o'rnatish jarayonida vujudga keladigan boshqa kuchlar ta'siri e'tiborga olinadi.

Chegaraviy holatda beton va armaturadagi kuchlanish hisobiy qarshilik darajasiga yetadi. Agar zo'riqtirilgan armatura A'_{sp} ciqilish zonasida joylashgan bo'lsa, u holda chegaraviy holatda kuchlanish

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp} \sigma'_{sp} \quad (3.20)$$

bo'ladi, bundagi $\sigma_{sc,u}$ ning izohi 4.2.2. paragrafda berilgan; $\gamma_{sp}=1$, 1 — oldindan zo'riqtirish aniqligi koeffitsiyenti; $\sigma'_{sp} - A'_{sp}$ armaturasi-da oldindan uyg'otilgan cho'zilish kuchlanishi.

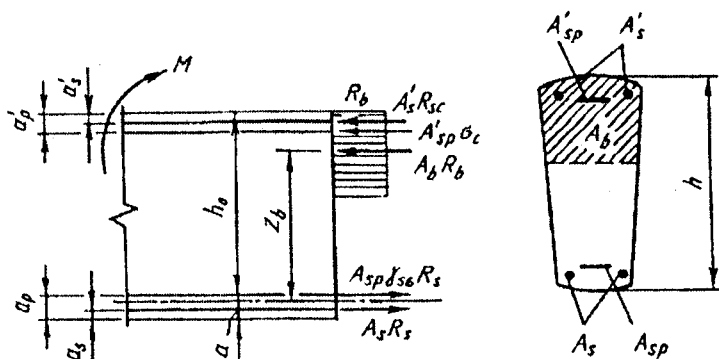
$\gamma_{sp} \sigma'_{sp} < \sigma_{sc,u}$ bo'lganda A'_{sp} dagi kuchlanish $\sigma_{s,c}$ siqiluvchan bo'ladi.

Bu holda $\sigma_{s,c}$ ning qiymati armaturaning siqilish bo'yicha hisobiy qarshiligi $R_{s,c}$ dan kamroq olinadi. Agar $\xi < \xi_R$ bo'lsa, kuchlanishning ortishi me'yorlarga binoan armaturaning hisobiy qarshiligi R_s ni γ_{s_6} koeffitsiyentga ko'paytirish yo'li bilan hisobga olinadi. Aslida γ_{s_6} bilan ξ orasidagi bog'lanish chiziqli emas, biroq me'yorlarda soddalashtirish maqsadida bu bog'lanish chiziqli deb olinadi:

$$\gamma_{S_6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi / \xi_R - 1) \leq \eta, \quad (3.21)$$

bu yerda η — armatura sinfiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent bo'lib, A-IV va A_T-IV sinflar uchun $\eta = 1,2$; A-V, A_T-V, B-II, Br-II va K-7, K-19 sinflar uchun $\eta = 1,5$; A-VI va A_T-VI sinflar uchun $\eta = 1,1$. ξ va ξ_R ning qiymatlari R_s ning hisobiy qiymatiga qarab hisoblanadi.

$\xi \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun egiluvchi elementlarning normal kesimlari quyidagi formula yordamida hisoblanadi (3.8-rasm):



3.8-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan elementning mustahkamlikka hisoblashda zo'riqishlar tarhi va kuchlanishlar epyurasi.

$$M \leq R_s S_b + R_{sc} S_s + \sigma_{sc} S'_{sp}; \quad (3.22)$$

$$R_b A_b = \gamma_{S_6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp}, \quad (3.23)$$

bu yerda σ_{sc} (3.20) formuladan topiladi; γ_{S_6} — (3.21) formuladan aniqlanadi; qolgan qiymatlarning ma'nosi (4.14) formulada berilgan.

$\xi > \xi_R$ bo'lgan hol uchun armaturadagi kuchlanish hisobiy qiymatga yetib bormaydi va sterjenlarning i -qatori uchun uning qiymati quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$\sigma_{Si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega / 1,1} (\omega / \xi_i - 1) + \sigma_{spi}, \quad (3.24)$$

bu yerda σ_{spi} — hisoblanayotgan bosqichda elementda oldindan uyg'otilgan kuchlanishning qiymati; qolgan harflarning izohi (4.10) formulada berilgan.

Nazorat savollari

1. Oldindan zo'riqtirilgan konstruktsiyalarni paydo bo'lish sabablari.
2. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton konstruktsiyalarining mohiyati nimadan iborat?
3. Oldindan zo'riqtirilgan konstruktsiyalarni tayyorlash usullari.
4. Oldindan zo'riqtirilgan armaturalarni ankerlash qanday amalga oshiriladi va oldindagi zo'riqtirilgan armaturada mavjud yo'qotishlar.
5. Birlamchi va ikkilamchi yo'qotishlar.
6. Betonning siqilgandagi kuchlanishi qanday aniqlanadi?
7. Oldindan zo'riqtirilgan elementlarda kuchlanish holatlarining qanday bosqichlari mavjud va ularni hisoblashda qanday qo'llaniladi?
8. Betonning siqilishidagi mustahkamligi qanday belginalandi va u nimalarga bog'liq?
9. Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarining iqtisodiy samaradorligi nimalarda namoyon bo'ladi?

4 - b o b

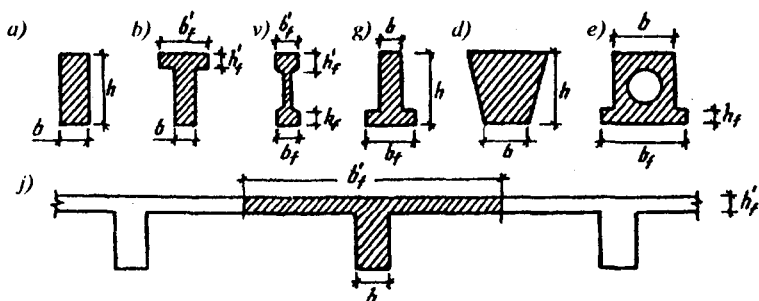
EGILUVCHI TEMIRBETON ELEMENTLARNI KONSTRUKSIYALASH VA MUSTAHKAMLIKKA HISOBLASH

4.1. Bir oraliqli egiluvchi elementlarni konstruksiyalash

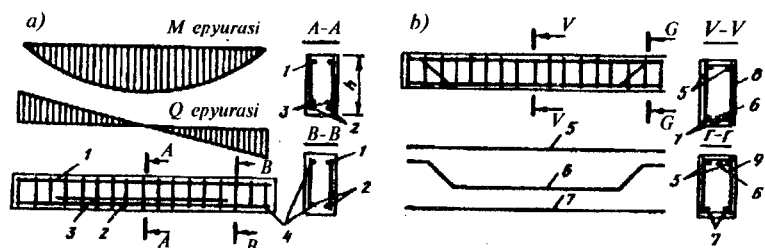
To'sin. Temirbeton to'sinlarning ko'ndalang kesimlari turli shakllarga ega bo'lishi mumkin. Bular ichida eng ko'p tarqalganlari to'g'ri to'rtburchak (4.1-rasm, a), tokchasi yuqorida joylashgan tavr (4.1-rasm, b) va qo'shtavr (4.1-rasm, v) shaklli kesimlardir. Shular bilan bir qatorda tokchasi pastda joylashgan tavr (4.1-rasm, g), trapeziyasimon (4.1-rasm, d), ichi bo'sh (4.1-rasm, e) va boshqacha shaklli kesimlar ham qo'llanadi. Tavr shaklli kesimlar alohida to'sinlarda ham, qovurg'ali monolit yopmalarda ham uchraydi (4.1-rasm, j).

Ko'ndalang kesimlar balandligi odatda to'sin uzunligining $1/10$ — $1/20$ qismini, endi esa balandlikning $1/2$ — $1/4$ qismini tashkil etadi. Ko'ndalang kesim o'lchamlarini birxillashtirish maqsadida to'sinning balandligi (agar $h \leq 500$ mm bo'lsa) 50 mm va ($h > 500$ mm bo'lsa) 100 mm ga karrali qilib olinadi; to'sinning endi 100, 120, 150, 180, 200, 250 mm, davomi 50 mm ga karrali bo'ladi.

Bo'ylama ishchi armatura, ozgina himoya qatlami qoldirilgan holda, to'sinning cho'zilish zonasiga joylanadi. Qiya kesimlarda qarshilikni oshirish maqsadida ko'ndalang armaturalar o'rnatiladi. Bundan tashqari, ko'ndalang armaturani mahkamlash va fazoviy



4.1-rasm. Temirbeton to'sinlarning ko'ndalang kesim yuzalari.



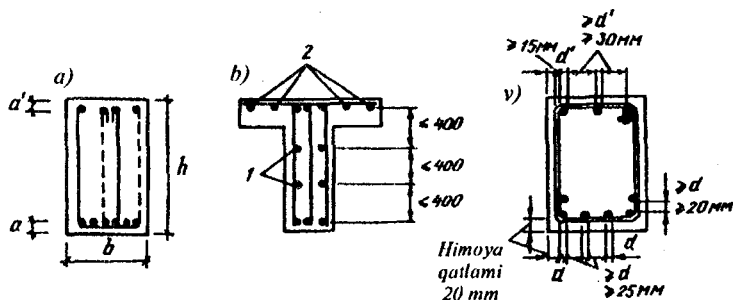
4.2-rasm. Bir oraliqli to'sinlarni armaturalash:
a — payvand karkaslar; b — to'qima karkaslar.

karkas hosil qilish uchun to'sinning siqilish zonasiga montaj armaturasi qo'yiladi.

To'sinlar asosan payvandlangan karkaslar bilan (4.2-rasm, a), ba'zi hollarda to'qima karkaslar bilan (4.2-rasm, b) armaturalanadi. Payvand to'rlardagi cho'ziluvchi sterjenlar 2 tayanchga qadar olib boriladi, 3 sterjen oraliqda uzib qo'yiladi. Montaj sterjenlari 1 va ko'ndalang 4 sterjenlar qirquvchi kuchlarni qabul qiladi. To'qima karkasdagi bo'ylama cho'ziluvchi sterjen 7 ham tayanchga qadar mo'ljallangan, 6-bukilgan sterjen, 5-montaj sterjeni, 8-ochiq xomut, 9-yopiq xomut.

To'sin kesimidagi yassi payvand to'rlarning soni turlicha bo'lishi mumkin. To'sin kesimining eni 100 — 150 mm bo'lsa — bitta, eni kattaroq bo'lsa — ikkita va undan ortiq to'r o'rnatiladi. Po'latni tejash maqsadida ishchi bo'ylama armaturalarning bir qismi tayanchlarga yetkazilmay, oraliqda uzib qo'yilishi mumkin. Bu ish hisoblarga asoslangan holda amalga oshiriladi. Biroq (to'sinning kengligi 150 mm va undan ortiq bo'lsa) kamida ikki sterjen tayanchga qadar davom ettirilishi zarur. Alohida yassi to'rlar sterjenlar yordamida birlashtirilib, fazoviy karkas hosil qilinadi.

To'sinlar to'qima karkaslar bilan armaturalansa, ko'ndalang kuchlarni qabul qilish uchun xomutlar o'rnatiladi. Agar siqilish zonasidagi bo'ylama sterjenlar ikkitadan ortmasa, ochiq xomut, ikkitadan ortsa va hisob bo'yicha siqilish zonasiga armatura qo'yilishi lozim bo'lsa, yopiq xomut qo'yiladi. To'sinning eni 350 mm dan katta bo'lsa, to'rt simli xomut qo'yish tavsiya etiladi; bunday xomut ikkita ikki simli xomutdan tashkil topadi (4.3-rasm, a). To'qima karkaslarda bo'ylama ishchi armaturaning bir qismini tayanch yaqinida bukib, siqilish zonasiga kiritib qo'yish maqsadga muvofiqdir (4.2-rasm, b). To'sinning bu qismida cho'ziluvchi armatura kamroq talab etiladi, biroq ko'ndalang kuchlarni (bosh cho'zuvchi kuchlanishlarni) qabul qilish uchun ko'proq armatura talab etiladi. Bukmalar



4.3-rasm. Payvand va to'qima karkas bilan armaturalangan to'sinning ko'ndalang kesimlari:

a — to'qima karkaslarning to'rt simli xomutlari; b — tavr kesimli to'sinlarni armaturalash; v — bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa; 1 — to'sin yon qirrasidagi diametri 10–12 mm bo'lgan armatura; 2 — tavr kesimli to'sin tokchasiga qo'yiladigan payvandlangan simto'ring bo'ylama sterjenlari.

asosan 45° burchak ostida o'tkaziladi, biroq baland to'sinlarda (balandligi 800 mm dan ortiq bo'lsa) bukilish burchagini 60° ga qadar oshirish, balandligi past bo'lgan to'sinlarda 30° ga qadar kamaytirish mumkin. Sterjenlar aylana yoyining radiusi $10d$ dan kam bo'lmagan radius bilan bukiladi va uzunligi siqilish zonasida $10d$ dan, cho'zilish zonasida $20d$ dan kam bo'lmagan to'g'ri chiziqli uchastka bilan tugaydi. To'qima karkaslarda silliq sterjenlarning uchi, beton bilan puxtaroq bog'lanishi uchun ilgakli qilinadi.

Ishchi bo'ylama armaturaning diametri 10–40 mm oraliq'ida olinishi zarur. To'qima karkas xomutlarining diametri to'sin kesimining balandligi 800 mm gacha bo'lsa, kamida 6 mm, 800 mm dan ortiq bo'lsa, kamida 8 mm olinadi. Montaj armaturasining diametrini 10–12 mm olsa bo'ladi.

To'sin kesimining balandligi 700 mm dan katta bo'lsa, to'sinning ikkala yon sirti yaqiniga har 400 mm oraliqda diametri 10–12 mm bo'lgan bo'ylama sterjenlar o'rnatish tavsiya etiladi (4.3-rasm, b). Bu sterjenlar yuzasi to'sin qovurg'asidagi armatura kesim yuzasining 0,1 % idan kam bo'lmasligi kerak. Tavr kesimli ba'zi to'sinlardan payvandlangan karkaslar bilan bir qatorda tokchalarni armaturalash uchun payvand turlari ishlatiladi (4.3-rasm, b).

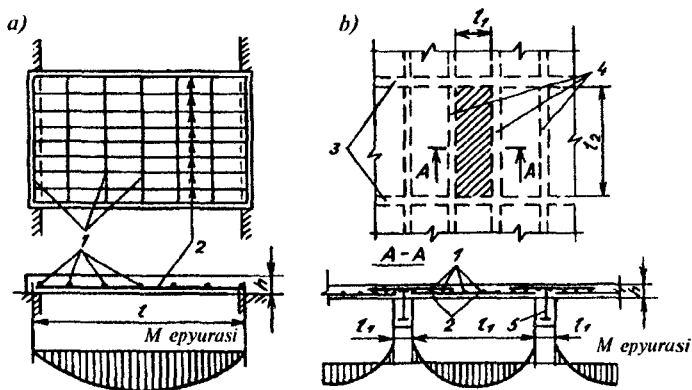
Beton yotqizish va zichlashtirishni qulaylashtirish uchun, shuningdek armatura bilan beton orasidagi yopishuv ishonchliroq bo'lishi uchun bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa armatura diametridan kichik bo'lmasligi hamda pastki armaturalar oraliq'i 25 mm dan, ustki armaturalar oraliq'i 30 mm dan kam bo'lmasligi

lozim (4.3-rasm, v). Armaturalar kesim balandligi bo'yicha ikki qatordan ortiq bo'lsa, bo'ylama sterjenlar orasidagi masofa (gorizontal yo'nalishda) 50 mm dan kam bo'lmasligi kerak.

Xomutlar orasidagi masofa to'sin kesimining balandligi $h \leq 450$ mm bo'lsa — $1/2 h$ yoki ko'pi bilan 150 mm, agar kesim balandligi 450 mm dan katta bo'lsa — $1/3 h$ yoki ko'pi bilan 500 mm olinadi. Bu talab tayanchlarga yaqin uchastkalar uchun taalluqlidir. To'singa tekis yoyiq kuch qo'yilgan bo'lsa, tayanch oldi uchastkasi $l/4$ deb, agar yig'iq kuchlar qo'yilgan bo'lsa, tayanchdan birinchi yig'iq kuchgacha bo'lgan masofa qabul qilinadi. To'sinning qolgan kesimlaridan xomutlar orasidagi masofa $3/4 h$ gacha oshirilishi mumkin, lekin xomut masofasi 500 mm dan oshmasligi kerak.

Plita va panel. O'lchamlaridan biri (qalinligi) qolgan ikki o'lchamidan ancha kichik bo'lgan temirbeton elementlar *plitalar* deb ataladi. Plitalar yaxlit, tekis va qovurg'ali bo'ladi: oraliqlari soniga qarab — bir oraliqli (4.4-rasm, a) va ko'p oraliqli (4.4-rasm, b); tayyorlash usuliga qarab — yig'ma, monolit va yig'ma-monolit bo'lishi mumkin.

Plitalar o'zaro tik sterjenlardan tashkil topgan to'rlar bilan armaturalanadi. Agar ishchi armatura faqat bir yo'nalishga kerak bo'lsa, u holda ikkinchi yo'nalishdagi armatura zo'rqiqlarni taqsimlash va bo'ylama armaturalarni o'zaro bog'lash vazifasini o'taydi. Bu armatura betonning temperatura ta'sirida va kirishishi



4.4-rasm. To'sinsimon yaxlit plitalarni armaturalash:

- a — erkin tayangan bir oraliqli uzluksiz plita; 1 — taqsimlovchi armatura;
- 2 — ishchi armatura; 3 — asosiy to'sinlar; 4 — ikkinchi darajali to'sinlar;
- 5 — ikkinchi darajali to'sinning armatura karkasi.

natijasida vujudga keladigan deformasiyani jilovlaydi, tashishda qulaylik tug'diradigan to'rt hosil qiladi.

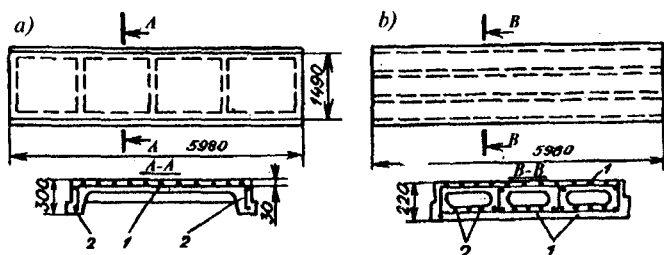
Yaxlit plitalarning qalinligi odatda $h = 50 \dots 100$ mm olinadi. Agar plita $l_2 / l_1 > 2$ bo'lsa, kontur bo'ylab tayangan bo'ladi. Birinchi holda ishchi armatura l_1 oraliq bo'ylab, ikkinchi holda — plitaning tayanish chiziqlariga tik ravishda qo'yiladi. Ikki yo'nalishda egiladigan plitalarda ishchi armatura har ikkala yo'nalishda joylashtiriladi.

To'sinsimon plitalarning ishchi armaturalari plitaning cho'ziluvchi sirtiga yaqin joylashtirilishi zarur; bunda, albatta, talab etilgan himoya qatlami qoldiriladi. Ikki yo'nalishda egiladigan plitalarda kalta tomon l_1 ga parallel bo'lgan armatura cho'ziluvchi sirtga yaqinroq joylanadi, chunki bu yo'nalishda eguvchi momentning qiymati l_2 yo'nalishdagi momentga qaraganda kattaroq bo'ladi. Ishchi armatura cho'ziluvchi sirtga yaqin joylashsa, ichki momentning elkasi ortadi, armaturadagi zo'riqish kamayadi, natijada armatura tejaladi.

Erkin tayangan plitalarda armatura to'rti faqat pastki cho'zilish zonasiga, ko'p oraliqli uzluksiz plitalarda esa, eguvchi momentning epyurasiga muvofiq ravishda, tayanchlar oralig'ida pastki va tayanch ustida esa ustki cho'zilish zonasiga joylanadi.

Plitalarning hisobiy uzunliklari qovurg'ali monolit plitalarda ochiq oraliq uzunligiga teng bo'ladi, erkin tayangan plitalarda ochiq oraliq uzunligiga plita qalinligini qo'shib olinadi. Plitalarda ishchi armaturalar diametri 5—12 mm, montaj armaturalarniki esa 4—8 mm olinishi mumkin. Ishchi armaturaning umumiy yuzasi hisob asosida belgilanadi; montaj armaturasining yuzasi konstruktiv ravishda qabul qilinadi; bu yuza eng katta moment hosil bo'ladigan kesimdagi ishchi armatura yuzasining 10 % idan kam bo'lamasligi lozim. Ishchi sterjenlar orasidagi masofa plitaning o'rta qismida va tayanch ustida, plita qalinligi $h_n \leq 150$ mm bo'lsa — ko'pi bilan 200 mm, agar $h_n > 150$ mm bo'lsa — ko'pi bilan $1,5 h_n$ olinadi. Sterjenlar oralig'i qolgan uchastkalarda 350 mm dan ortmasligi kerak. Taqsimlovchi armaturalar oralig'i ham ko'pi bilan 350 mm olinadi.

Plitalarni o'rama yoki tekis ko'rinishda tayyorlangan standart payvand simto'rlar bilan armaturalash maqsadga muvofiqdir. Bunday simto'rlar diametri 3—5 mm bo'lgan oddiy simlardan yoki diametri 6—10 mm bo'lgan A — III sinfli davriy profilli po'latdan ishlanadi. Po'latni tejash maqsadida ishchi sterjenlarning bir qismi, tayanchgacha etkazilmay, eguvchi momentlar epyurasiga muvofiq ravishda, oraliqda uzib qo'yilishi mumkin. Tayanchgacha etkaziladigan sterjenlarning kesim yuzasi, eng katta musbat eguvchi



4.5-rasm. Yig'ma panellarni armaturalash:

a — qovurg'ali yopma paneli; b — orayopmalar uchun bo'shliqli panel; 1 — armatura simto'rlari; 2 — qovurg'alarining yassi armatura karkaslari.

momentga mos bo'lgan kesimdagi armaturalar kesim yuzasining $1/2$ qismidan kam bo'lmisligi kerak.

Buzilish bosqichida cho'zilish zonasidagi beton kuch qabul qilmasligini hisobga olib, bu zonadagi betonning yuzasini kamroq olsa bo'ladi, bu zonadagi beton yuzasi cho'ziluvchan armaturani qamrab olsa kifoya. Beton yuzasining kichraytirilishi material sarfini kamaytirib, konstruksiya vaznini yengillashtiradi. Bunday plitalarning qovurg'alari pastga qaragan bo'ladi (4.5-rasm, a). Agar me'moriy jihatdan shiftning tekis bo'lishi talab etilsa, qovurg'a yuqoriga qaratiladi; tokchanning qalinligi 25 — 30 mm ga qadar kamaytiriladi.

4.2. Egiluvchi elementlar mustahkamligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash

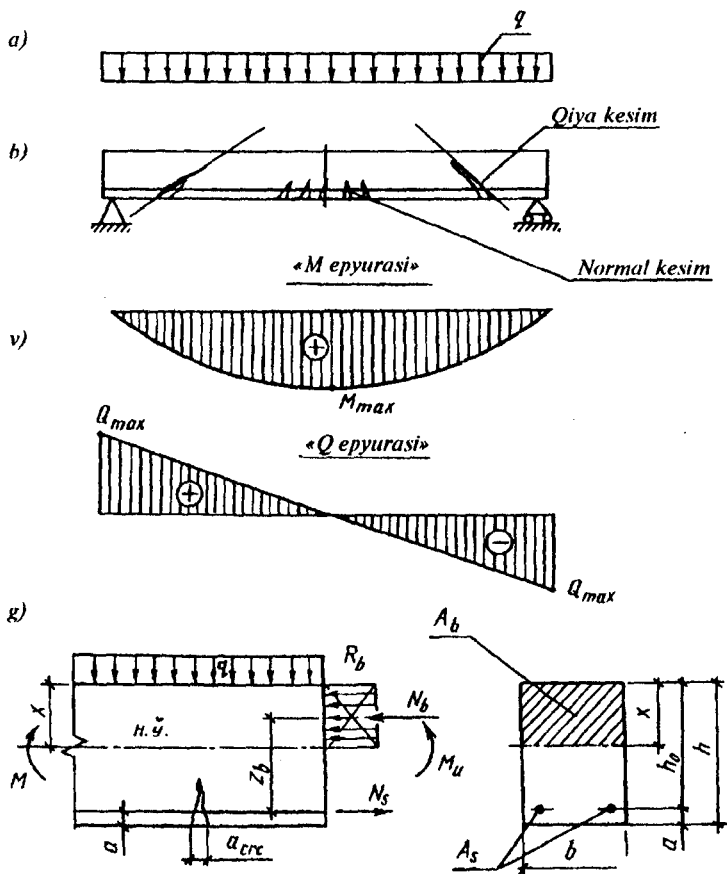
To'sinning yuk ko'tarish qobiliyati nihoyasiga yetgach, u bo'ylama o'qiga normal yoki qiya kesim bo'yicha yemiriladi (4.6-rasm, b). Normal kesim bo'yicha yemirilish eguvchi moment ta'sirida, qiya kesim bo'yicha esa ko'ndalang kuch ta'sirida ro'y beradi. Me'yorida armaturalangan temirbeton elementlarning yemirilishi cho'ziluvchi armaturadan boshlanadi (2.1.3. ga q.). Armaturadagi kuchlanish oqish chegarasiga yetganda, betonning siqilish zonasi balandligi keskin kichrayadi, bu esa betonning yemirilishiga olib keladi. Cho'ziluvchi armaturalar miqdori ko'p bo'lgan to'sinlarda emirilish siqilish zonasidagi betondan boshlanadi, bunda armaturadagi kuchlanish oqish chegarasidan ancha kichik bo'ladi; bu albatta tejamkorlikka ziddir.

Temirbeton to'sinlar buzilishidagi ana shu ikki holga mos ravishda ikki xil hisoblash usuli ishlab chiqilgan:

a) *birinchi usulga* ko'ra hisob normal miqdorda armaturalangan temirbeton elementlarning yemirilishi cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish hisobiy qarshilikka yetishganda ro'y beradigan hol uchun bajariladi;

b) *ikkinchi usulga* ko'ra hisob armatura miqdori keragidan ortiqcha bo'lgan elementlarda yemirilish betonning siqilish zonasidan boshlanadigan hol uchun amalga oshiriladi.

4.2.1. Yakka armaturali to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlar. Betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi to'g'ri



4.6-rasm. Eguvchi elementni hisoblash:
a — yoyiq yuk; b — to'sin; v — epyuralar; g — yakka armaturali elementni mustahkamlikka hisoblash.

to'rt burchakli qilib olinadi (aslida esa epyura egri chiziqli bo'ladi). Shunda hisob ancha soddalashadi (4.6-rasm, g).

Geometrik tavsiflar:

$$A_b = bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x,$$

h_0 — ishchi balandlik; a — himoya qatlami.

Siqilish zonasining balandligi x ni aniqlash uchun statikaning muvozanat tenglamasini tuzamiz:

$$R_s A_s - R_b bx = 0; \quad (4.1)$$

Bu yerdan

$$R_b bx = R_s A_s \quad (4.2)$$

Bundan siqilayotgan zonaning balandligi x kelib chiqadi

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} \quad (4.3)$$

Element uchun mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega:

$$M \leq N_b \cdot Z_b$$

$$\text{beton bo'yicha } M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x); \quad (4.4)$$

$$\text{armatura bo'yicha } M \leq N_s \cdot Z_b;$$

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x); \quad (4.5)$$

Agar $x = \xi h_0$ bo'lsa, unda $\xi h_0 = \frac{R_s A_s}{R_b b}$ bo'ladi. Bundan beton siqilish zonasining nisbiy balandligi:

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0} = \mu \frac{R_s}{R_b}, \quad (4.6)$$

Bu yerda $\mu = A_s / b h_0$ — armaturalash koeffitsiyenti; $\mu \cdot 100$ — armaturalash foizi.

(4.6) formuladan ko'rinadiki, μ ning ortishi bilan ξ ham ortib boradi. Beton siqilish zonasining nisbiy balandligi chegaraviy qiymatini (4.6) formulaga qo'yib, armaturalash koeffitsiyentining eng katta qiymatiga ega bo'lamiz:

$$\mu_{\max} = \xi_R R_b / R_s, \quad (4.7)$$

bu yerda ξ_R — nisbiy balandlik ξ ning chegaraviy qiymati.

(4.7) formuladan armaturalashning maksimal qiymati beton va armaturaning hisobiy qarshiliklariga bog'liq ekanligi yaqqol ko'rinib turibdi.

Shu bilan birga, qurilish me'yorlarida armaturalashning minimal qiymati ham belgilab qo'yilgan. Egiluvchi sterjenlar uchun cho'zilishga ishchi armaturalashning minimal kesim yuzasi $A_s = 0,0005bh_0$ qilib belgilangan (b — to'g'ri to'rtburchakli kesimning eni). Agar elementning armaturalash foizi belgilangan minimumdan kichik bo'lsa, uni armaturalanmagan beton element sifatida hisoblash lozim.

Armaturalashning optimal foizi to'sinlar uchun $\mu = 1...2 \%$, plitalar uchun $\mu = 0,3...0,6 \%$ va ustunlar uchun 3% .

Temirbeton elementlari kamida $\mu = 0,05 \%$ va ko'pi bilan $\mu = 3,5 \%$ miqdorida armaturalanadi.

Armaturalash foizining eng kichik miqdori, armaturalangan elementning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi sof beton elementining cho'zilishga bo'lgan qarshiligidan kichik bo'lmasligi kerak degan shartdan kelib chiqadi. Armaturalashning maksimal miqdori esa iqtisodiy mulohazalar va hisoblar asosida belgilanadi.

4.2.2. To'g'ri to'rtburchakli kesimlarni jadval bo'yicha hisoblash. Amalda yakka armaturali to'g'ri to'rtburchak kesimli elementlar jadval yordamida hisoblanadi [2]. Buning uchun (4.4) va (4.5) formulalarga o'zgartirish kiritamiz: $M \leq R_b bx(h_0 - 0,5x)$, agar $x = \xi h_0$ bo'lsa, $M \leq R_b \xi h_0(h_0 - 0,5\xi h_0)$ bo'ladi, h_0 ni qavsdan tashqariga chiqaramiz $M \leq R_b h_0^2 \xi(1 - 0,5\xi)$; agar $\xi(1 - 0,5\xi) = \alpha_m$ deb belgilasak, $M \leq R_b h_0^2 \alpha_m$ kelib chiqadi.

Bu yerdan

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} \quad (4.8)$$

Shu ishni armatura uchun ham takrorlaymiz: $M \leq R_s A_s(h_0 - 0,5x)$, $x = \xi h_0$ ni bilgan holda $M \leq R_s A_s(h_0 - 0,5\xi h_0)$ dan h_0 ni qavsdan tashqariga chiqaramiz: $M \leq R_s A_s h_0(1 - 0,5\xi)$.

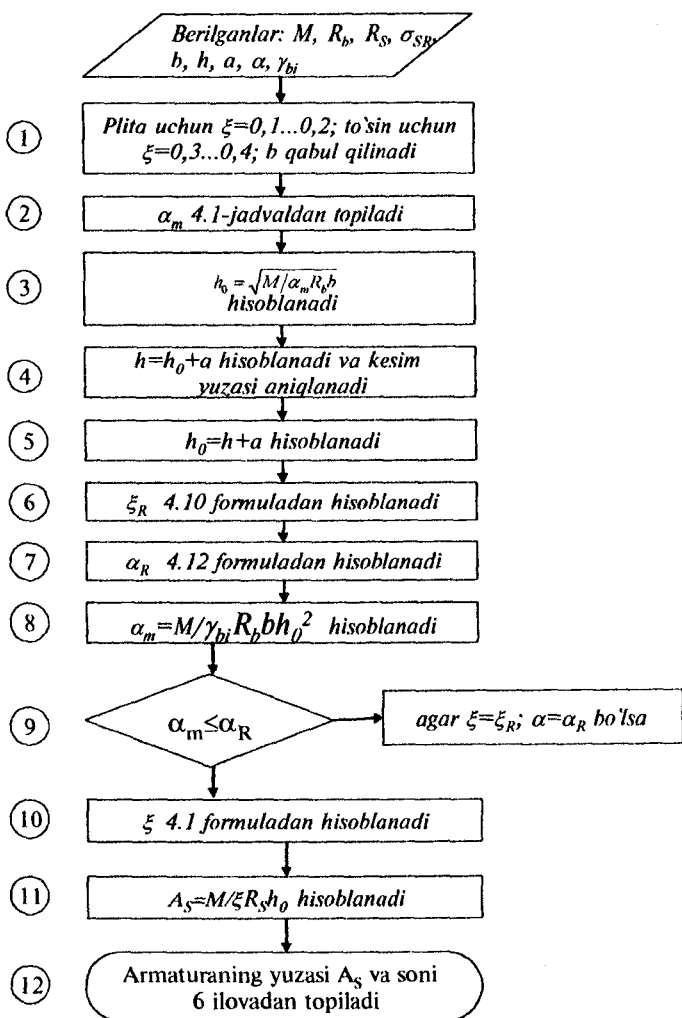
Agar $(1 - 0,5\xi) = \zeta$ deb belgilasak, $M \leq R_s A_s h_0 \zeta$ kelib chiqadi.

Bu tenglamadan armaturalashning yuzasini topamiz:

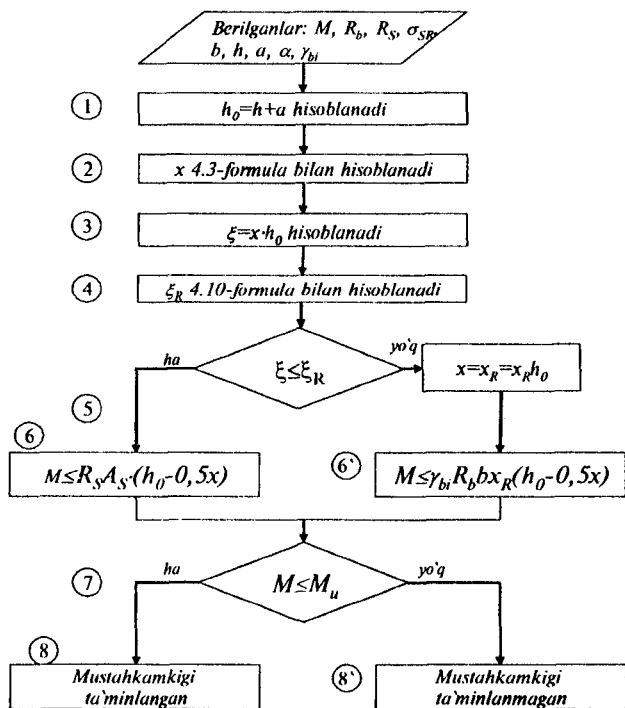
$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta} \quad (4.9)$$

Agar to'g'ri to'rtburchakli kesimning o'lchamlari ma'lum bo'lsa, α_m orqali 4.1-jadvaldan ζ koeffitsiyent aniqlanadi, so'ngra (4.9) formuladan armatura yuzasi A_s topiladi. (4.7-rasm).

Ma'lumki, siqilish zonasining balandligi x ning ishchi balandlik h_0 ga nisbati beton siqilish zonasining *nisbiy balandligi* deb ataladi va ξ harfi bilan belgilanadi, ya'ni $\xi = \frac{x}{h_0}$. ξ ning chegaraviy qiymati



4.7-rasm. Yakka armaturali egiluvchi elementlarda armatura yuzasini topish.



4.8-rasm. Egiluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash.

ξ_R tarzida ifodalanadi. $\xi_R = \xi$ bo'lganda element chegaraviy holatda bo'lib, armaturadagi kuchlanish R_s ga tenglashadi.

Tabiiyki, ξ_R ning chegaraviy qiymati va shunga mos chegaraviy armaturalash mavjud; bu chegaradan o'tgach, yemirilish cho'zilgan armaturadan emas, balki siqilgan betondan boshlanadi. Hisobning birinchi va ikkinchi hollari orasidagi chegara ham ana shundan iboratdir (4.8-rasm).

Shunday qilib, agar $\xi = x / h_0 \leq \xi_R$ bo'lsa, elementlar birinchi holning formulalari (4.1) va (4.4) asosida hisoblanadi. Agar $\xi > \xi_R$ bo'lsa, hisob ikkinchi hol formulalari bo'yicha amalga oshiriladi. Tajribalarning ko'rsatishicha ξ_R ning qiymati beton va armaturaning xossalriga bog'liq bo'ladi. Betonning mustahkamligi ortgan sari, uning qayishqoqligi pasayishi hisobiga betonning siqilish zonasida fursatidan ilgariroq mo'rt yemirilish sodir bo'ladi, bu esa ξ_R ning

ξ, ζ, α_m qiymati

ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m	ξ	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,25	0,875	0,219	0,49	0,775	0,370
0,02	0,99	0,02	0,26	0,87	0,226	0,50	0,75	0,375
0,03	0,985	0,03	0,27	0,865	0,235	0,51	0,745	0,380
0,04	0,98	0,039	0,28	0,86	0,241	0,52	0,74	0,385
0,05	0,975	0,048	0,29	0,855	0,248	0,53	0,735	0,390
0,06	0,97	0,058	0,30	0,85	0,255	0,54	0,73	0,394
0,07	0,965	0,068	0,31	0,845	0,262	0,55	0,725	0,399
0,08	0,96	0,077	0,32	0,84	0,269	0,56	0,72	0,403
0,09	0,955	0,085	0,33	0,835	0,275	0,57	0,715	0,408
0,10	0,95	0,095	0,34	0,83	0,282	0,58	0,71	0,412
0,11	0,945	0,104	0,35	0,825	0,289	0,59	0,705	0,416
0,12	0,94	0,113	0,36	0,82	0,295	0,60	0,7	0,420
0,13	0,935	0,122	0,37	0,815	0,301	0,61	0,695	0,424
0,14	0,93	0,13	0,38	0,81	0,309	0,62	0,69	0,428
0,15	0,925	0,139	0,39	0,805	0,314	0,63	0,685	0,432
0,16	0,92	0,147	0,40	0,8	0,320	0,64	0,68	0,435
0,17	0,915	0,156	0,41	0,795	0,326	0,65	0,675	0,439
0,18	0,91	0,164	0,42	0,79	0,332	0,66	0,67	0,442
0,19	0,905	0,172	0,43	0,785	0,337	0,67	0,665	0,446
0,20	0,9	0,18	0,44	0,78	0,343	0,68	0,66	0,449
0,21	0,895	0,188	0,45	0,775	0,349	0,69	0,655	0,452
0,22	0,89	0,196	0,46	0,77	0,354	0,70	0,65	0,455
0,23	0,885	0,204	0,47	0,765	0,359	0,71	0,645	0,458
0,24	0,880	0,211	0,48	0,760	0,365	0,72	0,640	0,461

kamayishiga olib keladi. Tajribalarning ko'rsatishicha, beton va armaturaning mustahkamligi ortgani sari ξ_R ning qiymati kamaya boradi. Demak, kesimning siqilish zonasi kichraya boradi. ξ_R quyidagi formuladan topiladi:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}. \quad (4.10)$$

Bu yerda ω beton siqilish zonasini tavsiflaydigan miqdor bo'lib, $\omega = \alpha - \beta R_b$ formuladan topiladi. Bundagi α — betonning xiliga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent $\alpha = 0,85 - 0,75$; β — betonga bog'liq bo'lmagan koeffitsiyent $\beta = 0,008$; σ_{SR} — armaturadagi cho'zilish kuchlanishi, MPa, armaturaning xiliga qarab olinadi; $\sigma_{sc,u}$ — siqilish zonasida joylashgan armaturada hosil bo'ladigan chegaraviy kuchlanish; uning qiymati $\gamma_{b2} \geq 1,0$ bo'lsa, 400 MPa va $\gamma_{b2} < 1$ bo'lsa, 500 MPa ga teng bo'ladi. Elementlar siqilish bosqichida hisoblansa, $\sigma_{sc,u} = 330$ MPa ga teng.

Oqish maydonchasi mavjud bo'lmagan po'lat bilan armaturalangan temirbeton elementlarning siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati (4.10) dan aniqlanadi. Bunda armaturadagi kuchlanish

$$\sigma_{sr} = R_s + 400 - \sigma_{sp2} - \Delta\sigma_{spi}, \text{ MPa}$$

bo'ladi. Bu yerda $\Delta\sigma_{sp2}$ — barcha yo'qotishlar hisobga olinganda, armaturada oldindan uyg'otilgan kuchlanishning qiymati; $\Delta\sigma_{spi}$ — oldindan uyg'otilgan kuchlanishning qiymati elastiklik chegarasidan oshganda armaturada vujudga keladigan noelastik deformatsiyalardan hosil bo'lgan qo'shimcha yo'qotish A-IV, A-V, A-VI sinfli sterjenli armatura uchun $\Delta\sigma_{spi} = 1500 \frac{\sigma_{spi}}{R_{si}} - 1200 \geq 0$, armaturaning boshqa xillari uchun $\Delta\sigma_{spi} = 0$.

Temirbeton elementlar uchun kesim tanlashda shuni nazarda tutish lozimki, teng kuchli mustahkamlikka erishish uchun, kesim o'lchamlari bilan armaturalash foizini o'zaro moslashtirish kerak. Masalan, element kesimining balandligi ortishi bilan armatura kesim yuzasining kichrayishi (4.9) formuladan ko'rinib turibdi. Konstruksiyalarni hisoblashda ularning eng tejankor va arzon turlarini tanlashga intilish zarur. Tajribalarning ko'rsatishicha, ξ qiymati to'sinlarda $\xi = 0,2 \dots 0,4$ va plitalarda $\xi = 0,1 \dots 0,25$ miqdorda olinsa, mablag' tejaladi.

Yakka armaturali elementda siqilish zonasidagi beton buzilmagan holda qabul qila oladigan momentning chegaraviy qiymati quyidagi formula bilan ifodalandi:

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b; \quad (4.11)$$

bu yerda

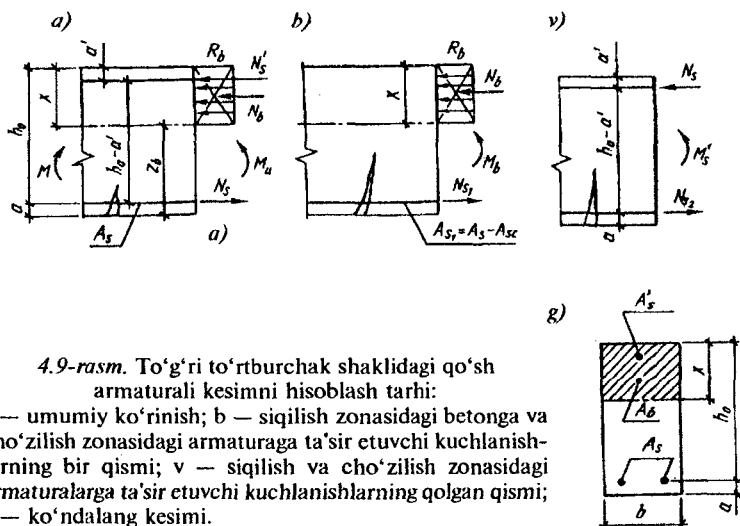
$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R). \quad (4.12)$$

Hisobning ikkinchi holida $\xi > \xi_R$, ya'ni elementning yemirilishi siqilish zonasidan boshlanadi deb olinadi. Armaturalash foizini keragidan ortiqcha olish temirbeton elementlarining mustahkamligini sezilarli darajada oshirmaydi. Bunday elementlar mustahkamligini $x = \xi_R h_0$ deb olib, (4.4) formula yordamida hisoblasa bo'ladi. Hisobni yanada aniqroq bajarish maqsadida (4.1) va (4.5) formulalardagi R_s ning o'rniga σ_s ni qo'yish tavsiya etiladi, chunki armaturadagi kuchlanish siqilish zonasidagi betonning barvaqt emirilishi oqibatida hisobiy qarshilik qiymatiga yetib bora olmaydi.

Har bir i - qatorda joylashgan sterjendagi kuchlanish quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1,1}} \cdot \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right); \quad (4.13)$$

bu yerda $\xi_i = x / h_{0i}$, h_{0i} — eng siqilgan nuqtadan tegishli qator armaturasining og'irlik markazidan o'tuvchi o'qqacha bo'lgan masofa.



σ_{si} kuchlanishlari har qanday holda ham hisobiy qarshiliklar R_s va R_{sc} ning absolyut qiymatlaridan ortib ketmasligi zarur. Bunday holda hisob muvozanat tenglamalari bilan (4.13) formulani birgalikda yechish orqali bajariladi.

4.2.3. To'g'ri to'rtburchak shaklidagi qo'sh armaturali kesimlarni mustahkamlikka hisoblash. Betonning siqilish zonasiga armatura qo'yish kam foyda bersada, ba'zan shunday qilishga to'g'ri keladi.

Siqilish zonasiga armatura quyidagi uch holda qo'yiladi:

1) elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari chegaralangan bo'lsa; ($\xi > \xi_R$)

2) betonning sinfini oshirib bo'lmasa; yani siqilgan zonada betonning mustahkamligi yetarli bo'lmasa.

3) elementga ikki xil ishorali eguvchi momentlar ta'sir etsa.

Qo'sh armaturali kesimlarni hisoblash formulalari ham yakka armatura kesimlar uchun berilgan formulalar kabi tuziladi (4.9-rasm). Agar yakka armatura qo'yganda $x > \xi_R h_0$ bo'lsa, u holda siqilish zonasiga hisob bo'yicha armatura qo'yish lozim bo'ladi (4.10-rasm). Siqilish zonasidagi armatura qabarmasligi uchun, xomutlar orasidagi masofa 50 sm dan oshmasligi lozim.

To'g'ri to'rtburchak shaklidagi qo'sh armaturali kesim uchun egilishdagi mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega:

$$\begin{aligned} M &\leq M_b + M_s^1; \\ M &\leq R_b A_b Z_b + R_{sc} A'_s Z'_s; \\ M &\leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \end{aligned} \quad (4.14)$$

Bu yerda M_s va M'_s — siqilgan zonada beton va siqilgan armatura qabul qiladigan ichki momentlar (4.9-rasm).

Siqilish zonasining chegarasi $R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s$ muvozanat tenglamasidan topiladi. Bunda $x \leq \xi_R h_0$ shart bajariladi deb qaraladi.

Bu yerda ξ_R — armatura va betonning xossalriga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent, ξ ning chegaraviy qiymati 4.1-jadvalda keltirilgan.

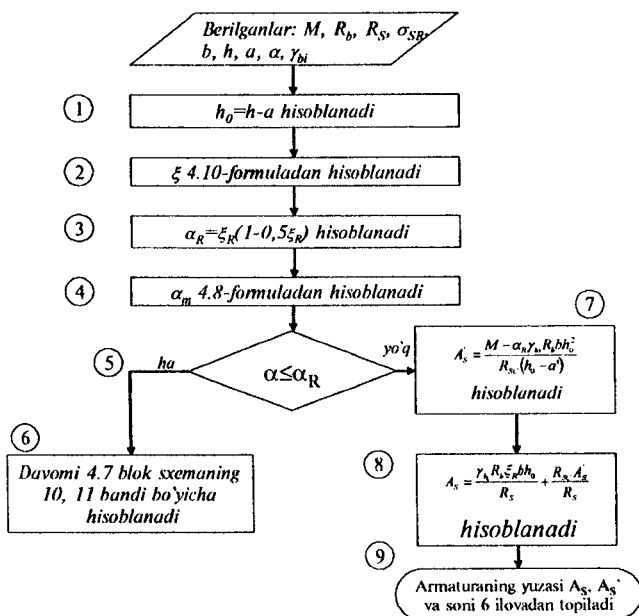
4.2.4. Tavr shaklli kesimlarni mustahkamlikka hisoblash. Tavr shaklli kesimlarni hisoblashda quyidagi ikki hol uchrashi mumkin:

1) neytral o'q tokchadan (polkadan) o'tgan hol;

2) neytral o'q qovurg'adan o'tgan hol (4.12-rasm).

Agar siqilgan tokchani qarshiligi armatura qarshiligidan ortiq bo'lsa, u holda muvozanatni ta'minlash uchun siqilish zonasining bir qismidan foydalanish kifoya qiladi (1-hol).

Agar siqilgan tokchani qarshiligi armatura qarshiligidan kam bo'lsa, muvozanatni ta'minlash uchun qovurg'aning bir qismini ishga solish zarur bo'ladi, bunda neytral o'q qovurg'adan o'tadi (2-hol).



4.10-rasm. Qo'sh armaturali egiluvchi elementlarning armatura yuzasi A_s va A'_s topish.

Agar $x \leq h'_f$ bo'lsa, hisob to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun berilgan formulalar asosida bajariladi (1-hol).

Neytral o'q uchun $R_b b'_f x = R_s A_s$ dan:

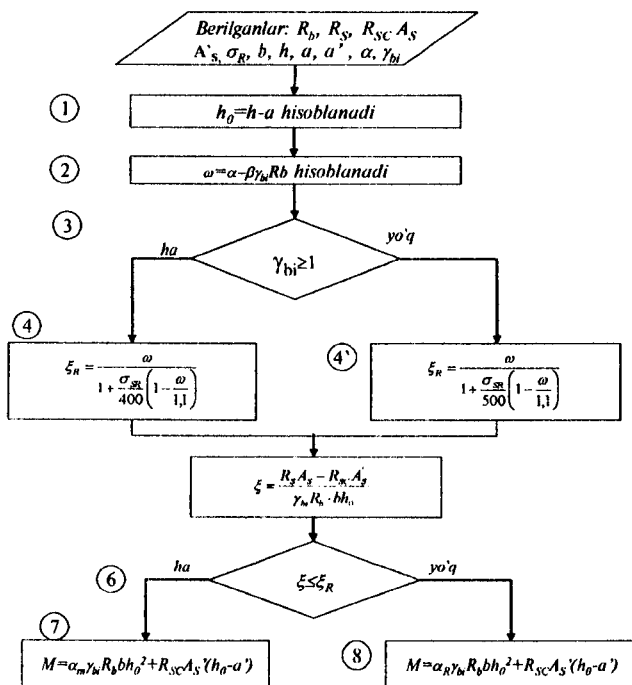
$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b'_f} \quad (4.15)$$

Mustahkamlik sharti:

$$M \leq R_b b'_f x (h_0 - 0,5x) \quad (4.16)$$

Agar $x > h'_f$ bo'lsa, neytral o'q holati (siqilish zonasi chegarasi quyidagi tenglamadan topiladi (2-hol):

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (4.17)$$



4.11-rasm. Qo'sh armaturali egiluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash.

Bu hol uchun mustahkamlik sharti quyidagicha bo'ladi:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (4.18)$$

Tavr shaklli kesimlar uchun $x \leq \xi_R h_0$ sharti qanoatlantirilishi zarur. Cho'ziluvchi armaturaning yuzasi A_s ni aniqlash uchun (4.17) va (4.18) ifodalarni o'zgartiramiz. Bunda $x = \xi h_0$ deb olamiz:

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (4.19)$$

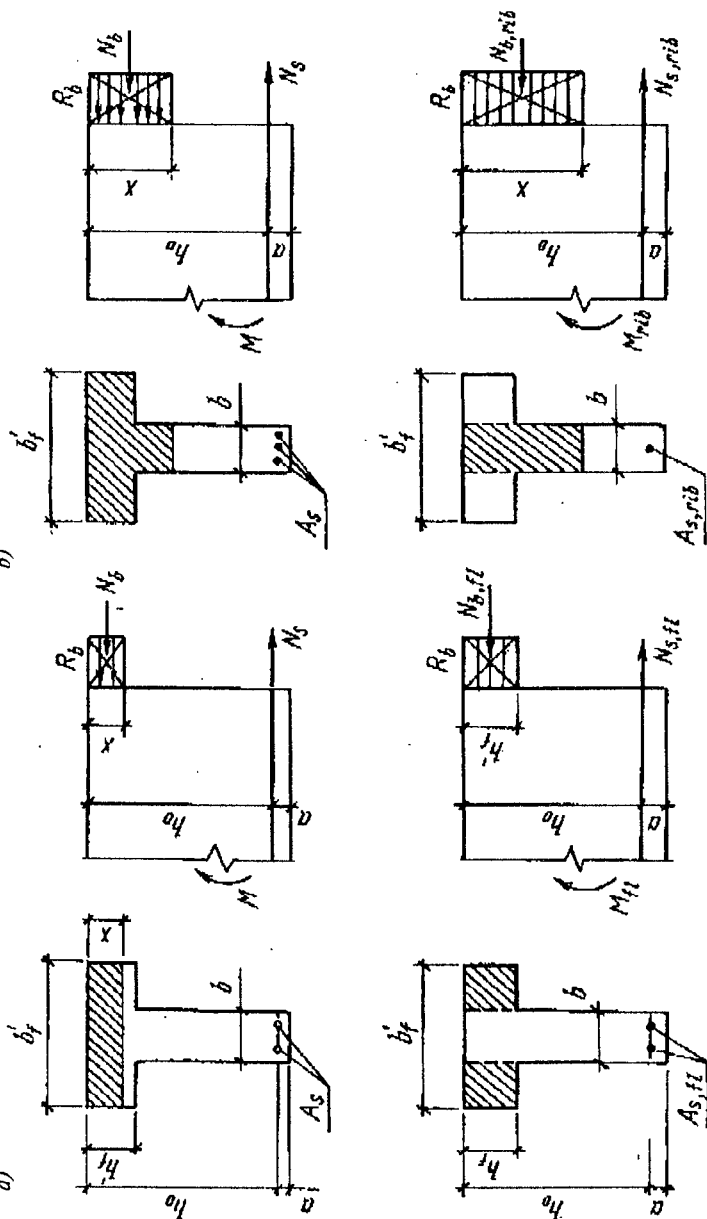
(4.18) formulaning birinchi hadini o'zgartiramiz:

$$R_b b \xi h_0 (h_0 - 0,5 \xi h_0) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5 \xi) = \alpha_m R_b b h_0^2 \quad (4.20)$$

U holda (4.18) formula quyidagi ko'rinishni oladi:

b)

a)



4.12-*rasm*. Tavr shaklidagi kesim:

a — neytral o'q tokchadan o'tgan hol; b — neytral o'q qovurg'adan o'tgan hol.

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f) \quad (4.21)$$

A_s ni aniqlash uchun (4.21) dan α_m topiladi, so'ngra 4.1-jadvaldan ξ aniqlanadi, keyin (4.19) formuladan A_s topiladi.

Tavr shaklli yuzalardan neytral o'q holatini aniqlash. Neytral o'q holati quyidagi belgilar bo'yicha aniqlanadi:

1) Agar A_s va kesim o'lchamlari ma'lum bo'lsa, $R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f$ bo'lganda, neytral o'q tokchadan o'tadi;

2) Agar hisobiy eguvchi moment va kesim yuzasining o'lchamlari ma'lum bo'lib, A_s noma'lum bo'lsa, u holda $M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$ bo'lganda neytral o'q tokchadan o'tadi, aks holda o'q qovurg'ani kesib o'tadi.

4.3. Tavr, qo'shtavr va qutisimon kesimli elementlar

Tokchasi siqilish zonasida joylashgan tavr kesimli egiluvchi elementlar alohida to'sin ko'rinishida yoki qovurg'ali yopma tarkibida keng qo'llaniladi. Bunday kesimning maqbul tomoni shundan iboratki, bularda betonning cho'zilish zonasidagi ishlamaydigan yuzasi kichiklashtirib, siqilish zonasidagi yuzasi, aksincha, kattalashtirilgan. Tokchasi cho'zilish zonasida joylashgan tavr shaklli elementlar kam ishlatiladi. Tokchani cho'zilish zonasiga joylashtirilishi elementning mustahkamligini oshirmaydi. Bunday kesimlar to'g'ri to'rtburchak shaklli kesimlar singari hisoblanib, kengligi qovurg'aning eniga teng qilib olinadi.

Tavr kesimli elementlarning tokchasi siqilish zonasida joylansa, hisob jarayonida uning kengligi chegaralanadi. Tokcha yupqa bo'lib, qovurg'adan chiqqan qismi uzun bo'lsa, qovurg'a bilan tokchani ulangan erida kuchlanishlari ortib ketadi, soddaroq qilib aytganda sinadigan holga tushib qoladi. Shuning uchun tokchani yopma uzunligi (sves) hisob jarayonida cheklanadi. Bu uzunlik element uzunligining $1/6$ qismidan oshmasligi kerak. Bundan tashqari elementdagi ko'ndalang qovurg'alar uzunligi bo'ylama qovurg'alar uzunligidan katta bo'lsa yoki ko'ndalang qovurg'alar umuman bo'lmasa, $h'_f < 0,1h$ bo'lganda, tokchani yopma uzunligi $6h'_f$ dan oshmasligi lozim. Agar $h'_f \geq 0,1h$ bo'lsa, tokchani kengligi bo'ylama qovurg'alarining yon sirlari orasidagi masofaga teng qilib olinadi.

Alohida to'sinlarda tokchanning hisobiy kengligi qovurg'aning har ikkala tomonida: $h_f' \geq 0,1h$ bo'lganda $6h_f'$ dan oshmasligi; $0,05 \leq h_f' \leq 0,1h$ bo'lganda $3h_f'$ dan katta bo'lmasligi lozim. Agar $h_f' < 0,05h$ bo'lsa, tokchanning qanotlari umuman hisobga olinmaydi, kesim shakli to'g'ri to'rtburchak deb qabul qilinadi hamda shunga yarasha hisoblanadi.

Qo'shtavr yoki qutisimon kesimli elementlarni mustahkamlikka hisoblashda, ularni teng kuchli tavr shaklli kesimga keltiriladi. Bunda cho'ziluvchi tokcha hisobga olinmaydi, chunki cho'zilish zonasida joylashgan beton darz ketgach, ishdan chiqadi. Barcha cho'ziluvchi armaturalar qovurg'aga to'planadi, ishchi balandlik h_0 o'zgarishsiz qolaveradi. Qovurg'aning kengligi qutisimon elementning vertikal devorlari qalinliklarining yig'indisiga yoki qo'shtavr qovurg'asi eniga teng bo'ladi.

Qovurg'ali plitaning qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz.

Monolit yopma plitani hisoblash va konstruksiyalash.

Plita ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan ko'p oraliqli uzluksiz to'sin sifatida hisoblanadi. Plitani hisoblash uchun yopmadan 100 sm kenglikda uzun tasma ajratib olinadi, ikkinchi darajali to'sin va devorlar uning tayanchlari deb qaraladi (4.13-rasm).

Plitaga ta'sir etuvchi yuklarni to'plash, hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash va armatura kesimini tanlash 1,0 m kenglikdagi tasma uchun bajariladi. Plitaning 1 m² ga to'g'ri kelgan yuk tasmaning 1 m uzunligiga to'g'ri kelgan yukka tengdir. Plitaning qalinligini ixtiyoriy ravishda qabul qilib, uning 1 m² ga to'g'ri keladigan hisobiy yuk aniqlanadi.

Ikkinchi darajali to'sinning ko'ndalang kesimi o'lchamlari quyidagi ifodalar asosida tanlanadi:

$$h_{bt.b} = (1/12 \div 1/20) l_{bt.b},$$

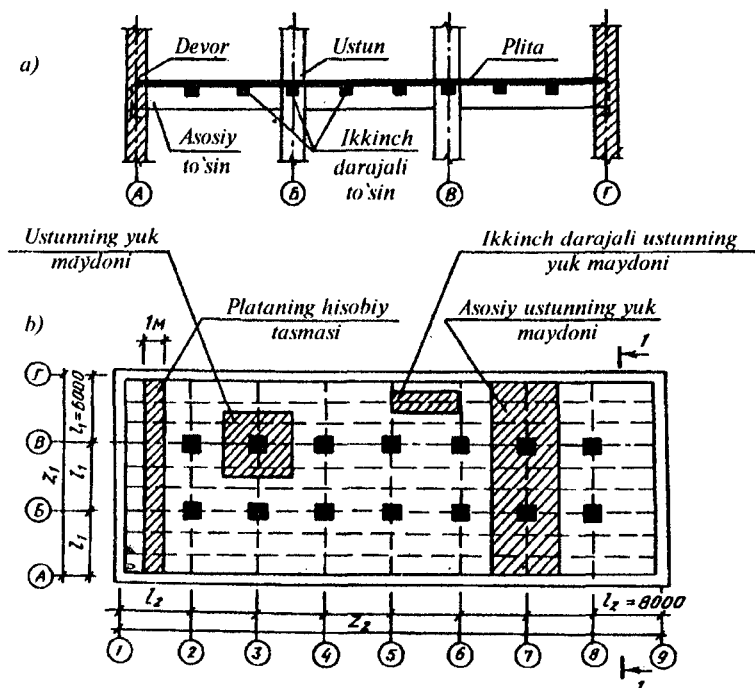
$$b_{bt.b} = (0,3 \div 0,5) h_{bt.b}$$

Ikkinchi darajali to'sinning balandligi 5 sm ga karrali bo'lishi lozim, kengligini esa 10, 15, 18, 20, 22, 25 sm kabi o'lchamlarda yaxlitlash maqsadga muvofiq.

Plitaning hisobiy uzunligi quyidagi ifodalardan aniqlanadi (4.14-rasm):

$$l_{0, kp} = l_{pl} - d + \frac{12}{2} - \frac{b_{bt.b}}{2}; \quad l_{o, cp} = l_{pl2} - b_{bt.b}$$

1-1 bo'yicha kesim



4.13-rasm. Bino tarhi:

a — binoning ko'ndalang qirgimi; b — elementning yuk maydoni.

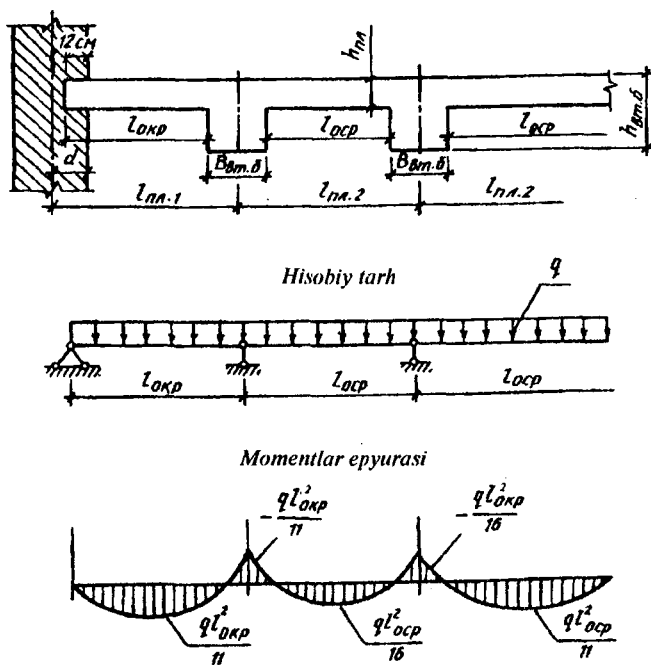
Bu yerda d — devor o'qidan uning ichki sirtigacha bo'lgan masofa; 12 sm — plitaning devorga kiritilgan qismi uzunligi; l_{pl1} — devor bilan birinchi, (ikkinchi darajali) to'sin o'qlari orasidagi masofa; l_{pl2} — oraliqdagi ikkinchi darajali to'sinlar o'qlari orasidagi masofa.

Teng oraliqli yoki oraliqlari orasidagi farq 20% dan ortiq bo'lmagan uzluksiz plitalarda vujudga keladigan hisobiy momentlar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

a) birinchi oraliq va oraliqdagi birinchi tayanch uchun:

$$M_1 = \pm \frac{q l_{0,kr}^2}{11} \quad (4.22)$$

b) o'rta oraliqlar va oraliq tayanchlar uchun:



4.14-rasm. Plitadagi hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash.

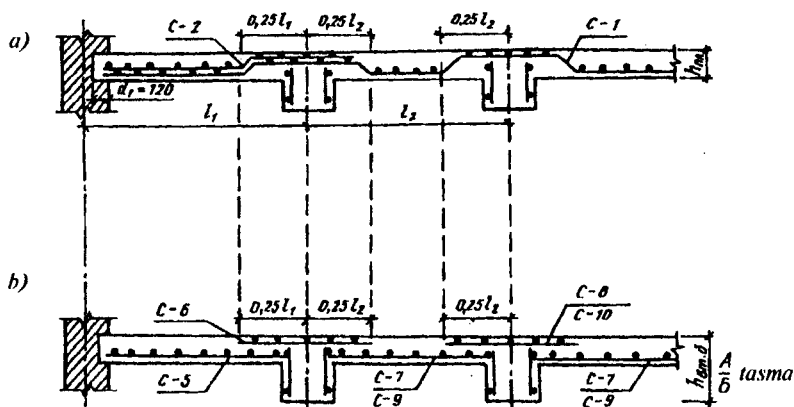
$$M_2 = \pm \frac{q l_{0, \text{cp}}^2}{16} \quad (4.23)$$

Bo'ylama armaturaning kesim yuzasi $A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0}$ formuladan aniqlanadi. Bu yerda M — hisobiy eguvchi moment, kN·m; R_s — armaturaning hisobiy qarshiligi, Pa; h_0 — kesimning ishchi balandligi; $h_0 = h_{pl} - a$; a — himoya qatlami bo'lib, plita uchun $10 \div 15$ mm qalinlikda olinadi; h_{pl} — plitaning qalinligi; ζ — quyidagi miqdor orqali 4.1-jadvaldan olinadi:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \gamma_{bi} b h_0^2};$$

bu yerda R_b — betonning siqilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi (prizma mustahkamligi); b — plitaning hisobiy kengligi — 100 sm; γ_{bi} — betonning ish sharoiti koeffitsiyenti.

Plita payvandlangan simto'r bilan armaturalanadi. Simto'rning ishchi armaturalari bo'ylama yo'nalishda joylashgan bo'lib, Br-1 sinfli simdan ishlanadi. Simto'rning markasi o'rta oraliqlar uchun



4.15-rasm. Plitani armaturalash:
a — payvandlangan o'rama simto'rlar;
b — payvandlangan yassi simto'rlar.

zarur bo'lgan armaturaning yuzasiga qarab tanlanadi. Simto'zni yopmaning butun uzunligi bo'ylab yotqiziladi. Chetki oraliq va chetdan ikkinchi tayanchdagi armatura yuzasi yotqizilgan simto'r yuzasidan kattaroq bo'ladi. Shuning uchun chetki oraliq va ikkinchi tayanchga qo'shimcha simto'r to'shaladi (4.15-rasm).

Olti qavatli sinchli jamoat binosining konstruksiyalarini hisoblashda: yopma panellari ko'ndalang rigellarga, o'rtadagi rigellar ustunlarga, chetki rigellarning bir uchi ustunga, ikkinchi uchi devorga tayanadi. Hisoblash tarxi uch oraliqli uzluksiz balka ko'rinishida qabul qilinadi. Gorizontaal yuklarni qavatlararo yopmalar qabul qilib, yuk ko'taruvchi g'ishtli tashqi devorlarga uzatadi. Vertikal yuklarni karkas elementlari qabul qiladi. Shu bilan birga binoning seysmik kuchlar ta'siriga bardoshlilik ham o'rganilgan.

Muhandislik inshootlari bo'yicha tirgak devorlarni ustuvorlikka hisoblash masalalari ko'rib chiqilgan. Buning uchun quyida keltirilgan elementlarning hisoblash usullari bilan alohida tanishib chiqamiz.

1. Plita.
2. To'sin (qiya kesim bo'yicha).
3. To'sin (normal kesim bo'yicha).
4. Oldindan zo'riqtirilgan plita.
5. Rigel.
6. Ustun.

7. Oldindan zo'riqtirilgan plita (yoriqbardoshlikka).
8. Oldindan zo'riqtirilgan plita (solqilikka).
9. Poydevor.
10. Tirgak devor (ustuvorlikka).
11. Binoni seysmik kuchga.
12. G'ishtli devor.

1-misol. Plitani hisoblash:

Berilgan:

- binoning o'lchami $Z_1 \times Z_2 = 18,0 \times 56,0$ m;
- ustunlar oralig'i $l_1 \times l_2 = 6,0 \times 8,0$ m;
- qavat balandligi $H_e = 4,0$ m;
- deraza o'rni $b_n \times h_n = 1,8 \times 1,8$ m;
- tashqi devorning qalinligi — 2 g'isht;
- g'isht va qorishma markasi — "75";
- qavatlararo yopmaga tushadigan normativ muvaqqat yuk $P = 5,0$ kN/m²;
- tomga tushadigan yuk $P_n = 0,75$ kN/m²;
- beton sinfi — B 25;
- armatura sinfi — A—III;
- ko'ndalang va montaj armatura sinfi — A—I;
- payvandlangan simto'r — B_r—I va A — I.

Hisobiy uzunliklar va yuklar. Ikkinchi darajali to'sinlar orasidagi masofani 2 m, plitaning qalinligini $h_{pl} = 6$ sm deb qabul qilamiz. To'sinlarning ko'ndalang kesimlarini quyidagicha belgilaymiz: asosiy

to'sin uchun $h_{gl.b} = \frac{l_1}{10} = \frac{600}{10} = 60$ sm $b_{gl.b} = 0,4 \cdot 60 = 25$ sm; ikkinchi

to'sin uchun: $h_{vt.b} = \frac{l_2}{16} = \frac{800}{16} = 50$ sm; $h_{vt.b} = 0,4 \cdot 50 = 20$ sm. Perimetri bo'ylab qobirg'a qoplangan oraliq plitasining hisobiy uzunligi ikki to'sinning qirralar orasidagi masofaga teng: ko'ndalang yo'nalishda $l_{o,sr} = l_{pl} - b_{vt.b} = 2,0 - 0,2 = 1,8$ m, bo'ylama yo'nalishda $l_0 = l_2 - b_{gl.b} = 8,0 - 0,25 = 7,75$ m. Hisobiy uzunliklar nisbati $7,75 : 1,8 = 4,3 > 2$ bo'lgani uchun plita qisqa yo'nalishda ishlaydi deb qabul qilinadi. Bu esa plitaning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan uzluksiz balka sifatida hisoblash imkonini beradi. Plita kesimining kengligi $b_{pl} = 100$ sm, balandligi $h_{pl} = 6$ cm bo'lib, ikkinchi darajali to'sin va devorga tayanadi. Oraliq plitaning hisobiy uzunligi $l_{o,sr} = 1,8$ m, chetki plitaniki

$l_{0,kp} = 2,0 - 0,25 + 0,06 - \frac{0,20}{2} = 1,71$ m. Oraliqlar soni 5 tadan ortiq bo'lsa, plita 5 oraliqli to'sin sifatida hisoblanadi.

Yopma plitaning 1 m^2 sathiga (hisoblash tasmasining 1 m uzunligiga) ta'sir etuvchi yuklar yig'indisi 4.2-jadvalda keltirilgan.

Plitalarda zo'riqishlarni aniqlash. Hisobiy eguvchi momentlar plastik deformasiya e'tiborga olingan holda aniqlanadi. Hisobiy «A» tasmasi (polosa) uchun (4.13-rasmdagi 1 va 2 o'qlar orasi):

i

4.2-jadval

1 m² plitaga ta'sir etuvchi yuklar

Yukning turi	Me'yoriy yuk, kN/m ²	Ishonchlilik koeffitsiyenti		Hisobiy yuk kN/m ²
		yuk bo'yicha γ_f	vazifasi bo'yicha γ_n	
Doimiy yuklar:				
1. Plitaning xususiy og'irligi $25 \pm 0,06$	1,5	1,1	0,95	1,57
2. Polosti tayyorlovi (sement suvoq $\delta = 2\text{ cm}$) $22 \pm 0,02$	0,44	1,2	0,95	0,50
3. Sopol plitkalar $\delta = 15\text{ mm}$ $20 \pm 0,015$	0,30	1,1	0,95	0,31
Doimiy yuklar jami	2,24	—	—	2,38
Muvaqqat (foydali) yuk	5,0	1,2	0,95	5,70
To'liq yuk	7,24	—	—	8,10

1. Uzluksiz balkaning birinchi oralig'i va oraliqdagi birinchi tayanchda hosil bo'ladigan moment:

$$M_1 = \pm \frac{ql_{0,kp}^2}{11} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,71^2}{11} = \pm 2,15 \text{ kNm.}$$

2. O'rta oraliqlar va o'rtadagi tayanchlarda hosil bo'ladigan moment:

$$M_2 = \pm \frac{ql_{0,kp}^2}{16} = \pm \frac{8,1 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 1,64 \text{ kNm}$$

Agar $\frac{h_{n,i}}{l_{0,cp}} \geq \frac{1}{30}$ bo'lsa, gir atrofi qobirg'a bilan o'ralgan plitada («B» tasmasi) (4.13-rasmdagi 2, 3 va keyingi o'qlar orasi) vujudga keladigan eguvchi moment, kerki kuchi ta'sirida 20 % ga kamayadi. Misolda $\frac{6}{180} = \frac{1}{30}$ bo'lgani uchun o'rta oraliq va tayanchdagi momentlar 20 foizga kamaytiriladi:

$$M_2^I = \pm 0,8 \cdot 1,64 = \pm 1,31 \text{ kNm}$$

Hisobiy ko'ndalang kuchlarni topmasak ham bo'ladi, chunki bunday plitalarda beton qabul qila oladigan ko'ndalang kuchning qiymati tashqi ko'ndalang kuchdan ancha katta bo'ladi. Shuning uchun plita ko'ndalang kuch ta'siriga hisoblanmaydi.

Plitaning mustahkamligini hisoblash. Mustahkamlik shartiga muvofiq ishchi armaturani tanlashdan oldin plita qalinligining maksimal moment ta'siriga bo'lgan bardoshini tekshirib ko'ramiz:

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b \gamma_{b2} b_{n,i}}} = \sqrt{\frac{215000}{0,1 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 100(100)}} = 4,1 \text{ sm},$$

bu yerda $\alpha_m = 0,1$. Bu miqdor $\xi = 0,1 \div 0,15$ bo'lganda plitaning tejamli qalinligiga to'g'ri keladi (4.1-jadval).

Plita kesimining to'liq balandligi $h_{n,i} = h_0 + a = 4,1 + 1,5 = 5,6 \text{ sm}$ bo'lishi kerak. Biroq plitaning avvalgi balandligi $h_p = 6 \text{ sm}$ ni qoldiramiz, u holda ishchi balandlik $h_0 = h_p - a = 6,0 - 1,5 = 4,5 \text{ cm}$ bo'ladi. Bu yerda a armaturaning himoya qatlami qalinligi.

Plitani ikki xil yo'l bilan armaturalash mumkin: birinchi yo'lga ko'ra diametri 4 mm bo'lgan, B_r-1 sinfli simdan ishlangan bo'ylama ishchi armaturasi bo'lgan o'rama simto'r yotqiziladi; ikkinchi yo'lga ko'ra esa diametri 6 mm dan kam bo'lmagan A-1 sinfli armaturadan ishlangan, ko'ndalang simlari yuk ko'taradigan, payvandlangan yassi simto'r qo'llaniladi.

Plitaning mustahkamligini ta'minlash uchun zarur bo'lgan armatura kesimining yuzasi A_s ni aniqlaymiz. Hisobiy «A» tasmasi uchun:

1. Birinchi oraliq va ikkinchi tayanchda:

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_{n,i} h_0^2} = \frac{215000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2(100)} = 0,081$$

4.1-jadvaldan interpolyasiya yo'li bilan $\zeta = 0,958$ ni topamiz. Armatura kesimining yuzi:

1-yo'l bo'yicha armaturalanganda:

$$A_{s1} = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{215000}{365 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,37 \text{ cm}^2$$

2-yo'l bo'yicha armaturalanganda:

$$A_{s2} = \frac{215000}{225 \cdot 0,958 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 2,25 \text{ cm}^2$$

2. O'rta oraliq va o'rta tayanchlarda:

$$\alpha_m = \frac{164000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,062; \quad \zeta = 0,968$$

Armatura kesimining yuzasi:

$$1\text{-yo'l bo'yicha} \quad A_{s3} = \frac{164000}{365 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,03 \text{ cm}^2;$$

$$2\text{-yo'l bo'yicha} \quad A_{s4} = \frac{164000}{225 \cdot 0,968 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,67 \text{ sm}^2.$$

O'rta oraliq va o'rta tayanchlarda "B" tasmasi uchun:

$$\alpha_m = \frac{131000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,05; \quad \xi = 0,974.$$

Armatura kesimining yuzasi:

$$1\text{-yo'l bo'yicha} \quad A_{s5} = \frac{131000}{365 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,82 \text{ cm}^2;$$

$$2\text{-yo'l bo'yicha} \quad A_{s6} = \frac{131000}{225 \cdot 0,974 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 1,33 \text{ sm}^2.$$

Plitani konstruksiyalash

Plitalarni birinchi yo'l bilan armaturalaganda ishchi bo'ylama sterjenlar ikkinchi darajali to'sinlarga ko'ndalang ravishda joylashadi, ko'ndalang sterjenlar yondosh simto'rlar ustiga 5÷10 sm chiqib turadi.

«A» tasmasida asosiy simto'r C-1 ning markasini armaturaning kesim yuzasiga qarab tanlaymiz

$$A_{s3} = \frac{4Bp-1-100}{Bp-1-200} 2660 \times L, \text{ buning yuzi } A_s = 1,26 > 1,03 \text{ cm}^2. \text{ Asosiy}$$

simto'rni yopmaning butun uzunligi bo'ylab yotqiziladi. Birinchi oraliq va ikkinchi tayanchga qo'shimcha simto'r yotqizish talab etiladi. Uning yuzasi $A_{s, qo'sh} = A_{s1} - A_{s3} = 1,37 - 1,03 = 0,34 \text{ sm}^2$ olinadi va tayanch ortiga 0,25 l masofaga o'tib turadi.

$$\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

tipidagi C-2 simto'ri qabul qilamiz. Uning yuzasi $A_s = 0,63 > 0,34 \text{ sm}^2$.

«B» tasmasida asosiy simto'r C-3 ni yuza A_{ss} ga muvofiq ravishda tanlaymiz. Yuzasi $A_s = 0,98 > 0,82 \text{ sm}^2$ bo'lgan

$$\frac{4Bp-1-150}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

simto'rni qabul qilamiz. Qo'shimcha C-4 simto'rni $A_{s, qo'sh} = A_{s1} - A_{ss} = 1,37 - 0,82 = 0,55 \text{ sm}^2$ bo'yicha tanlaymiz. Yuzasi $A_s = 0,63 > 0,55 \text{ sm}^2$ bo'lgan

$$\frac{4Bp-1-200}{3Bp-1-200} 2660 \times L$$

simto'rni qabul qilamiz. Simto'rlarni joylashtirilishi 4.15-rasm, a da ko'rsatilgan.

Plitani ikkinchi yo'l bilan armaturalaganda oraliqlarga ham, tayanchlarga ham bittadan simto'r yotqiziladi. Simto'r uzunligi $L = 7775 \text{ sm}$. Simto'rlar ikkinchi darajali to'sinlar bo'ylab joylashtiriladi.

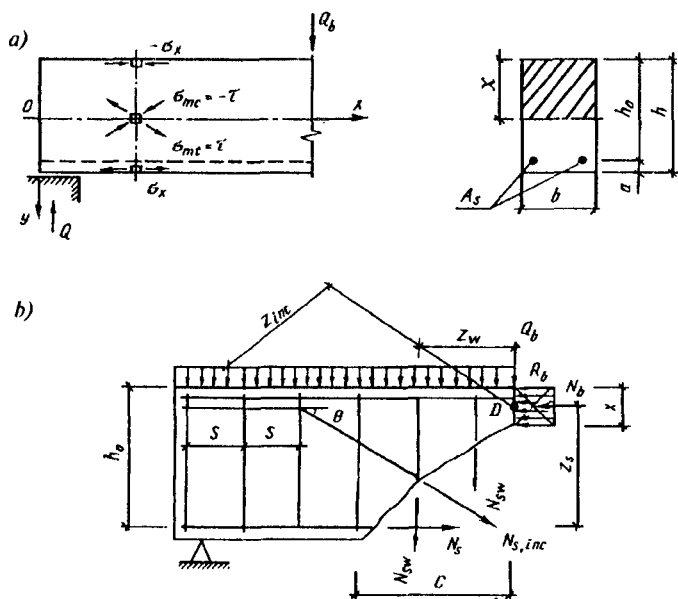
«A» tasмага taalluqli birinchi oraliqqa yuzasi $A_s = 2,51 > 2,22 \text{ sm}^2$ bo'lgan

$$\frac{4Bp-1-200}{8A-1-200} 1770 \times L$$

tipidagi C-5 simto'ri yotqiziladi. Oraliqdagi birinchi tayanchga C-5 dan faqat eni bilan ($b = 900 \text{ mm}$) farq qiluvchi C-6 to'ri o'rnatiladi. O'rta oraliq va o'rta tayanchlarga yuzasi $A_s = 1,84 > 1,67 \text{ sm}^2$, eni 1840 va 900 mm bo'lgan $\frac{4Bp-1-200}{6A-1-150}$ tipdagi C-7 va C-8 simto'rlari joylanadi.

«B» tasmasining o'rta oraliqlari va o'rta tayanchlariga yuzasi $A_s = 1,41 > 1,33 \text{ sm}^2$, eni C-7 va C-8 to'rlarining eni kabi bo'lgan

$$\frac{4Bp-1-200}{6A-1-200} \text{ tipdagi C-9 va C-10 simto'rlari yotqiziladi.}$$



4.16-rasm. Qiya kesimning hisoblash tarhi:
a — bosh kuchlanish yo'nalishining tarhi;
b — qiya kesimda ko'ndalang kuchlar ta'siri.

Plitalarni 2-yo'l bilan armaturalash uslubi 4.15-rasm, b da tasvirlangan.

4.4. Egiluvchi elementlar qiya kesimlarining mustahkamligini hisoblash

Egiluvchi elementlarning eguvchi moment va ko'ndalang kuchlari katta qiymatga ega bo'lgan qismlaridagi qiya kesimlar mustahkamlikka tekshiriladi. Bunda elementlarning buzilishida quyidagi ikki hol uchrashi mumkin:

- 1) element faqat ko'ndalang kuch ta'sirida buziladi;
- 2) element ham ko'ndalang kuch, ham eguvchi moment ta'sirida buziladi.

Birinchi holda ko'ndalang kuchning katta qiymati ta'sirida qiya kesimda siljish ro'y beradi (4.16-rasm).

Qiya yoriqlar urinma kuchlanishlar τ eng katta qiymatga ega bo'lgan yon qirralarning o'rtalaridan boshlanadi:

$$\tau_{\max} = \sigma_{mI} = \frac{Q}{bh_0}, \quad (4.24)$$

bu yerda σ_{mI} — keltirilgan yuzaning og'irlik markazi sathidagi bosh cho'zuvchi kuchlanish. Buzilish chog'ida elementning bir qismi ikkinchi qismiga nisbatan siljiydi. Bunday buzilish elementlarning o'zaro og'ishiga qarshilik ko'rsatadigan, betonga mustahkam birikkan (ankerlangan) ishchi armatura mavjud bo'lgan holdagina ro'y berishi mumkin. Siquvchi va qirquvchi kuchlarning birgalikdagi ta'siri natijasida betonning siqilish zonasi buziladi (qirqiladi). Shuning uchun ham qiya kesimlarning ko'ndalang kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligi majburiy ravishda hisoblanadi.

4.4.1. Qiya kesimlarga ko'ndalang kuchlar ta'siri. Tajribalarining ko'rsatishicha, qiya kesimning ko'ndalang kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligi etarli darajada bo'lsa, elementda qiya yoriqlar hosil bo'lmaydi, ya'ni $\sigma_{mI} \leq R_{bt}$ bo'ladi. U holda temirbeton konstruksiyalari uchun tajribalar asosida olingan formula

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 \text{ ga teng.}$$

bu yerda φ_{b3} — koeffitsiyent, og'ir beton uchun $\varphi_{b3} = 0,6$.

Agar yuqoridagi formulada shart bajarilsa, qiya kesim bo'yicha mustahkamlikka hisoblash shart emas, armatura esa konstruktiv mulohazalarga ko'ra qo'yiladi.

Agar $Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0$ bo'lsa, qiya kesimni mustahkamlikka hisoblash shart bo'ladi, bunda xomutlar va bukma sterjenlar hisob asosida qo'yiladi.

Qiya kesimlarning ko'ndalang kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligi etarli darajada bo'lmasa, to'sin shu kesim bo'ylab emiriladi. Agar tashqi yuklardan hosil bo'lgan ko'ndalang kuchlar qiymati qiya kesim qabul qila oladigan ko'ndalang kuchdan kichik bo'lsa, u holda qiya kesimning mustahkamligi ta'minlangan bo'ladi:

$$Q_D \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (4.25)$$

bu yerda Q_D — tashqi yuklardan hosil bo'lgan ko'ndalang kuch; D — siqilish zonasi markazi; Q_{sw} — og'ma kesimda joylashgan xomutlardagi zo'riqlashlar yig'indisi; $Q_{s,inc}$ — qiya kesimda joylashgan og'ma sterjenlardagi zo'riqlashlarning vertikal o'qqa proyeksiyalari yig'indisi; Q_b — betonning siqilish zonasi qabul qila oladigan ko'ndalang kuch.

Xomutlardagi zo'riqishlar quyidagi formulalardan topiladi:

$$Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$$

yki

$$Q_{sw} = q_{sw} \cdot C, \quad (4.26)$$

bu yerda C — qiya kesim proyeksiyasi; q_{sw} — xomutlardagi zo'riqish intensivligi, ya'ni elementning uzunlik birligiga mos bo'lgan zo'riqish bo'lib, quyidagi formuladan topiladi:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S}. \quad (4.27)$$

$Q_{s,inc}$ ning miqdori quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$Q_{s,inc} = \sum R_{sw} A_{s,inc} \cdot \sin \theta. \quad (4.28)$$

Q_b kuchi quyidagicha aniqlanadi:

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bl} b h_0^2}{C}, \quad (4.29)$$

biroq $Q_b \geq \varphi_{b3}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bl} b h_0$ dan kam bo'lmashligi lozim. Aks holda betonning qarshiligi yetarli bo'lmaydi. Bunday holda xomutlarning sonini va diametrini yoki betonning sinfini oshirish kerak bo'ladi.

φ_{b2} koeffitsiyent betonning turiga qarab 1,5...2 oralig'ida olinadi. $\varphi_{b3} = 0,4...0,6$ — bu ham betonga bog'liq. Siqiluvchi tokchalarning ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent φ_f quyidagi formuladan topiladi:

$$\varphi_f = \frac{0,75(b_f - b)h_f}{bh_0} \leq 0,5. \quad (4.30)$$

Bo'ylama kuchlar ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent φ_n quyidagi formulalardan topiladi:

a) siquvchi bo'ylama kuchlar mavjud bo'lganda:

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bl} b h_0} \leq 0,5; \quad (4.31)$$

b) cho'zuvchi bo'ylama kuchlar mavjud bo'lganda:

$$\varphi_n = \frac{0,2N}{R_{bl} b h_0} \leq 0,8. \quad (4.32)$$

4.29 formuladan $1 + \varphi_n + \varphi_f$ ning qiymati har doim 1,5 dan oshmasligi kerak.

4.4.2. Qiya kesimlarga eguvchi momentlar ta'siri. Eguvchi momentning qiymati asta ortib borishi natijasida bosh cho'zuvchi kuchlanishlar

$$\sigma_{mi} = -0,5\sigma_x + \sqrt{(0,5\sigma_x)^2 + \tau^2} \quad (4.33)$$

ham ortib borib, betonning cho'zilishdagi qarshiligi $R_{bt,ser}$ ga yetganda elementda qiya yoriq paydo bo'ladi. Betonning cho'zilish zonasi ishdan chiqadi, barcha cho'zuvchi kuchlar bo'ylama va ko'ndalang armaturalarga uzatiladi. Element bo'laklari kesimning og'irlik markazi D da joylashgan oniy aylanish markaziga nisbatan o'zaro buriladi (4.16-rasm, b). Bunday holda armatura yaxshi ankerlanmagan bo'lsa, buzilish ro'y berishi mumkin. Bunda kuchlanishlar oqish chegarasi σ_y ga yoki vaqtinchalik qarshilik σ_u ga tenglashadi.

Qiya kesimning eguvchi moment bo'yicha mustahkamlik sharti quyidagicha ifodalanadi:

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}; \quad (4.34)$$

bu yerda M_D — tayanch reaksiya va tashqi kuchlardan D nuqtaga nisbatan olingan moment; M_s — bo'ylama armaturadagi zo'riqishdan olingan moment; $M_s = R_s A_s Z$; M_{sw} — qiya kesimda joylashgan xomutlardagi zo'riqishlardan olingan moment; $M_{sw} = \sum R_{sw} Z_{sw}$; $M_{s,inc}$ — qiya sterjenlardagi zo'riqishlardan olingan moment;

$$M_{s,inc} = \sum R_{s,inc} A_{s,inc} \cdot Z_{s,inc}.$$

Eguvchi momentlarning qiya kesimlarga bo'lgan ta'siri elementning tayanch zonasida tekshiriladi. Agar ma'lum konstruktiv talablarga amal qilinsa, mustahkamlikka hisoblashga hojat qolmaydi.

Agar normal kesim bo'yicha aniqlangan cho'ziluvchi armaturani tayanchlargacha davom ettirib, uchlari ankerlab qo'yilsa, istalgan qiya kesimning eguvchi moment ta'siriga bo'lgan mustahkamligi ta'minlangan bo'ladi. Ankerlashni kuchaytirish maqsadida ba'zan tayanch zonasiga qo'shimcha armatura joylanadi yoki sterjen uchlariga plastinalar payvandlanadi.

Qiya kesimlarning momentlar bo'yicha hisobi. Qiya kesimlarning mustahkamligi momentlar bo'yicha (4.34) formula yordamida tekshiriladi. Element eng havfli qiya kesimining bo'ylama o'qqa bo'lgan proyeksiyasi C_1 proyeksiyalar tenglamasidan topiladi. Eng havfli qiya kesim tayanchga yaqin kesimdan boshlanadi. Bu kesimda tashqi kuchlardan hosil bo'lgan moment M yoriq hosil qiluvchi moment M_{crc} ga teng bo'ladi (8-bobga qarang).

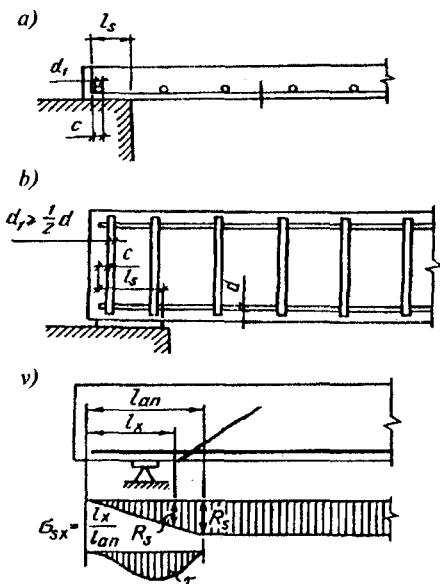
4.17-расм. Эгилувчи элементлар эркин таянганда чўзилувчи бўйлама арматуранинг анкерлаш: а — плита; б — тўсин; в — бетон орасидаги арматуранинг анкерлаш зонаси бўйлаб кучланишларнинг ўзгариши.

Қиёа kesimlarni hisoblashda neytral o'q holati barcha kuchlarning bo'ylama o'qqa bo'lgan proyeksiyalari tenglamasidan aniqlanadi.

Qator konstruktiv tadbirlar amalga oshirilsa, qiya kesimlarning moment bo'yicha yuk ko'tarish qobiliyati normal kesimlarnikidan kam bo'lmaydi; bunday hollarda qiya kesimlarni moment bo'yicha hisoblashga ehtiyoj qolmaydi.

Elementning qiya kesim bo'yicha mustahkamligini ta'minlaydigan konstruktiv tadbirlar quyidagilardan tashkil topadi. Avvalo, xomutlar va bukmalar orasidagi masofalar, xomutlarning diametrlari, shuningdek bukmalarning joylanishi yuqorida keltirilgan talablar darajasida bo'lishi lozim. Qolaversa, cho'zilgan bo'ylama armatura-nining betonga mustahkam birikishi (ankerlanishi) ham katta rol o'ynaydi, chunki bunda armatura imkoniyatlaridan to'la foydalani-ladi. Egiluvchi element erkin tayansa, birikishni puxtalash maqsadi-da bo'ylama armaturaning uchi element tayanch qirrasidan kamida $5d$ masofaga chiqarib qo'yiladi. Agar (4.29) shart qanoatlantirilma-sa, ya'ni hisobga ko'ra ko'ndalang armatura talab etilsa, u holda armaturaning chiqqan qismi uzunligi $l_s \geq 10d$ olinadi (4.17-rasm).

Payvand to'rlarda silliq sirtli bo'ylama armaturalarning uchiga l_s masofada kamida bitta, agar hisob bo'yicha ko'ndalang armatura talab etilsa, kamida ikkita ankerlovchi (biriktiruvchi) ko'ndalang armatura payvandlanishi lozim. Eng chetki ankerlovchi sterjendan bo'ylama sterjenning uchigacha bo'lgan masofa $d \leq 10$ mm bo'lsa, 15 mm dan, $d > 10$ mm bo'lsa, $1,5d$ dan kam bo'lmashligi kerak. Ankerlovchi sterjenning diametri eng yo'g'on bo'ylama armatura diametrining yarmidan kichik bo'lmashligi zarur. Agar bo'ylama ster-



jenlar maxsus yo'llar bilan ankerlangan bo'lsa (masalan, qo'yilma detallarga payvandlansa), u holda armaturaning l_s ni kichraytirish mumkin. Agar anker (biriktirgich)lar bo'lmasa, armaturaning uchidagi normal kuchlanish nolga teng bo'ladi; element uchidan uzoqlashgan sari armatura bilan beton orasidagi tishlashish (ssepleniye) hisobiga kuchlanish orta boradi va $Q_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw}$ masofada (4.17-rasm, v) uning qiymati to'liq hisobiy qarshilik R_s ga tenglashadi. Ankerlash zonasining uzunligi quyidagi formula bilan aniqlanadi:

$$l_{an} = \left(\omega_{an} \frac{R_s}{R_b} + \Delta \lambda_{an} \right) d. \quad (4.35)$$

Cho'zilish zonasidagi davriy profilli armatura uchun $\omega_{an} = 0,7$ va $\Delta \lambda_{an} = 11$, tekis sirtli armatura uchun esa $\omega_{an} = 1,20$ va $\Delta \lambda_{an} = 11$. Bundan tashqari $l_{an} = 250$ mm dan va $20 d$ dan kam bo'lmasligi kerak. Chetki erkin tayanchlarda ankerlash zonasi uzunligi ko'ndalang armatura va ko'ndalang yo'nalishdagi siqilish kuchlanishlari ta'sirini e'tiborga olgan holda hisoblanadi. Keyingi omillar ankerlash zonasini ixchamlashtiradi.

Egiluvchi elementlarni konstruksiyalashda cho'zilishga ishlaydigan bo'ylama armaturaning bir qismi, tejamkorlik maqsadida, tayanch-gacha etkazilmay, oraliqda uzib qo'yilishi mumkin. To'qima karkaslarda ayrim bo'ylama sterjenlar ba'zan bukib qo'yiladi. Bo'ylama armaturalarning bukish yoki uzish joylari hisob orqali belgilanadi. Bukishning ham bajarilishi lozim bo'lgan sharti bor: II-II qiya kesim mustahkamligi normal kesim 1-1 mustahkamligidan kam bo'lmagan taqdirdagina sterjenni bukish mumkin (4.18-rasm). Agar bukmaning boshlanish qismi normal kesimdan $h_0/2$ dan kam bo'lmagan masofada joylashsa, yuqoridagi shart bajarilgan bo'ladi.

Cho'ziluvchi sterjenni uzishda, momentlar bo'yicha qiya kesimlar mustahkamligini ta'minlash maqsadida uning uzunligini nazariy uzilish nuqtasidan (4.18-rasm, a; 1-1 kesim) quyidagi masofaga teng miqdorda uzaytirish lozim:

$$W = (Q - Q_{inc}) / (2q_{sw} + p) + 5d; \quad (4.36)$$

bu yerda Q — sterjenning nazariy uzilish nuqtasidan o'tuvchi, normal kesimdagi hisobiy ko'ndalang kuch; $Q_{inc} = A_{s,inc} R_s \sin x$ — o'sha kesimda bukmalar qabul qiladigan ko'ndalang kuch; q_{sw} — W uchastkada (4.27) formuladan topiladi. Shuningdek, sterjenning nazariy uzilish nuqtasidan chiqib turadigan uzunligi $20d$ dan kam bo'lmasligi lozim.

Sterjenning uzilish yoki bukilish joylarini aniqlash uchun eguvchi momentlar epyurasi bilan bir qatorda o'sha masshtabda armaturaning momentlar epyurasi quriladi. Bu epyura element kesimlarining cho'ziluvchi armatura bilan birgalikda amalda qabul qiladigan eguvchi momentlar epyurasi hisoblanadi. Armatura epyurasini qurishda ichki kuchlar momenti $M = R_s A_s Z_b$ bo'ladi, bu yerda Z_b — ichki juft kuch yelkasi.

Armaturaning momentlar epyurasi bukmalar bo'lmasa pog'ona shaklga ega bo'ladi; har bir pog'onaning balandligi uzilgan sterjenga beriladigan momentning qiymatiga teng bo'ladi. Armaturaning momentlar epyurasi barcha uchastkalarda eguvchi momentlar epyurasini qoplab olishi zarur (4.18-rasm). Ushbu rasmdagi misolda eng katta momentga moslab bir xil diametrli to'rtta sterjen tanlangan; ularning haqiqiy yuzasi talab etilgan yuzasidan bir oz kattaroq, shuning uchun ham $M_s > M$. Agar ikki sterjen uziladigan bo'lsa, dastlab ularning nazariy uzilish nuqtasi aniqlanadi. Bu nuqta M epyurasi bilan ikki sterjen qabul qiladigan momentga teng bo'lgan gorizontal chiziqning kesishuv nuqtasida yotadi. Shu nuqtadan boshlab $20d$ yoki W masofani o'lchab (qaysi biri katta bo'lsa, o'sha olinadi), amalda uziladigan nuqta topiladi. Bu nuqta normal va qiya kesimlar (I-I va II-II) bo'yicha element mustahkamligining tengligini ta'minlaydi.

Cho'ziluvchi sterjenlarni bukishda normal III-III va qiya IV-IV kesimlarning mustahkamliklari tengligi ta'minlanadi (4.18-rasm, b), chunki bukmaning boshlanish qismi III-III kesimdan $h_0/2$ dan kam bo'lmagan masofada joylashgan, bukmaning uchi esa — sterjen talab etilmaydigan kesim IV-IV dan narida yotadi. 4.18-rasm, b da bukmaning uchi V-V kesimda to'xtagan, ammo uni IV-IV kesimdan chaproqda istalgan ergacha o'zgartirish mumkin.

Temirbeton konstruksiyani qiya kesim bo'yicha qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz.

2- misol. Ikkinchi darajali monolit to'sinning mustahkamligini qiya kesimlar bo'yicha hisoblash.

Berilgan:

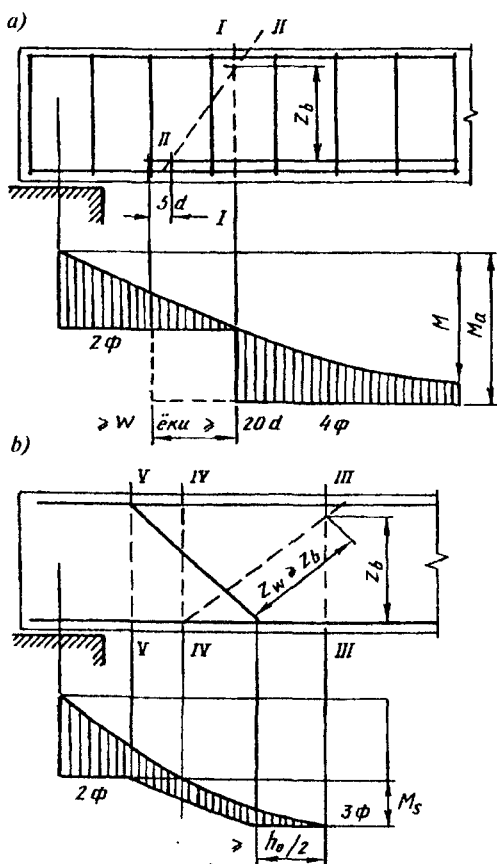
To'sinning uzunligi $l_2 = 8,0$ m.

Qavatlararo yopmaga tushadigan me'yoriy muvaqqat yuk $P = 5,0$ kN/m².

Beton sinfi B 25.

(Qolgan ma'lumotlar 3-misolda berilgan).

Ikkinchi tayanchdagi maksimal ko'ndalang kuch chapda $Q_{\max} = 85,8$ kN, $c = 0,25$, $l_0 = 0,25 \cdot 775 = 194$ sm masofada beton qiya kesim bo'yicha qabul qiladigan ko'ndalang kuchni aniqlaymiz:



4.18-rasm. Materiallar epyurasini qurish va cho'ziluvchi bo'ylama armaturaning uzilish (a) hamda bukilish (b) nuqtalarini aniqlash.

$$Q_{b4} = M_B : c = 50,36 : 1,94 = 26,0 \text{ kN},$$

bu yerda

$$\begin{aligned} M_B &= 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2 = \\ &= 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100) = 50,36 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{sm} = \\ &= 50,36 \text{ kN} \cdot \text{m}; \end{aligned}$$

φ_f va φ_n — ciqilgan tokcha va armaturaning oldindan zo'riqtirilishini hisobga oluvchi koeffitsiyent ($\varphi_f = \varphi_n = 0$).

$$Q_{b4} = 26 \kappa \text{H} < Q_{b \min} = 0,6 \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = \\ = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 41,4 \cdot 10^3 \text{H} = 41,4 \kappa \text{H}$$

$Q_{\max} \leq Q_{b4}$ sharti qanoatlantirilmadi, shu sababli hisoblash yo'li bilan ko'ndalang armatura qo'yish lozim bo'ladi.

Quyidagilarni aniqlaymiz:

$$q_1 = g + \frac{p}{2} = 7,06 + \frac{11,4}{2} = 12,76 \text{ kN/m};$$

$$Q_b = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{50,36 \cdot 12,76} = 50,7 \text{ kN};$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{50,7}{0,6} = 84,5 \text{ kN}; \quad \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{50,36}{0,365} + 50,7 = 188,7 \kappa \text{H}.$$

$188,7 \text{ kN} > Q_{\max} = 85,8 \text{ kN} > 84,5 \text{ kN}$ bo'lgani uchun xomutlardagi zo'riqish *

$$q_{sw} = \frac{(Q_{\max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(85,8 - 50,7)^2}{50,36} = 24,46 \text{ kN/m}$$

Shartga ko'ra $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{85,8 - 50,7}{2 \cdot 0,365} = 48,1 \text{ kN/m}$ dan kam bo'lmashligi kerak. Shuning uchun xomutdagi zo'riqishni $q_{sw} = 48,1 \text{ kN/m}$ deb qabul qilamiz.

Konstruktiv nuqtai nazardan xomutlar orasidagi masofa tayanch atrofida $\frac{1}{2}h = \frac{40}{2} = 20 \text{ sm}$ va 15 sm dan, oraliqlarda $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}40 = 30 \text{ sm}$ va 50 sm dan oshmasligi zarur. Bundan tashqari tayanch atrofida xomutlar orasidagi eng katta masofa sifatida

$$S_1 = \frac{1,5 \gamma_{b2} R_{bt} b h_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100)}{85,8 \cdot 10^3} = 44,02 \text{ sm}$$

$$* Q_{\max} \leq \frac{Q_{b1}}{0,6} \text{ бўлганда, } q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} \text{ олинади, } \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} \text{ бироқ}$$

$$\text{дан кам бўлмаслиги керак. } Q_{\max} > \frac{M}{h_0} + Q_{b1} \text{ бўлса, } q_{sw} = \frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{h_0}$$

бўлади. Агар $g_{sw} < \frac{Q_{b \min}}{2h_0}$ бўлса, q_{sw} куйидаги формуладан топилади:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{\max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{\max}}{2h_0}\right)^2}$$

qabul qilinishi mumkin. Biz xomutlar orasidagi masofani tayanch atrofida 15 sm, oraliqda esa 30 sm deb qabul qilamiz (4.19-rasm).

Agar armatura sinfi A-1, diametri $d=6$ mm bo'lsa, u holda ikkita karkas bilan armaturalanadigan to'sin uchun talab etilgan xomutlar yuzasi

$$A_{sw} = \frac{q_{sw} S_l}{R_{sw}} = \frac{48,1 \cdot 15 \cdot (10)}{175 \cdot (100)} = 0,412 \text{ sm}^2.$$

Bunga ko'ra 296 A-1 qabul qilinadi ($A_{sw} = 0,57 > 0,412 \text{ sm}^2$). Tayanch atrofida xomutlar hosil bo'ladigan haqiqiy zo'riqish quyidagiga teng bo'ladi:

$$q_{sw1} = \frac{R_{sw} \cdot A_{sw}}{S_l} = \frac{175 \cdot 0,57 \cdot (100)}{15} = 665 \text{ N/sm} = 66,5 \text{ kN/m};$$

$$q_{sw1} = 66,5 \text{ kN/m} > \frac{Q_{b \min}}{2h_0} = \frac{41,4}{2 \cdot 0,365} = 56,7 \text{ kN/m}$$

shart qanoatlantiriladi *.

Qiya kesimning ko'ndalang kuch ta'siriga bo'lgan mustahkamligini $Q \leq Q_b + q_{sw} C_0$ sharti bo'yicha tekshiramiz. Q qiya kesimning oxiriga ta'sir etadi:

$$Q = Q_{\max} - q_1 C = 85,8 - 1276 \cdot 1,22 = 70,2 \text{ kN},$$

bu yerda C — qiya kesimning bo'ylama o'qqa proyeksiyasi.

$$0,56q_{sw1} = 0,56 \cdot 66,5 = 37,24 \text{ kN/m} > q_1 = 12,76 \text{ kN/m}$$

bo'lgani sababli ** $C = \sqrt{\frac{M_b}{q_1}} = \sqrt{\frac{50,36}{12,76}} = 1,99 \text{ m}$ miqdor

$$\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2,0}{0,6} 0,365 = 1,22 \text{ m}$$

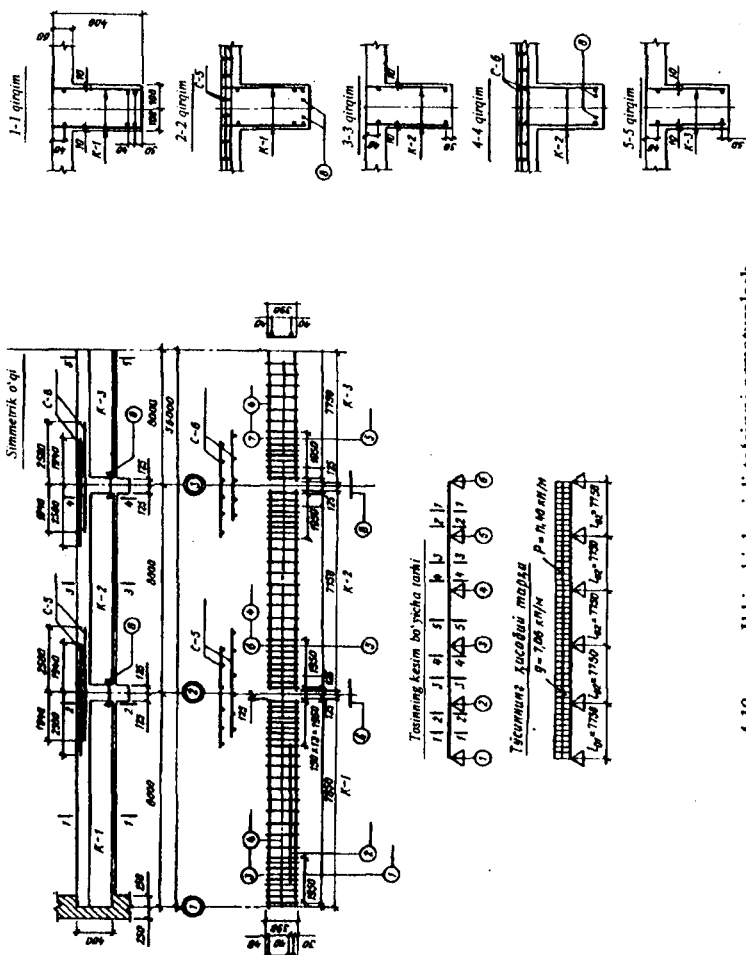
dan ortib ketmasligi zarur. $C = 1,22 \text{ m}$ deb qabul qilamiz.

$$Q_{b \min} + q_{sw1} \cdot C_0 = 41,4 + 66,5 \cdot 0,73 = 89,9 \text{ kN},$$

bu yerda C_0 — qiya yoriqning bo'ylama o'qqa proyeksiyasi bo'lib quyidagi formuladan topiladi:

* bu shartning qanoatlantirilishida $M_B = 2h_0^2 q_{sw} \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}$, $c_0 = 2h_0$ deb olingan.

** $q_1 > 0,56q_{sw}$ bo'lsa, $C = M_b / (q_1 + q_{sw})$ deb olinadi



4.19-rasm. Ikkinchi darajali to'sinni armaturalash.

$$C_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{swl}}} = \sqrt{\frac{50,36}{66,5}} = 0,87 \text{ m},$$

biroq uning qiymati S dan va $2h_0 = 2 \cdot 0,365 = 0,73 \text{ m}$ dan ortib ketmasligi lozim. Hisoblashda $c_0 = 0,73 \text{ m}$ deb olamiz.

Shunday qilib, $70,2 \text{ kN} < 89,9 \text{ kN}$ sharti bajarildi. Demak, to'sin qiya kesim bo'yicha yetarli mustahkamlikka ega ekan.

To'sinning qiya yoriqlar orasidagi mustahkamligi $Q_{\max} \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_b R_b b h_0$ shart bo'yicha tekshiriladi. Bu yerda φ_{w1} — xomutlar ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, qiymati 1,3 dan oshmasligi kerak:

$$\begin{aligned}\varphi_{w1} &= 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,0 \cdot 0,0019 = 1,07 < 1,3; \\ \mu_w &= \frac{A_{sw}}{bs_1} = \frac{0,57}{20 \cdot 15} = 0,0019; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{30 \cdot 10^3} = 7,0, \\ \varphi_b &= 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855.\end{aligned}$$

U holda

$$\begin{aligned}0,3\varphi_w\varphi_b\gamma_{b2}R_b b h_0 &= 0,3 \cdot 1,07 \cdot 0,855 \cdot 0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \times (100) = \\ &= 261,5 \text{ kN} > Q_{\max} = 85,8 \text{ kN}.\end{aligned}$$

To'sinning yoriqlar orasidagi mustahkamligi ham yetarli darajada ekan.

Nazorat savollari

1. Egiluvchi temirbeton elementlariga (plita, balka) qanday talablar qo'yiladi?
2. Bo'ylama va ko'ndalang armaturalar nima uchun qo'yiladi va nimaga asoslanib olinadi?
3. Normal kesim bo'yicha hisoblash usuli nimalarga bog'liq?
4. Yakka armatura egiluvchi element qanday hisoblanadi?
5. Qanday holatlarda qo'sh armatura ishlatiladi?
6. Qo'sh armaturali elementlar mustahkamlik bo'yicha qanday hisoblanadi?
7. Agar elementning o'lchami "b" va "h" noma'lum bo'lsa, uni qanday aniqlash mumkin?
8. Siqilgan zonaga armatura qo'yish shartini yozing va uni qanday tartibda hisoblashni tushuntirib bering?
9. Tavr kesimli elementlarni hisoblashda plitaning eni qanday olinadi?

10. Tavr kesimli elementlar mustahkamlikka qanday hisoblanadi?
11. Agar elementda $M > M_{kes}$ bo'lgan holda uning mustahkamligini ta'minlash uchun nima qilish kerak?
12. Tavr kesim yuzali elementlarda neytral o'qning holati qanday aniqlanadi?

5 - b o b

QOBIRG'ALI YAXLIT (MONOLIT) TEMIRBETON YOPMANI HISOBLASH VA KONSTRUKSIYALASH

5.1. Qobirg'ali yopmaning tuzilishi

Qobirg'ali yapmalar asosiy va ikkinchi darajali to'sin hamda plitalardan tashkil topadi. Ypmaning barcha elementlari o'zaro yaxlit (monolit) birikkan bo'lib, ko'pincha B15 – B30 sinfli betondan ishlanadi. Qobirg'ali yaxlit yopmaning mohiyati shundan iboratki, bunda tejamkorlik maqsadida cho'zilish zonasidagi betonning anchagina qismi olib tashlanib, bu yerda faqat qobirg'a va cho'ziluvchan armatura qoldiriladi. Qobirg'aning tokchasi plita deb atalib, ikkinchi darajali to'sinlarga tayanadi va egilishga ishlaydi. Ikkinchi darajali to'sinlar asosiy to'sinlarga, asosiy to'sinlar esa, o'z navbatida, ustun yoki devorlarga tayanadi. Asosiy to'sinlar bino uzunligi bo'ylab yoki unga ko'ndalang ravishda joylashishi mumkin (4.13-rasm qar.).

Agar bo'ylama devorlarda deraza o'rinlari katta bo'lsa, birinchi yechimdan foydalanish maqsadga muvofiq. Bino shifti tuzukroq yoritilishi lozim bo'lsa, ikkinchi yechim qo'l keladi, chunki bunda ikkinchi darajali to'sinlarning yo'nalishi yorug'lik oqimi yo'nalishi bilan bir xil bo'ladi.

Ikkinchi darajali to'sinlar orasidagi masofa plitalarning o'lchamlariga bog'liq holda belgilanadi:

a) vaqtinchalik (muvaqqat) foydali yukning qiymati $6,0 \div 10,0 \text{ kN/m}^2$ bo'lsa, plitaning uzunligi $2,0 \div 2,3 \text{ m}$;

b) muvaqqat foydali yuk qiymati $10,0 \div 15,0 \text{ kN/m}^2$ bo'lsa, plita uzunligi (ikkinchi darajali to'sin o'qlari orasidagi masofa) $1,5 \div 2,0 \text{ m}$ olinadi.

Yopma tarhini chizayotganda ikkinchi darajali to'sin o'qlarining ustun o'qlari bilan mos tushishiga alohida e'tibor berish lozim (4.13-rasm, a).

Qavatlararo qobirg'ali yopma plitalarining qalinligi odatda $6 \div 10 \text{ sm}$ oralig'ida, kamdan-kam hollarda undan xiyol kattaroq olinadi. O'rta oraliqlarda to'sin bilan plitaning uzunligi bir xil, chetki oraliqlarda esa to'sin uzunligi o'rta oraliqqa nisbatan bir oz kaltaroq olinadi. Bunday holda, chetki oraliq momentlari hamda chetdan ikkinchi tayanchda vujudga keladigan momentlar o'rta oraliqlardagi momentlarga miqdor jihatdan yaqinlashadi. Bu esa, o'z navbatida, armaturalash sharoitini

qulaylashtiradi. Biroq bunda chetki va o'rta oraliqlardagi hisobiy uzunliklar farqi ikkinchi darajali to'sinlar uchun 10 % va plitalar uchun 20% dan ortib ketmasligi zarur.

Yopma elementlarining hisobi plastik deformasiyalar oqibatida zo'riqishlarning qayta taqsimlanishini e'tiborga olgan holda bajariladi [2].

5.2. Ikkinchi darajali to'sinlarni hisoblash va konstruksiyalash

Ikkinchi darajali to'sinlar ko'p oraliqli tavr shaklli uzluksiz balka sifatida hisoblanib, asosiy to'sin va devorlar ular uchun tayanch vazifasini o'taydi. Hisob jarayonida, plitalar singari, bularning ham yuk ko'tarish qobiliyati aniqlanadi. Ikkinchi darajali to'singa ta'sir etuvchi yuk ikki to'sin orasida joylashgan yuk maydonchasida to'planadi (4.13-rasm). Yuklarni jadval ko'rinishida hisoblash tavsiya etiladi.

Ikkinchi darajali to'sinlarning hisobiy uzunliklarini aniqlash uchun asosiy to'sinning kesim o'lchamlarini quyidagi tengliklar asosida tanlaymiz:

$$h_{gl.b} = \left(\frac{1}{8} + \frac{1}{15} \right) L_{gl.b}; \quad b_{gl.b} = (0,3 + 0,5) h_{gl.b}.$$

Ikkinchi darajali to'sinlar devorga 25 sm kirib turadi. Shunga ko'ra ularning hisobiy uzunligi quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$a) \text{ chetki oraliq uchun } l_{01} = l_1 - d + \frac{25}{2} - \frac{b_{gl.b}}{2};$$

$$b) \text{ o'rta oraliq uchun } l_{02} = l_2 - b_{gl.b}.$$

Momentlarning umumlashma (ogibayushchaya) epyuralarini qurish.
Yumlashma epyuralar — oraliqlarni eng nobop yuklaganda tashqi kuchlar va konstruksiyalarning xususiy og'irligidan hosil bo'lgan eguvchi momentlar grafigidir. Yumlashma eguvchi momentlar epyurasini qurish uchun hisobiy momentning qiymatlari quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$M = \beta_{ij} (g + p) l_{0i}^2; \quad (5.1)$$

bu yerda l_{0i} — ikkinchi darajali to'sinning hisobiy uzunligi; β_{ij} — musbat momentlar uchun 5.1-rasmdan olinadigan koeffitsiyent; β_{2j} — manfiy momentlar uchun 5.1-rasmdan olinadigan koeffitsiyent.

Hisobiy ko'ndalang kuchlar esa quyidagi formulalardan aniqlanadi:

a) chetki tayanchda

$$Q_A = 0,4ql_{01}; \quad (5.2)$$

b) birinchi oraliqdagi tayanchda (chapda)

$$Q'_b = 0,6ql_{01}; \quad (5.3)$$

v) birinchi oraliqdagi tayanchda (o'ngda) va o'rta tayanchlarda

$$Q_b^{PR} = 0,5ql_{02} \quad (5.4)$$

Kesim tanlanayotganda, ikkinchi darajali to'sinning birinchi oraliqdagi o'ng tayanchi kesimi, aniqlik kiritish maqsadida shu tayanch momenti ta'siriga qayta hisoblanadi; chunki bu joyda plita cho'zilishga ishlaydi. Bunda kesim to'g'ri to'rtburchakli deb qaraladi:

$$h_{0,am.6} = 1,8 \sqrt{\frac{M}{\gamma_{bi} R_b b_{am.6}}} ; \quad (5.5)$$

bu yerda $b_{vl.b}$ — to'sinning kengligi (ilgari uning qiymati konstruktiv ravishda qabul qilingan edi).

Ikkinchi darajali to'sinning to'liq balandligi quyidagicha aniqlanadi:

$$h_{vl.b} = h_{0,vl.b} + a + \frac{d}{2},$$

bu yerda a — betonning himoya qatlami ($a = 25 \div 30$ mm); d — ishchi armaturaning diametri ($d = 16 \div 40$ mm). Ishning so'ngida 1-misolda bayon etilgan ko'rsatmalarga amal qilib, kesimning uzil-kesil o'lchamlari qabul qilinadi.

Qabul qilingan o'lchamlarning talabga javob berish yoki bermasligi quyidagi shart asosida tekshiriladi:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}, \varphi_{b1} R_b b_{am.6} h_{0,am.6} \quad (5.6)$$

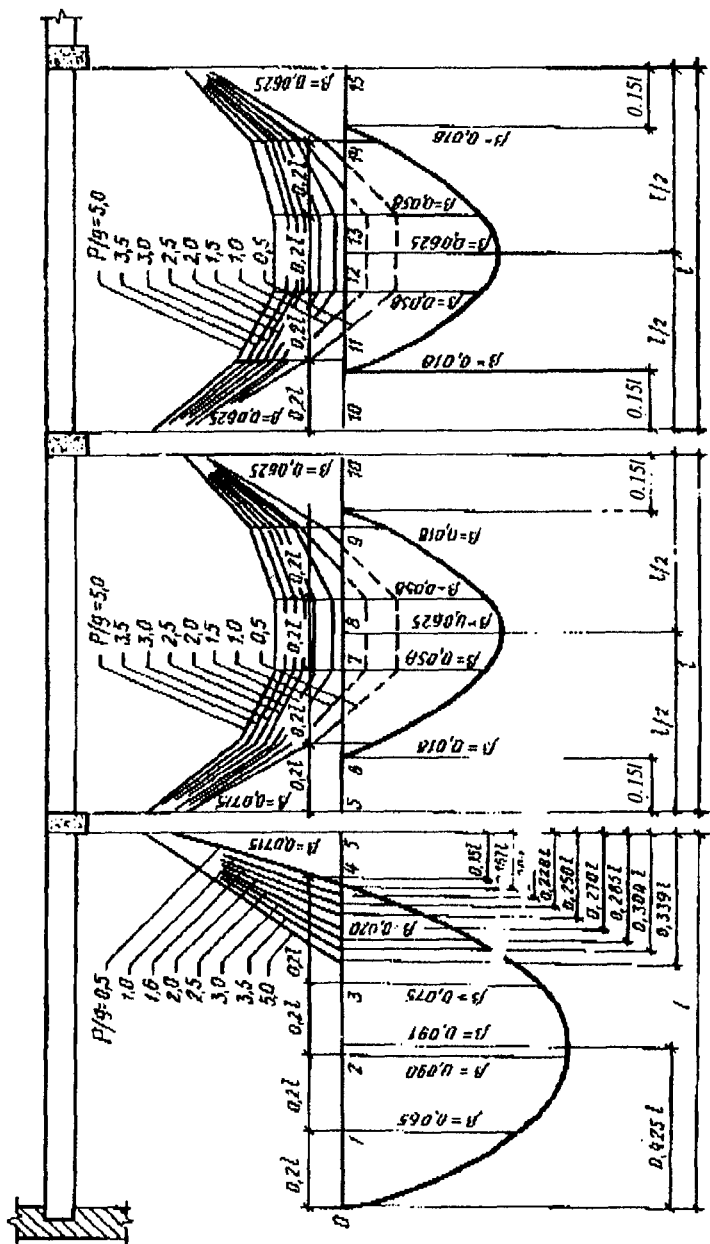
bu yerda φ_{w1} va φ_{b1} — norma [11] dan olinadigan koeffitsiyentlar. Agar bu formuladagi shart bajarilmasa, u holda qabul qilingan o'lchamlar kattalashtiriladi.

O'lchamlar uzil-kesil qabul qilingach, ilgari topilgan hisobiy eguvchi momentlar bo'yicha to'rta normal kesim uchun ishchi armaturaning kesim yuzasini aniqlaymiz: bunda to'sin birinchi va o'rta oraliqda (M_1, M_3) tavr kesimli balka sifatida, birinchi oraliq va o'rta tayanchlarda (M_2, M_4) to'g'ri to'rtburchak kesimli balka sifatida qaraladi (5.2-rasm). Bunda tavr shakli kesimning kengligi b_f ikkinchi darajali to'sin o'qlari orasidagi masofaga teng qilib olinadi; ammo $h_{pl}/h_{vl.b} \geq 0,1$ bo'lganda to'sinning hisobiy uzunligi $1/3$ qismidan oshib ketmasligi, $h_{pl}/h_{vl.b} < 0,1$ bo'lganda kesim kengligi $b_f \leq 12h_{pl} + b_{vl.b}$ dan oshmasligi zarur.

To'sinning bo'ylama o'qiga ko'ndalang bo'lgan normal kesimning hisobi quyidagi shartni qanoatlantirishi lozim:

$$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \quad (5.7)$$

Beton siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati (4.10) formuladan topiladi, formuladagi $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$; $\sigma_{SR} = R_s$ (bizning hol uchun), $\sigma_{sc,u}$ qiymati 4.2.2. dan olinadi.



5.1-*rasm*. Teng oraliqli uzluksiz to'sinlar uchun hisobiy momentlar epyuralari.

Nuqtalarning tartib raqami											
p/q	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	-0,0715	-0,01	+0,022	+0,024	-0,04	-0,0625	-0,003	+0,028	+0,028	-0,003	-0,0625
1	-0,0715	-0,02	+0,016	+0,009	-0,014	-0,0625	-0,013	+0,013	+0,013	-0,013	-0,0625
1,5	-0,0715	-0,026	-0,003	0,000	-0,020	-0,0625	-0,019	+0,004	+0,004	-0,019	-0,0625
2	-0,0715	-0,03	-0,009	-0,006	-0,024	-0,0625	-0,023	-0,003	-0,003	-0,023	-0,0625
2,5	-0,0715	-0,033	-0,012	-0,009	-0,027	-0,0625	-0,025	-0,006	-0,006	-0,025	-0,0625
3	-0,0715	-0,035	-0,016	-0,014	-0,029	-0,0625	-0,028	-0,010	-0,01	-0,028	-0,0625
3,5	-0,0715	-0,037	-0,019	-0,017	-0,031	-0,0625	-0,029	-0,013	-0,013	-0,029	-0,0625
4	-0,0715	-0,038	-0,021	-0,018	-0,032	-0,0625	-0,030	-0,015	-0,015	-0,03	-0,0625
4,5	-0,0715	-0,039	-0,022	-0,020	-0,033	-0,0625	-0,032	-0,016	-0,016	-0,032	-0,0625
5	-0,0715	-0,04	-0,024	-0,021	-0,034	-0,0625	-0,033	-0,018	-0,018	-0,033	-0,0625

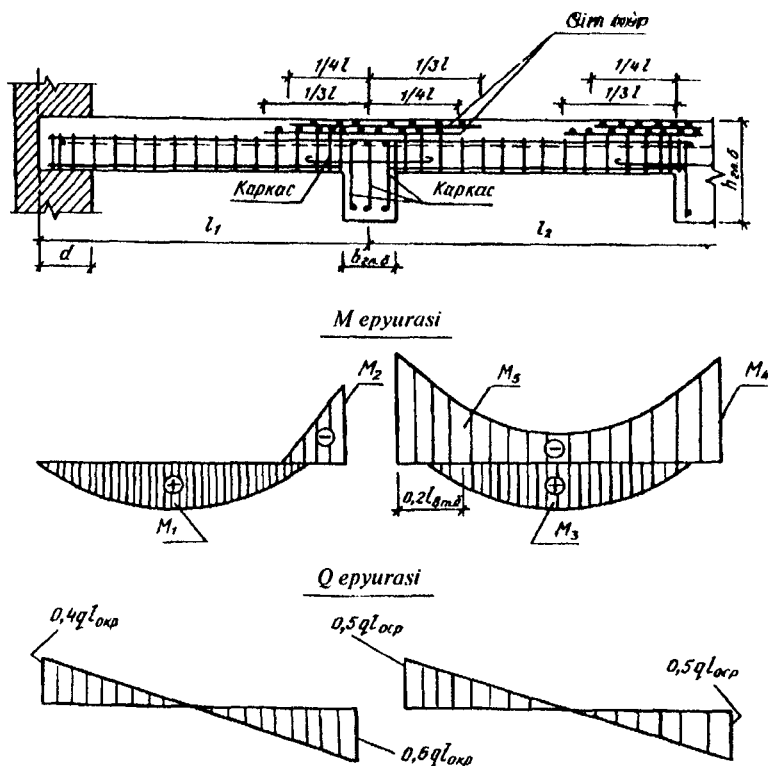
Kesimlarni M_1 va M_3 momentlari bo'yicha hisoblashdan ilgari neytral o'qning o'tgan o'rnini aniqlab olishimiz zarur.

Agar (4.16) formuladagi (bunda $x = h_{pl}$ deb olinadi) shart qanoatlantirilsa, neytral o'q tavrning tokchasidan o'tadi va hisob to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun amalga oshiriladi (5.3-rasm, a). Bordi-yu (4.16) shart bajarilmasa, u holda neytral o'q qobirg'adan o'tadi va hisob (4.21) formula bo'yicha bajariladi (5.3-rasm, b).

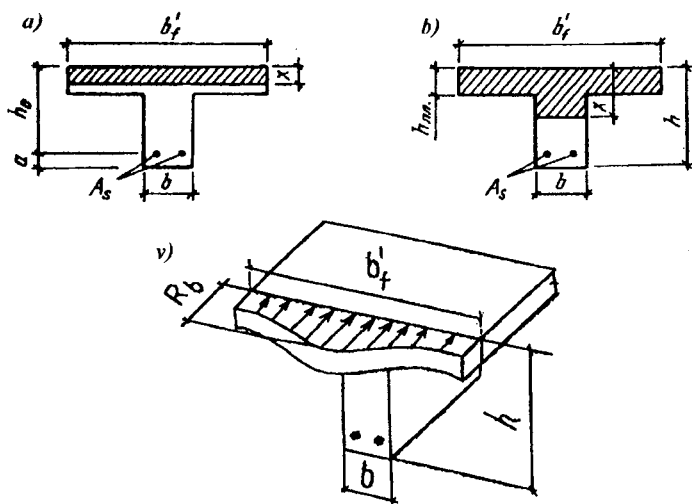
O'sha formuladan

$$\alpha_m = \frac{M - R_b(b_f^1 - b_{bm,\delta})h_{na}(h_0 - 0,5h_{na})}{R_b b_{bm,\delta} h_0^2} \quad (5.8)$$

topiladi, keyin α_m ga qarab 4.1-jadvaldan ζ aniqlanadi. Talab etilgan armaturaning yuzasi quyidagi formuladan topiladi:



5.2-rasm. Ikkinchi darajali to'sinni armaturalash.



5.3-rasm. Neytral o'q joylashuvining mumkin bo'lgan hollari.

$$A_s = \left[\zeta b_{bm.o} h_0 + (b_f' - b_{bm.o}) h_{na} \right] \frac{R_b}{R_s} \quad (5.9)$$

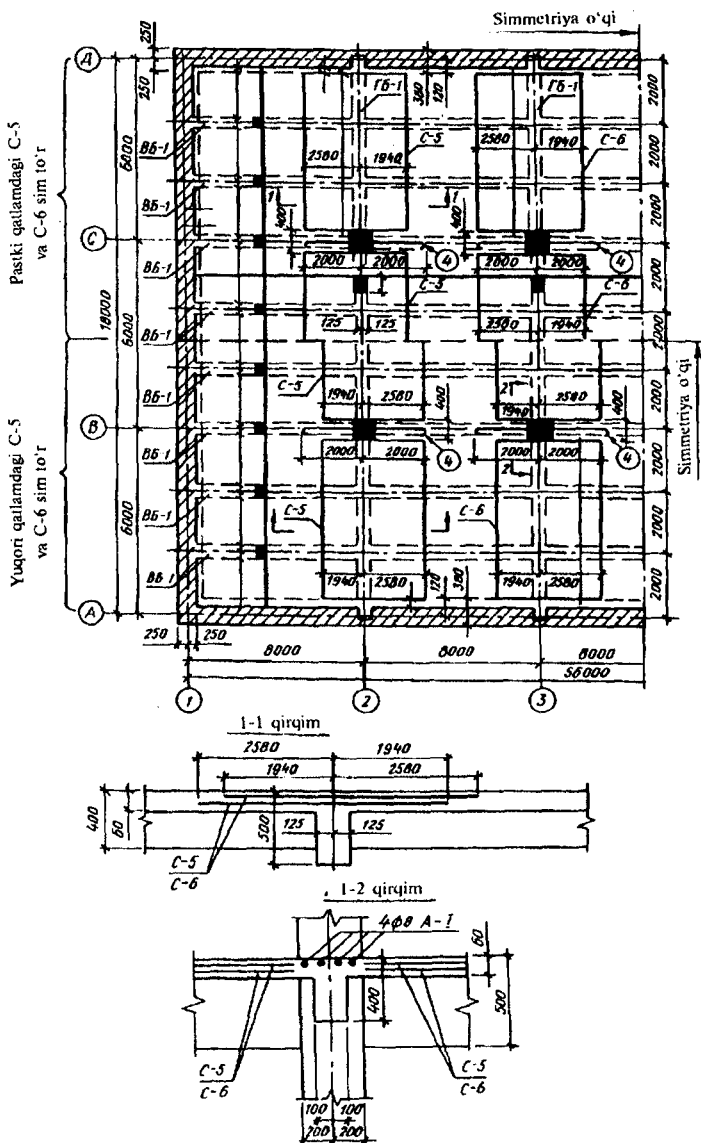
A_s ning topilgan qiymatiga qarab, ishchi armaturaning soni va diametri aniqlanadi. Armatura karkaslarining soni kesimning kengligiga bog'liq: agar $b_{vt.b} \leq 15$ sm bo'lsa — 1 ta karkas, $b_{vt.b} = 15 \dots 25$ sm bo'lsa — 2 ta karkas, $b_{vt.b} > 25$ sm bo'lsa — 3 ta karkas o'rnatiladi. Odatda har bir karkas bitta yoki ikkita ishchi sterjenga ega bo'ladi. Yassi karkaslar hosil qilish uchun yuqori qismiga diametri ishchi sterjen diametrining yarmidan kichik bo'lmagan montaj sterjenlari payvandlanadi. Ikkinchi darajali to'sinlarning oraliq tayanchlarga yaqin qismlari simto'rlar bilan armaturalanadi (5.4-rasm). Yassi karkaslarning yuqori qismiga qo'yilgan armaturalar yuzasining etarlicligini tekshirish uchun kesim manfiy moment M_s ta'siriga hisoblanadi.

5.2.1. Qiya kesimlar mustahkamligini hisoblash. To'sin uzunlik birligida hosil bo'ladigan, ko'ndalang sterjenlar qabul qiladigan hisobiy zo'riqish quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$q_{sw} = \frac{Q^2}{4\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}, \quad (5.10)$$

bu yerda φ_{b2} — og'ir beton uchun 2 ga teng bo'lgan koeffitsiyent [11].

Ko'ndalang sterjenlar diametrini konstruktiv talabga muvofiq qabul qilib, ular orasidagi masofani aniqlaymiz:



5.4-rasm. Ikkinchi darajali to'sinning tayanch qismini armaturalash.

$$S = \frac{R_{sw} A_{sw} n}{q_{sw}} \quad (5.11)$$

bu yerda R_{sw} — ko'ndalang armaturaning cho'zilishga bo'lgan hisobiy qarshiligi; A_{sw} — bitta ko'ndalang sterjenning kesim yuzasi; n — to'sin kesim yuzasidagi ko'ndalang sterjenlar soni (karkaslar).

Ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa konstruktiv nuqtai nazardan quyidagicha bo'lishi lozim: $h \leq 45$ sm bo'lsa, $S \leq \frac{h}{2}$ va 150 sm dan, $h > 45$ sm bo'lsa, $S \leq \frac{h}{3}$ va 50 sm dan oshmasligi kerak. Yuqoridagi usullar orqali topilgan masofaning eng kichigi hisob uchun uzil-kesil qabul qilinadi.

Kesimning yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

$$Q \leq Q_{WB} = 2\sqrt{\varphi_{b2} R_{br} b h_0^2 q_{sw}} \quad (5.12)$$

Agar bu shart bajarilmasa, u holda ko'ndalang sterjenlar orasidagi masofa kichraytiriladi yoki sterjenlar diametri kattalashtiriladi (5.5-rasm). Odatda ko'ndalang sterjenlar diametri $5 \div 12$ mm atrofida olinadi. Ko'ndalang sterjenlarning qabul qilingan qadami (oraliq masofasi) to'sinning tayanchga yaqin (oraliqning $1/4$) qismida ishlatiladi, to'sinning qolgan qismida ko'ndalang sterjenlar qadami $S \leq 3/4h$ bo'ladi.

3- m i s o l. Ikkinchi darajali to'sinlarni hisoblash va konstruksiya-lash namunasi

Hisobiy oraliqlar va yuklar. Ikkinchi darajali to'sinlar ko'p oraliqli uzluksiz balkalar sifatida hisoblanadi. To'sinning ko'ndalang kesimi tavr shaklida bo'lib, u asosiy to'sin va devorlarga tayanadi. To'sinning uzunligi $l_2 = 8,0$ m, qavatlararo yopmaga tushadigan normativ muvaqqat yuk $P_n = 5,0$ kN/m², beton sinfi B25. To'sinning hisobiy uzunliklari quyidagi tartibda aniqlanadi:

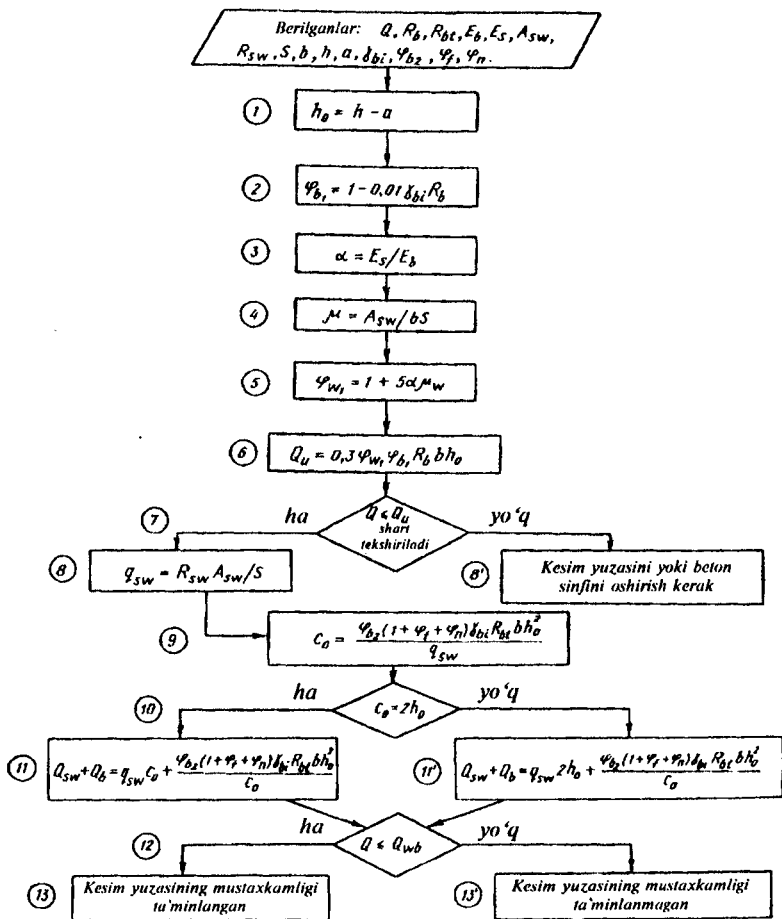
— chetki oraliqlarda

$$l_{01} = l_2 - d + \frac{0,25}{2} - \frac{b_{zn,6}}{2} = 8,0 - 0,25 + \frac{0,25}{2} - \frac{0,25}{2} = 7,75 \text{ m};$$

o'rta oraliqlarda $l_{02} = l_2 - l_{zn,6} = 8,0 - 0,25 = 7,75$ m.

Eni 2,0 m bo'lgan yuk tasmasidan to'sinning har bir metriga to'g'ri keladigan tekis yoyilgan yukni hisoblaymiz (5.2-jadval).

Hisobiy zo'riqishlar. Qayta taqsimlangan hisobiy momentlarning umumlashma epyuralarini $M = \beta_y (q + p) l_{01}^2$ formula yordamida quramiz. Momentni to'sinning har 0,2l kesimi uchun aniqlaymiz.



5.5-rasm. Egiluvchi elementni qiya kesim bo'yicha yig'iq kuch ta'sirida mustahkamlikka hisoblash (bukma armatura bo'lmagan hol uchun).

Formuladagi β koeffitsientining musbat qiymatlari 5.1-rasmdan, manfiy qiymatlari esa $\frac{p}{q} = \frac{11,4}{7,06} = 1,61$ ga mos ravishda 5.1-jadvaldan aniqlanadi. Hisob natijalari 5.3-jadvalda keltirilgan.

Hisobiy ko'ndalang kuchlarni aniqlaymiz:

— chetki tayanchda

$$Q_A = -0,4 q l_{01} = -0,4 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = -57,2 \text{ kN};$$

— oraliqdagi birinchi tayanchning chap tomonida

$$Q'_B = 0,6q'l_{01} = 0,6 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = 85,8 \text{ kN};$$

— oraliqdagi birinchi tayanchning o'ng tomoni va o'rta tayanchlarda

5.2-jadval

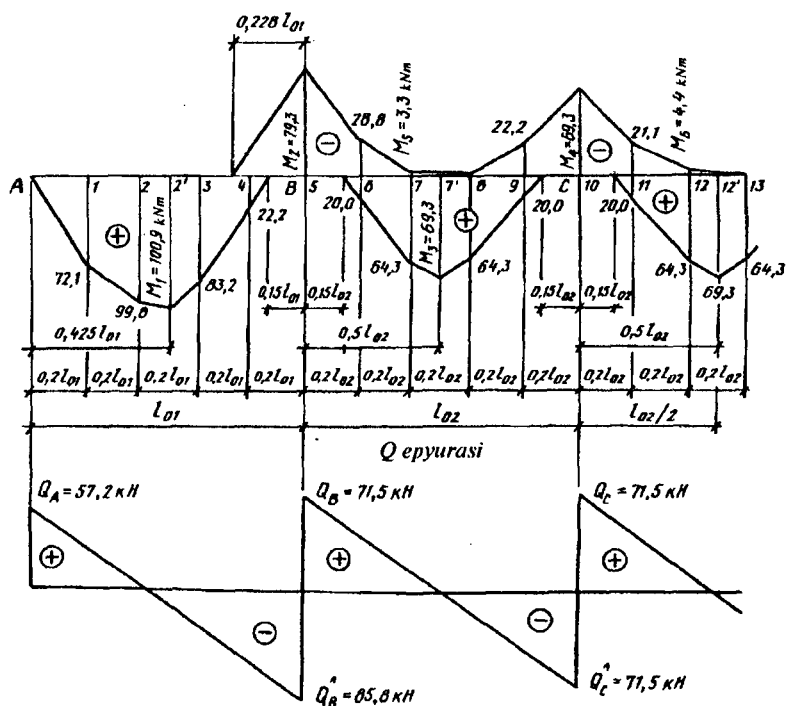
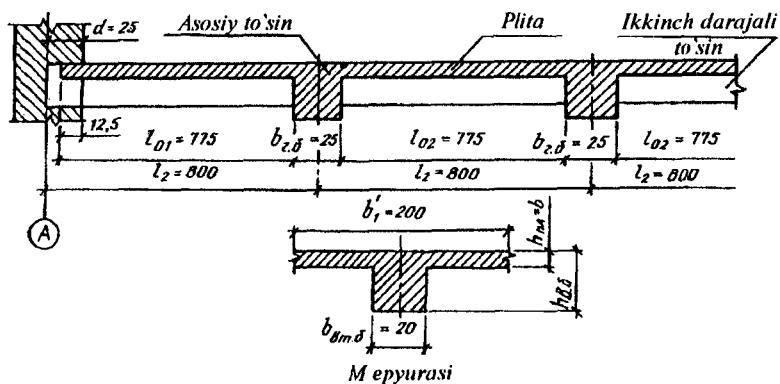
Ikkinchi darajali to'sinning 1 p.m. ta'sir etuvchi yuklar

Yuk turlari	Normativ yuk kN/m	Ishonchlilik koeffitsiyentlari		Hisobiy yuk kN/m
		γ_f	γ_n	
Doimiy yuklar: 1. Plita va pol- ning og'irligi (4.2-jadvaldan)	2,24×2=4,48	—	—	2,38×2=4,76
2. To'sin qobir- g'asining 1pm. og'irligi 1×(0,5- - 0,06)×0,2×25	2,20	1,1	0,95	2,30
Doimiy yukning jami	6,68	—	—	7,06
Muvvaqqat (foy- dali) yuk 5,0×2,0	10,0	1,2	0,95	11,40
To'liq yuk	16,68	—	—	18,46

5.3-jadval

Ikkinchi darajali to'sinning eguvchi momentlari

Kesim raqamlari	X_j	$q l^2_{0i}$ kN·m	β_{ij}		M, kN·m	
			+	-	+	-
0	—	18,46·7,75 ² =1108,8	—	—	—	—
1	0,2 <i>l</i> ₀₁		0,065	—	72,1	—
2	0,4 <i>l</i> ₀₁		0,090	—	99,8	—
2	0,425 <i>l</i> ₀₁		0,091	—	100,9	—
3	0,6 <i>l</i> ₀₁		0,075	—	83,2	—
4	0,8 <i>l</i> ₀₁		0,020	—	22,2	—
5	<i>l</i> ₀₁	1108,8 <i>l</i> ₀₁ = <i>l</i> ₀₂	—	0,0715	—	79,3
5	—		—	0,0715	—	79,3
6	0,2 <i>l</i> ₀₂		0,018	0,026	20,0	28,8
7	0,4 <i>l</i> ₀₂		0,058	0,003	64,3	3,3
7	0,5 <i>l</i> ₀₂		0,0625	—	69,3	—
8	0,6 <i>l</i> ₀₂		0,058	0	64,3	—
9	0,8 <i>l</i> ₀₂	1108,8	0,018	0,02	20,0	22,2
10	<i>l</i> ₀₂		—	0,0625	—	69,3
10	—		—	0,0625	—	69,3
11	0,2 <i>l</i> ₀₂		0,018	0,019	20,0	21,1
12	0,4 <i>l</i> ₀₂		0,058	0,004	64,3	4,4
12	0,5 <i>l</i> ₀₂		0,0625	0	69,3	—



5.6-rasm. Ikkinchi darajali to'sindagi hisobiy zo'riqlashlarning umumlashma epyuralari.

$$Q_B^{np} = Q = \pm 0,5ql_{02} = \pm 0,5 \cdot 18,46 \cdot 7,75 = \pm 71,5 \text{ kN.}$$

To'sinning umumlashma epyuralari 5.6-rasmda berilgan.

Ikkinchi darajali to'sinning mustahkamligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash. To'sin ko'ndalang kesimining avval tanlangan o'lchamlarini ikkinchi tayanchdagi moment ta'siriga tekshirib ko'ramiz. Tayanch atrofida plita cho'zilish holatida bo'lgani sababli hisob to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun bajariladi:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{\frac{M_2}{\gamma_{b2} R_b b_{bm.6}}} = 1,8 \sqrt{\frac{7930000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot (100)}} = 31,4 \text{ sm}$$

$a = 25 \text{ mm}$ va $d = 20 \text{ mm}$ deb qabul qilib, kesimning to'liq balandligini aniqlaymiz:

$h_{bm.6} = h_0 + a + \frac{d}{2} = 31,4 + 2,5 + 1 = 34,9 \text{ sm.}$ Uzil-kesil kesim o'lchamlarini $h_{v.r.b} \times b_{v.r.b} = 40 \times 20 \text{ sm}$ deb qabul qilamiz. Y holda $h_0 = 40 - 2,5 - 1 = 36,5 \text{ sm}$ bo'ladi.

To'sin mustahkamligini quyidagi shart bo'yicha tekshiramiz:

$$Q \leq 0,3\varphi_w, \varphi_{b1} R_b b_{bl.6} h_0,$$

bu yerda $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,855$; $\varphi_{w1} = 1,0$ bo'ladi. Y holda:

$$85,8 \cdot 10^3 \text{ H} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,855 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5 \cdot (100) = 271,5 \cdot 10^3 \text{ N.}$$

Shart qanoatlantirildi, qabul qilingan o'lchamlarda to'sin etarli mustahkamlikka ega ekan.

Ikkinchi darajali to'sinlar oraliqlarda A—III sinfli payvandlangan karkas bilan, tayanchlarda esa Br—I sinfli o'rama simto'r bilan armaturalanadi.

Ishchi armaturaning yuzini 4 ta hisobiy normal kesim uchun aniqlaymiz: ikkinchi va o'rta tayanchlarda to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sin sifatida M_2 va M_4 momentlari bo'yicha (4.19-rasm), birinchi va o'rta oraliqlarda esa tavr kesimli to'sin sifatida M_1 va M_3 momentlari bo'yicha.

To'sinning tavr kesimida nol chizig'ining holatini aniqlaymiz:

$$M = \gamma_{b2} R_b b_f^1 h_{ni} (h_0 - 0,5h_{ni}) = 0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 6(36,5 - 0,5 \cdot 6)(100) = 524,6 \cdot 10^5 \text{ H} \cdot \text{sm} = 524,6 \text{ kN} \cdot \text{m}; M_1 = 100,9 \text{ kN} \cdot \text{m.}$$

Demak, nol chiziq tavrning tokchasidan o'tar ekan, shuning uchun bu kesimni ham kengligi $b_f^1 = 200 \text{ sm}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchakli kesim sifatida hisoblaymiz.

Ishchi armaturaning kesim yuzini aniqlaymiz:

1. Birinchi oraliq uchun ($M_1=100,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$):

$$\alpha_m = \frac{M_1}{\gamma_{b2} R_b b_f h_0^2} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,029$$

4.1-jadvaldan $\zeta = 0,985$.

Armaturaning talab etilgan kesim yuzi:

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{100,9 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,985 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 7,69 \text{ sm}^2$$

6-ilovadagi jadval asosida armaturaning soni va diametrini belgilaymiz:

$$4916 \text{ A-III}, A_s = 8,04 > 7,69 \text{ sm}^2$$

Karkasning ustki sterjenlari konstruktiv ravishda belgilanadi:

$$2910 \text{ A-I}, A_s = 1,57 \text{ sm}^2$$

2. O'rta oraliqlarda ($M_3=69,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 200 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,020; \zeta = 0,99,$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 5,25 \text{ sm}^2$$

Jadvaldan 4914 A-III, $A_s = 6,15 > 5,25 \text{ sm}^2$.

Karkasning ustki sterjenlari A-1 sinfli armaturadan ishlanib, yuzasi hisoblash yo'li bilan aniqlanadi. 2 va 3 oraliqlarda armatura yuzasi 7 va 12 kesimlardagi manfiy momentlar $M_5 = -3,3 \text{ kN}\cdot\text{m}$ va $M_6 = -4,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ bo'yicha aniqlanadi. Hisoblash eng katta moment qiymati bo'yicha amalga oshiriladi.

3-oraliqda:

$$\alpha_m = \frac{4,4 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,013; \xi = 0,994,$$

$$A_s = \frac{4,4 \cdot 10^5}{225 \cdot 0,994 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 0,54 \text{ sm}^2.$$

Konstruktiv nuqtai nazardan quyidagilarni qabul qilamiz:

$$2\varnothing 10A - 1, \quad A_s = 1,57 > 0,54 \text{ sm}^2.$$

3. Birinchi oraliqdagi tayanchda ($M_2 = -79,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$, simto'ring ko'ndalang armaturasi diametri $d = 6 \text{ mm}$, sinfi A—III):

$$\alpha_m = \frac{79,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,228; \quad \xi = 0,869.$$

Talab etilgan armatura yuzasi $A_s = \frac{79,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,869 \cdot 35,5 \cdot (100)} = 7,042 \text{ sm}^2$ bo'lib, eni $b_f^I = 200 \text{ sm}$ bo'lgan tokchaga ikki qavat simto'r ko'rinishida joylashtiriladi. Tokchanning har bir metriga bitta simto'r uchun $A_s^I = \frac{A_s}{b_f^I \cdot 2} = \frac{7,042}{2 \cdot 2} = 1,76 \text{ sm}^2$ yuza to'g'ri keladi. $\frac{4Bp-I-200}{6A-III-150} 4520 \times L$ tipdagi yuzi $A_s = 1,84 < 1,76 \text{ sm}^2$ bo'lgan simto'r qabul qilamiz. Simto'rlarning ishchi ko'ndalang sterjenlarining uzilish joylarini bir tomonda tayanchdan $\frac{l_{02}}{4} = \frac{7750}{4} = 1940 \text{ mm}$, qarama-qarshi tomonda $\frac{l_{01}}{3} = \frac{7750}{3} = 2580 \text{ mm}$ masofada belgilaymiz (5.4-rasm).

4. Qolgan o'rta tayanchlarda ($M_4 = -69,3 \text{ kN} \cdot \text{m}$):

$$\alpha_m = \frac{69,3 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 \cdot (100)} = 0,199; \quad \xi = 0,889.$$

$$A_s = \frac{69,3 \cdot 10^5}{355 \cdot 0,889 \cdot 36,5 \cdot (100)} = 6,01 \text{ sm}^2$$

Yuqoridagi kabi $A_s^I = \frac{6,01}{2 \cdot 2} = 1,5 \text{ sm}^2$. Bunga mos simto'r $\frac{4Bp-I-200}{6A-III-150} 4520 \times L$ bo'lib, yuzi $A_s = 1,84 > 1,5 \text{ sm}^2$.

Ikkinchi darajali to'sinlarni konstruksiyalash. Ikkinchi darajali to'sinlar oraliqda payvandlangan karkaslar bilan, tayanchlarda esa payvandlangan yassi simto'rlar bilan armaturalanadi (4.19; 5.4-rasmlar).

Chetki oraliqlar K-1, ikkinchi oraliqlar K-2, qolgan barcha o'rta oraliqlar K-3 karkasi bilan armaturalanadi. To'sinning birinchi oraliq tayanchlari bir-biriga nisbatan siljigan ikkita C-5, boshqa barcha tayanchlarda C-6 simto'rlari bilan armaturalanadi. C-5 va C-6 simto'rlari asosiy to'sin yo'nalishi bo'ylab yotqiziladi. Bu to'rlarning ko'ndalang sterjenlari ishlovchi hisoblanadi (5.4-rasm).

Bo'ylama ishchi armatura bir qismining uzilish joylari ashyolar epyurasi asosida belgilanib, K-1 uchun 4.19-rasmda tasvirlangan.

K-1 va K-2 hamda K-2 va K-3 karkaslari alohida biriktiruvchi sterjenlar yordamida o'zaro bog'lanadi.

Nazorat savollari

1. Yaxlit (monolit) konstruktsiyalarni qo'llashdan maqsad nima?
2. Qovurg'ali yaxlit temirbeton elementlariga qo'yiladigan umumiy talablar nimalardan iborat?
3. Umumlashma (ogibayushchie) epyurasini qurishdan maqsad nima va u nimalarga bog'liq?
4. Qiya kesimda yoriq paydo bo'lish shartlari qanday?
5. Qiya kesimni mustahkamlikka qanday hisoblanadi?
6. Ko'ndalang armaturalarni ishlatishda qanday konstruktiv talablar qo'yiladi?
7. Yaxlit (monolit) konstruktsiyalarining yig'ma temirbeton konstruktsiyadan farqi nimada?

6 - b o b

BINOLARNING YIG'MA TEMIRBETON ELEMENTLARINI HISOBLASH VA KONSTRUKSIYALASH

6.1. Yig'ma yopmaning tuzilishini belgilash (kompanovka qilish)

Yig'ma yopmaning tuzilishini belgilash jarayonida quyidagi masalalar hal etiladi.

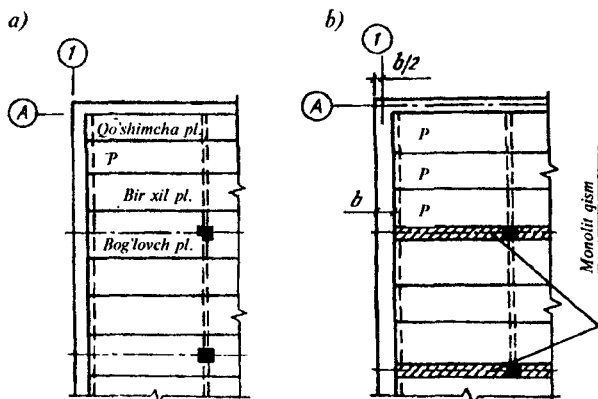
a). **Devorlarni reja o'qlariga bog'lash.** Devorlarni reja o'qlariga bog'lashning «nol» usuliga ko'ra, o'qlar tashqi devorning ichki sirtidan o'tadi (6.1-rasm, a) yoki ichki sirt o'qdan 200, 250, 300 mm masofaga qochiriladi (6.1-rasm, b). Panellarning devorga kirib turadigan qismi 100 mm dan, rigellarniki esa 250 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Rigellar g'ishtli devorning armaturalangan qismiga tayanishi mumkin.

b). **Rigellarni joylashtirish.** Rigellarni binoning uzunasi bo'ylab yoki ko'ndalang tartibda joylashtirish ko'p omillarga, chunonchi iqtisodiy, me'moriy, konstruktiv va texnologik jihatlarga bog'liq. Masalan, bo'ylama devorlarda katta derazalar ko'zda tutilsa, rigellarni ko'ndalang ravishda joylashtirgan ma'qul, shunda binoning ko'ndalang yo'nalishdagi bikirligi ortadi. Boshqa tomondan, agar rigellar bo'ylama yo'nalishda o'rnatilsa, rigellardagi montaj ishlari tejaladi, bino xonalarini yoritishda ham afzalligi bor.

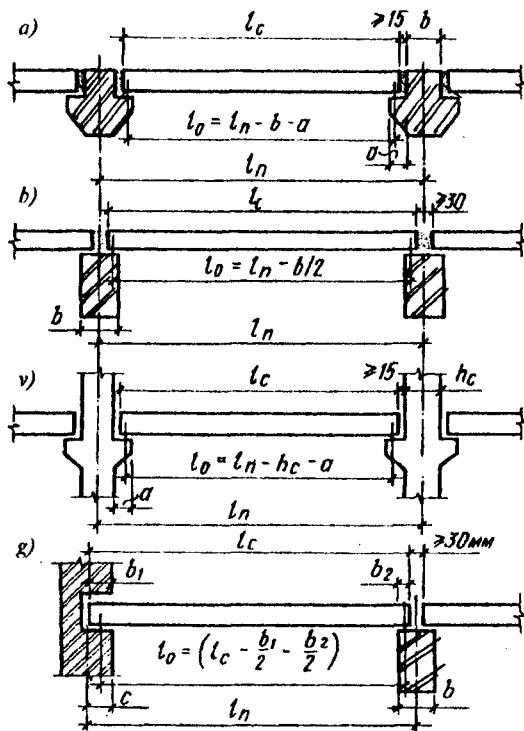
v). **Panel turini tanlash.** Ko'p qavatli binolarda bo'shliqli va qobirg'ali yopma panellar ishlatiladi. Bo'shliqli panellar uy-joy va jamoat binolari qurilishida, qobirg'ali panellar esa ko'pincha sanoat binolari tomrlarida qo'llaniladi.

g). **Rigel ko'ndalang kesimining shaklini tanlash.** Agar panellar rigelning ustiga o'rnatilsa, u holda uning kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida olinadi (6.2-rasm, b). Bunda kesim balandligi $h_p = (1/8 + 1/10)l_c$ atrofida tanlanadi (bu yerda l_c — rigel uzunligi). Panellar tavr shaklli rigelning tokchasiga tayansa, balandlik $h_p = 0,1l_c$ olinishi mumkin. Hisob natijalariga qarab, oldindan qabul qilingan o'lchamlar qoldiriladi yoki o'zgartiriladi.

d). **Ystunlarning ko'ndalang kesim o'lchamlarini tanlash.** Ystunlarning ko'ndalang kesimlari aksariyat hollarda kvadrat shaklida



6.1-rasm. Yopma panellarni joylashtirish namunalari.



6.2-rasm. Panellarning rigelga tayanish usullari.

olinadi va uning kesim o'lchamlari butun imorat balandligi bo'ylab o'zgarishsiz qoladi. Foydali yuk miqdori 6 kN/m^2 gacha bo'lib, qavatlar soni 3 tadan oshmasa, kesimni $300 \times 300 \text{ mm}$, boshqa hollarda $400 \times 400 \text{ mm}$ olsa bo'ladi. Kesim o'lchamlari hisoblash va konstruksiyalash jarayonida o'zgartirilishi mumkin.

e). **Panellarning nominal enini belgilash va ularni joylashtirish.** Bo'shliqli panellarning eni (kengligi)ni 1200 dan 2400 mm gacha, qobirg'ali panellarnikini 1000 dan 1800 mm gacha qabul qilish mumkin. Bunda panel enining o'zgarib borish izchilligi 100 mm ni tashkil etadi. Bog'lovchi panellar enini (turidan qat'i ynazar) 1000 dan 1800 mm gacha olish mumkin. Panellarni joylashtirishda ularning o'lcham bo'yicha xillarini mumkin qadar kamroq olishga, ayni paytda quyma qismlarning kamroq bo'lishiga intilish zarur.

6.2. Yig'ma temirbeton panellarni hisoblash va konstruksiyalash

Qobirg'ali panellarning balandligini 50 mm ga karrali ravishda $h = (1/15 \div 1/20)l$ doirasida, bo'shliqli panellarning balandligini esa 20 mm ga karrali ravishda $h = (1/25 \div 1/30)l$ chegarasida olish tavsiya etiladi. Qobirg'ali panellarning yuqori tokchalari qalinligini 5 mm ga karrali ravishda $35 \div 60 \text{ mm}$ olish lozim. Qobirg'aning pastki qismi kengligi 10 mm ga karrali ravishda $70 \div 100 \text{ mm}$ olinadi. Qobirg'aning yuqori qismi kengligi qobirg'a ichki sirtining 1:10 nisbatda og'ishiga qarab belgilanadi. Bo'shliqli panellar tokchasining minimal qalinligi 5 mm ga karrali ravishda $25 \div 40 \text{ mm}$ olinadi, bo'shliqlar orasidagi qobirg'aning kengligi ham ana shu chegarada bo'ladi. Bo'ylama va ko'ndalang qobirg'alarning tokchaga tutashgan joylariga radiusi 50 mm dan kam bo'lmagan navolar ishlash ko'zda tutiladi. Nominal o'lchamlardan konstruktiv o'lchamlarga o'tayotganda tutashuvchi elementlar orasida qoldiriladigan tirqish ham e'tiborga olinadi. Qobirg'ali va bo'shliqli panellarning yuqori qismi konstruktiv kengligi nominal kenglikdan $40 \div 50 \text{ mm}$ kaltaroq qabul qilinadi. Agar panel rigelning tokchasiga tayanadigan bo'lsa, u holda panelning konstruktiv uzunligi panel bilan rigel devori orasida $15 \div 20 \text{ mm}$ li bo'shliq qoladigan qilib belgilanadi.

Yopma panellarning hisoblash tarhi (sxemasi) bir oraliqli (sharnirli tayangan) balka ko'rinishida olinadi. Panelning hisobiy uzunligi tariqasida uning tayanish yuzalari orasidagi masofa olinadi (6.3-rasm).

Panelga ta'sir etuvchi yuklar. Yopma panellariga doimiy (plita va polning xususiy og'irligi) va muvaqqat (foydali) yuklar ta'sir etadi. Muvaqqat yuklar, o'z navbatida, qisqa va uzoq muddat ta'sir etuvchi

yuklarga bo'linadi. Panelni hisoblash jarayonida 1 m² yuza uchun berilgan yukni pogon-metrda o'lchanadigan yukka o'tkazish lozim bo'ladi. Buning uchun yuzaga oid yukni panel eniga ko'paytiriladi. Panelni chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblashda to'liq hisobiy (doimiy plyus barcha muvaqqat) yukdan, chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblaganda esa uzoq muddat ta'sir etuvchi normativ (doimiy plyus uzoq muddatli muvaqqat) yukdan, qisqa muddatli va to'liq me'yoriy yuklardan foydalaniladi. Yuklarning miqdori me'yor asosida aniqlanadi [10].

Hisobiy zo'riqlashlarni aniqlash. Qobirg'ali va bo'shliqli panellar tekis yoyiq yuk qo'yilgan bir oraliqli statik aniq balka sifatida hisoblanadi. Panel o'rtasidagi maksimal eguvchi moment

$$M = \frac{q_i l_0^2}{8}, \quad (6.1)$$

maksimal ko'ndalang kuch

$$Q = \frac{q_i l_0}{2} \quad (6.2)$$

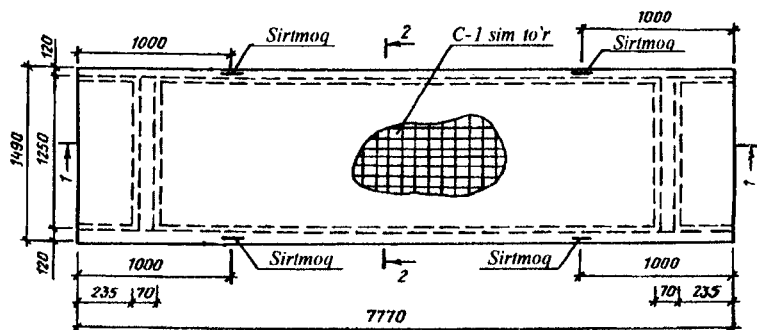
formula yordamida aniqlanadi. Bu yerda q_i — to'liq uzoq muddatli yoki qisqa muddatli yuk, l_0 — panelning hisobiy uzunligi.

Qobirg'ali panellarning tokchasi (tomonlar nisbati ≤ 2 bo'lganda) kontur bo'ylab tayangan plita yoki (tomonlar nisbati > 2 bo'lganda) bo'ylama qobirg'alarga mahkamlangan plita sifatida hisoblanadi. Hisobiy uzunlik sifatida qobirg'alar orasidagi ochiq masofa qabul qilinadi. Plitaning o'rtasida hosil bo'ladigan maksimal eguvchi moment (4.22) formuladan topiladi.

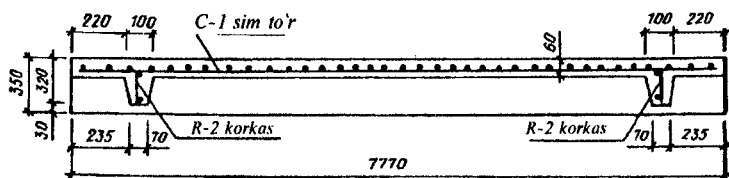
Endi qobirg'ali temirbeton plitani mustahkamlikka qanday hisoblashni ko'rib chiqamiz.

4- misol. Yig'ma yopma elementlarni hisoblash namunalari

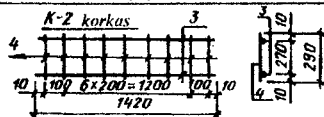
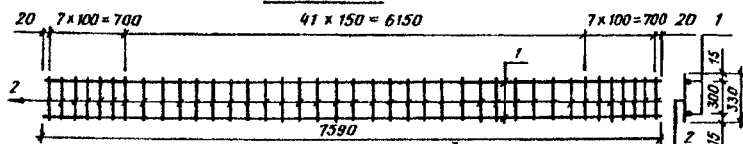
Qobirg'ali yopma plitalarini hisoblash. Qobirg'ali plitaning nominal kengligi 1500 mm bo'lib, oldindan zo'riqtirilgan, beton klassi B40, yorilishbardoshlik bo'yicha uchinchi toifa (kategoriya)ga mansub (ruxsat etilgan yorilish kengligi: qisqa muddat ta'sir etuvchi yuklar uchun $a_{cr} = 0,3$ mm, uzoq muddatli yuklar uchun esa $a_{cr} = 0,2$ mm). A—VI sinfli armatura mexanik ravishda taranglanadi va atmosfera bosimi ostida issiq-nam sharoitda ishlov beriladi. Betonning uzatish mustahkamligi $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28$ MPa. Armaturada oldindan uyg'otilgan kuchlanish $\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \cdot 980 = 784$ MPa. Bu miqdorni hisobda qo'llashdan ilgari uni taranglash aniqligi koeffitsiyenti ($\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp} = 1 \pm 0,1$) ga ko'paytiriladi. Agar oldindan zo'riqtirish plitaga yaxshi ta'sir etsa, ishora manfiy, salbiy ta'sir etsa,



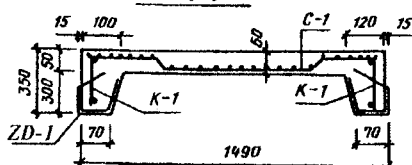
1-1 qism



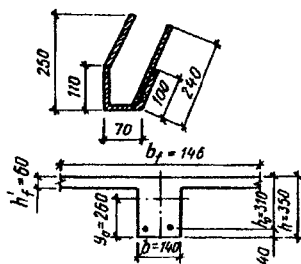
K-1 korkas



2-2 qirgim



ZD-1



6.3-rasm. Yopma plita.

ishora musbat olinadi. Taranglash aniqligi hisobga olinganda oldindan uyg'otilgan kuchlanish $\sigma_{sp} = (1 - 0,1) \cdot 784 = 705$ MPa yoki $\sigma_{sp} = (1 + 0,1)784 = 862$ MPa bo'ladi.

Plitaning hisobiy uzunligi va ko'ndalang kesimi. Rigel ko'ndalang kesimi o'lchamlarini oldindan belgilaymiz:

$$h_p = \frac{1}{10} l_1 = \frac{600}{10} \text{ sm}; \quad b_p = 0,35 h_p = 21 \text{ sm},$$

ammo $b_p=20$ sm deb qabul qilamiz. Rigelning kesimi tavr shaklli bo'lib, pastda joylashgan tokchasining eni 45 sm. Plitalar orasidagi tirqish masofa, shuningdek plita bilan rigel qobirg'asi orasidagi masofa ham $\delta = 15$ mm deb olinsa, plitaning konstruktiv uzunligi $l_k = l_2 - l_p - 2 \cdot 1,5 = 800 - 20 - 3 = 777$ sm bo'ladi. Plitaning hisobiy uzunligini aniqlashda tayanch o'qlari plita uchi bilan 6 sm ni tashkil etadi, deb olinadi: $l_0 = 777 -$

$-2 \cdot 6 = 765$ sm. Plita kesimining balandligi $h = \frac{l_0}{20} = \frac{765}{20} = 38,2$ sm.

$h = 35$ sm deb olamiz. Y holda ishchi balandlik $h_0 = h - a = 35 - 4 = 31$ sm bo'ladi. Bo'ylama qobirg'aning kengligi pastda 7 sm, tepa tokchanning kengligi $b_f = 146$ sm, qalinligi $h'_f = 6$ sm.

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{6}{35} = 0,17 > 0,1 \text{ bo'lgani uchun } b'_f \text{ ham } 146 \text{ sm olinadi.}$$

Keltirilgan kesim qobirg'asining hisobiy kengligi $b = 2 \cdot 7 = 14$ sm (6.3-rasm).

Yopmaning 1 m^2 ga to'g'ri keladigan yuk 6.1-jadvalda keltirilgan.

Eni 1,5 m bo'lgan plitaning har 1m uzunligiga to'g'ri keladigan hisobiy yuk: doimiy yuk $q = 3,42 \cdot 1,5 = 5,13$ kN/m; to'liq yuk $q = 9,12 \cdot 1,5 = 13,68$ kN/m. 1m uzunlikka to'g'ri keladigan normativ yuk: doimiy yuk $g_n = 3,24 \cdot 1,5 = 4,86$ kN/m; to'liq yuk $q_n = 8,24 \cdot 1,5 = 12,36$ kN/m, shu jumladan uzoq muddat ta'sir etuvchi yuk $7,24 \cdot 1,5 = 10,86$ kN/m.

Hisobiy va normativ yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishlar. To'liq hisobiy yukdan hosil bo'lgan eguvchi moment va ko'ndalang kuch

$$M = \frac{ql_0^2}{8} = \frac{13,68 \cdot 7,65^2}{8} = 100,1 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad Q = \frac{13,68 \cdot 7,65}{2} = 52,3 \text{ kN}$$

To'liq normativ yukdan hosil bo'lgan M va Q

$$M = \frac{12,36 \cdot 7,65^2}{8} = 90,4 \text{ kN} \cdot \text{m}; \quad Q = \frac{12,36 \cdot 7,65}{2} = 47,3 \text{ kN}$$

Yzoq muddat ta'sir etuvchi normativ yukdan hosil bo'lgan moment:

1 m² plitaga ta'sir etuvchi yuklar

Yuk turlari	Normativ yuk kN/m ²	Ishonchlilik koeffitsiyentlari		Hisobiy yuk kN/m ²
		γ_f	γ_n	
Doimiy yuklar:				
1. Plitaning xususiy og'irligi	2,5	1,1	0,95	2,61
2. Sement suvoq, $\delta = 2$ sm	0,44	1,2	0,95	0,5
2. Sopol plitka- lar, $\delta = 1,5$ sm	0,30	1,1	0,95	0,31
jami	3,24	—	—	3,42
Muvaqqat (foy- dali) yuk	5,0	1,2	0,95	5,7
Shu jumladan:				
uzoq muddatli	4,0	1,2	0,95	4,56
qisqa muddatli	1,0	1,2	0,95	1,14
To'liq yuk	8,24	—	—	9,12
Shu jumladan:				
uzoq muddatli	7,24	—	—	7,98
qisqa muddatli	1,0	—	—	1,14

$$M = \frac{10,86 \cdot 7,65^2}{8} = 79,4 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Plita tokchasini egilishga hisoblash. Plitaning tokchasi bo'ylama qobirg'alarga tayanib, ko'ndalang yo'nalishda egilishga ishlaydi. Hisoblash uchun 1m kenglikda tasma ajratib olinadi. Qobirg'aning kengligi 10 sm bo'lsa, tokchanning hisobiy uzunligi $l_0 = 146 - 2 \cdot 10 = 126$ sm bo'ladi. 1m uzunlikdagi tasma uchun to'liq hisobiy yuk $q_1 = 9,12 - 2,61 + 0,06 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 8,08 \text{ kN/m}$ (6.1-jadvalga q.). Tokchanning qobirg'aga qisman kirib turishini e'tiborga olsak, hisoblash tasmasida

vujudga keladigan eguvchi moment $M = \frac{8,08 \cdot 1,26^2}{11} = 1,17 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'ladi.

Tokcha kesimining ishchi balandligi $h_0 = h - a = 6 - 1,5 = 4,5 \text{ sm}$. Plitaning tokchasi o'rama simto'r bilan armaturalanadi. Ishchi ko'ndalang armaturaning diametri $d = 4 \text{ mm}$, sinfi Br-1.

Armatura kesim yuzasini topish uchun kerak bo'ladigan koeffitsiyentlarni aniqlaymiz:

$$\alpha_m = \frac{M'}{\gamma_{b2} R_b b h_0^2} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 4,5^2 \cdot (100)} = 0,02; \zeta = 0,99.$$

Armaturaning zaruriy kesim yuzasi

$$A_s = \frac{M'}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,17 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,99 \cdot 4,5 \cdot (100)} = 0,72 \text{ sm}^2$$

Bunga asosan $\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-150} 1450 \times L$ tipdagi simto'rni tanlaymiz, uning yuzasi $A_s = 0,84 > 0,72 \text{ sm}^2$.

Plita mustahkamligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash. Kesim tavr shaklida bo'lib, uning tokchasi siqilish zonasida joylashgan.

$M \leq \gamma_{b2} R_b b'_{\text{f}} h'_{\text{f}} \cdot (h_0 - 0,5h'_{\text{f}})$ shartini tekshirish orqali hisoblash holatini belgilaymiz. $M=100,1 \text{ kNm} < 0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 6(31-0,5 \cdot 6) \times \times (100) = 485,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Shart qanoatlantirildi, demak, neytral o'q tokchadan o'tadi ($x < h'_{\text{f}}$).

Shunga ko'ra kesimni to'g'ri to'rtburchak shaklida olamiz, kengligi $b'_{\text{f}} = 146 \text{ sm}$.

Siqilish zonasida joylashgan qobirg'aning og'ma yoriqlar orasidagi mustahkamligini tekshiramiz:

$$Q \leq 0,3 \varphi_w \varphi_b \gamma_{b2} R_b b h_0.$$

$$Q = 52,3 \text{ kN} < 0,3 \cdot 1,032 \cdot 0,802 \cdot 0,3 \cdot 22 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 213,4 \text{ kN}$$

bu yerda

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha \mu_w = 1 + 5 \frac{21 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} 0,001 = 1,032 < 1,3,$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \gamma_{b2} R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,802,$$

ko'ndalang armaturalash koeffitsiyenti $\mu_w = 0,001$ olingan. Shart qanoatlantirilyapti, demak plita kesimining o'lchamlari etarli darajada.

α_m va ζ ni aniqlaymiz:

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_{b2} R_b b'_{\text{f}} h_0^2} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{0,9 \cdot 22 \cdot 146 \cdot 31^2 (100)} = 0,036; \zeta = 0,981.$$

Betonning siqilish zonasidagi tavsifi

$$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,69.$$

Siqilish zonasidagi betonning nisbiy balandligi chegaraviy qiymati:

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{SR}}{500} (1 - \frac{\omega}{1,1})} = \frac{0,69}{1 + \frac{401}{500} (1 - \frac{0,69}{1,1})} = 0,53;$$

bu yerda

$$\sigma_{SR} = R_s + 400 - \sigma_{SP} - \Delta\sigma_{SP} = 815 + 400 - 705 - 109 = 401 \text{ MPa}$$

$$\Delta\sigma_{SP} = 1500 \frac{\sigma_{SP1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{593}{815} - 1200 = 109 \text{ MPa}$$

σ_{SP1} — agar $\gamma_{SP} < 1,0$ bo'lsa, oldindan zo'riqtirilgan armaturalarda σ_3 , σ_4 va σ_5 yo'qotishlarni hisobga olgan holda aniqlanadi. Ankerlar deformasiyasi tufayli yo'qotish $\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,65}{8500} 19 \cdot 10^4 = 82 \text{ MPa}$, $d=16 \text{ mm}$ bo'lganda

$$\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 16 = 3,65 \text{ mm} \quad l = 8500 \text{ mm}$$

qolipdagi mahkamlagichning tashqi qirralari orasidagi masofa; $\sigma_5=30 \text{ MPa}$ — po'lat qoliplarning deformasiyalanishidan hosil bo'lgan yo'qotish; $\sigma_4=0$. Y holda

$$\sigma_{SP1} = \sigma_{SP} - \sigma_3 - \sigma_5 = 705 - 82 - 30 = 593 \text{ MPa}.$$

Binobarin, $\xi = 0,036 < \xi_R = 0,53$. Armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti

$$\gamma_{S6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,1 - (1,1 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,036}{0,53} - 1 \right) = 1,186.$$

(biroq η_1 dan oshmasligi kerak), bu yerda A-VI sinfli armatura uchun $\eta_1 = 1,1$. Shuning uchun $\gamma_{S6} = 1,1$ olinadi.

Bo'ylama qobirg'alardagi oldindan zo'riqtirilgan armaturaning kesim yuzasi

$$A_{SP} = \frac{M}{\gamma_{S6} R_s \xi h_0} = \frac{100,1 \cdot 10^5}{1,1 \cdot 815 \cdot 0,981 \cdot 31 \cdot (100)} = 3,67 \text{ sm}^2$$

6-ilova asosida $2\phi 16 \text{ A} - \text{VI}$, $A_s = 4,02 > 3,67 \text{ sm}^2$ qabul qilinadi.

Plita mustahkamligini qiya kesimlar bo'yicha hisoblash. Tayanchdagi maksimal ko'ndalang kuch

$$Q = 52,3 \text{ kH}. \quad c = 0,25l_0 = 0,25 \cdot 7,65 = 1,91 \text{ m}$$

bo'lganda, qiya kesimdagi beton qabul qila oladigan ko'ndalang kuch

$$Q_{b4} = \frac{M_b}{C} = \frac{48,5}{1,91} = 25,4 \text{ kN}$$

bo'ladi. Bu yerda

$$M_b = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{br} R_{br} b h_0^2 = 2 (1 + 0,09 +$$

$$+0,34)0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2(100) = 48,5 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

$(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ ning qiymati 1,5 dan katta olinmaydi.

$$\varphi_f = \frac{0,35 \cdot 3 h_f' h_f'}{b h_0} = \frac{0,35 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 6}{14 \cdot 31} = 0,09 < 0,5;$$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{\gamma_{b2} R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{183,6 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100)} = 0,34 < 0,5.$$

Barcha yo'qotishlar hisobga olinsa va $\gamma_{sp} = 0,9$ bo'lsa, siqilish zo'riqishi $P_2 = 0,9 \cdot 204 = 183,6 \text{ kN}$ bo'ladi.

$$Q_{b4} = 25,4 \text{ kH} < Q_{b,\min} = 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) \gamma_{b2} R_b b h_0 = \\ = 0,6 \cdot 1,43 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31 \cdot (100) = 46,9 \text{ kN}$$

bo'lgani uchun $Q_{b4} = Q_{b,\min} = 46,9 \text{ kN}$ deb qabul qilamiz. $Q_{\max} \leq Q_{b4}$ sharti bajarilmadi, shuning uchun hisoblash yo'li bilan ko'ndalang armatura tanlashimiz zarur:

$$q = g + \frac{P}{2} = 5,13 + \frac{5,7 \cdot 1,5}{2} = 9,4 \text{ kN/m};$$

$$Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q} = 2\sqrt{48,5 \cdot 9,4} = 42,7 \text{ kN};$$

$$\frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{42,7}{0,6} = 71,2 \text{ kN}.$$

$Q_{\max} = 52,3 < 71,2 \text{ kN}$ bo'lgani uchun ko'ndalang armaturaning zaruriy zo'riqishi quyidagi formuladan topiladi:

$$q_{sw} = \frac{Q_{\max}^2 - Q_{b1}^2}{4M} = \frac{52,3^2 - 42,7^2}{4 \cdot 48,5} = 4,7 \text{ kN / m}.$$

Bu miqdor $\frac{Q_{\max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{52,3 - 42,7}{2 \cdot 0,31} = 15,5 \text{ kN/m}$ dan kam bo'lmashligi kerak. Shuning uchun $q_{sw} = 15,5 \text{ kN/m}$ deb qabul qilamiz.

Xomutlar orasidagi masofa (xomutlar qadami) tayanch yaqinida

$\frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17,5 \text{ sm}$, lekin 15 sm dan oshmasligi; oraliqda esa $\frac{3}{4}h = \frac{3}{4}35 = 26,3 \text{ sm}$, biroq 50 sm dan oshmasligi lozim. Tayanch yaqinida yo'l qo'yiladigan eng katta qadam:

$$S_{\max} = \frac{1,5(1+\varphi_n)\gamma_{b2}R_{bt}bh_0^2}{Q_{\max}} = \frac{1,5 \cdot 1,34 \cdot 0,9 \cdot 1,4 \cdot 14 \cdot 31^2 \cdot (100)}{52,3 \cdot 10^3} = 65,2 \text{ sm.}$$

Yuqoridagi shartga binoan xomutlar qadamini tayanch yaqinida $S_1 = 15 \text{ sm}$, oraliqda esa $S_2 = 25 \text{ sm}$ deb qabul qilamiz. Y holda

$$\text{ko'ndalang armatura yuzasi } A_{sw} = \frac{q_{sw}S_1}{R_{sw}} = \frac{15,5 \cdot 15 \cdot (10)}{265(100)} = 0,1 \text{ sm}^2 \text{ bo'ladi.}$$

Bunga asosan $2\phi 4 \text{ Br}-1$ ($A_s = 0,25 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi. Har bir bo'ylama qobirg'a diametri 10 mm bo'lgan A-1 sinfli sterjendan tayyorlangan karkas bilan armaturalanadi. Ko'ndalang armatura hosil bo'ladigan haqiqiy zo'riqish

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_1} = \frac{265 \cdot 0,25 \cdot (100)}{15} = 442 \text{ N/sm} = 44,2 \text{ kN/m}$$

bo'ladi.

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b\min}}{2h_0} = \frac{46,9}{2 \cdot 0,31} = 756,5 \text{ N/sm} = 75,6 \text{ kN/m}$$

sharti qanoatlantirilmadi. Shuning uchun M_b ning qiymatini o'zgartiramiz:

$$M_b 2h_0^2 \cdot q_{sw} \frac{\phi_{b2}}{\phi_{b3}} = 2 \cdot 31^2 \cdot 44,2 \frac{2}{0,6} = 28,3 \text{ kN/m,}$$

$$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 31 = 62 \text{ sm}$$

deb olamiz. $0,56q_{sw} = 0,56 \cdot 44,2 = 24,8 > q_1 = 9,4 \text{ kN/m}$ bo'lgani uchun eng nobop og'ma kesimning proyeksiyasini quyidagi ifodadan topamiz:

$$c = \frac{M_b}{q_1} = \frac{28,3}{9,4} = 1,74 \text{ m. } \frac{\phi_{b2}}{\phi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0,6} 0,31 = 1,03 \text{ m}$$

bo'lganligi sababli $c = 1,03 \text{ m}$ va $Q_b = Q_{b\min} = 46,9 \text{ kN}$ deb qabul qilamiz va $Q_b + q_{sw}c_0 \geq Q$ shartini tekshiramiz. Bu yerda Q qiya kesimning uchidagi ko'ndalang kuch bo'lib,

$$Q = Q_{\max} - q_1 c = 52,3 - 9,4 \cdot 1,03 = 42,6 \text{ kN bo'ladi.}$$

$Q_b + q_{sw}c_0 = 46,9 + 44,2 \cdot 0,62 = 74,3 \text{ kN} > Q = 42,6 \text{ kN}$ sharti bajariladi.
Demak, plitaning qiya kesim bo'yicha mustahkamligi etarli darajada ekan.

Keltirilgan kesimning geometrik tavsiflari. Elastiklik modullari nisbati

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{19 \cdot 10^4}{32,3 \cdot 10^3} = 5,85.$$

Keltirilgan kesim yuzasi (6.3-rasmdan) $A_{red} = A_b + \alpha A_{sp} = 146 \cdot 6 + 14 \cdot 29 + 5,85 \cdot 4,02 = 1306 \text{ sm}^2$.

Keltirilgan kesimning pastki qirradan o'tgan o'qqa nisbatan statik momenti $S_{red} = 146 \cdot 6 \cdot 32 + 14 \cdot 29 \cdot 14,5 + 5,85 \cdot 4,02 \cdot 4 = 34013 \text{ sm}^3$.
Keltirilgan kesimning og'irlik markazi masofalari

$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{34013}{1306} = 26 \text{ sm}$; $h - y_0 = 35 - 26 = 9 \text{ sm}$. Keltirilgan kesimning inersiya momenti

$$J_{red} = J_b + \alpha J_{sp} = \frac{14,6 \cdot 6^3}{12} + 6^2 \cdot 146 \cdot 6 + \frac{14 \cdot 29^3}{12} \cdot 11,5^2 \cdot 14 \cdot 29 + 22^2 \cdot 5,85 \cdot 4,02 = 127694 \text{ sm}^4$$

Keltirilgan kesimning pastki va ustki yuzalari qarshilik momentlari

$$W_{red} = \frac{J_{red}}{y_0} = \frac{127694}{26} = 4911 \text{ sm}^3; \quad W'_{red} = \frac{J_{red}}{h - y_0} = \frac{127694}{9} = 14188 \text{ sm}^3.$$

Keltirilgan kesimning cho'zilish zonasi bo'yicha elastik-plastik qarshilik momenti: foydalanish bosqichida $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4911 = 8594 \text{ sm}^3$; tayyorlash va siqilish bosqichida $W_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,5 \cdot 14188 = 21282 \text{ sm}^3$. Tokchasi siqilish zonasida joylashgan tavr yoki to'g'ri to'rtburchakli kesimlar uchun $\gamma = 1,75$; tokchasi cho'zilish zonasida joylashgan tavr shaklli kesimlar uchun $\gamma' = 1,5$.

Keltirilgan kesimning og'irlik markazidan ustki va pastki yadro nuqtalarigacha bo'lgan masofalar:

$$r = \varphi_n \frac{W_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{4911}{1306} = 3,2 \text{ sm};$$

$$r' = \varphi_n \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,85 \frac{14188}{1306} = 9,2 \text{ sm};$$

bu yerda $\varphi_n = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 1,6 - 0,75 = 0,85$ bo'lib, $\frac{\sigma_b}{R_{b,ser}} = 0,75$ deb qabul qilingan.

Oldindan zo'riqtirilgan armaturadagi yo'qotishlar 3.4-paragraf asosida aniqlanadi. Bunda armaturaning taranglanish aniqligi $\gamma_{sp}=1,0$ olinadi.

Birlamchi yo'qotishlar (betonni siqishdan ilgari sodir bo'ladigan):

— sterjenli armaturani mexanik usulda taranglaganda kuchlanishlar relaksasiyasi (kamayishi) tufayli yo'qotish $\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 784 - 20 = 58,4$ MPa;

— taranglangan armatura bilan tirgak haroratlari orasidagi farq tufayli yo'qotish $\sigma_2 = 0$ (chunki harorat bir xil);

— taranglovchi uskuna ankerlarining deformasiyasi tufayli yo'qotish $\sigma_3 = 82$ MPa (plitaning normal kesimlari hisobiga qaralsin);

— armaturadagi ishqalanish tufayli yo'qotish $\sigma_4 = 0$ (chunki ishqalanish yo'q);

— po'lat qolipning deformasiyalanishi tufayli yo'qotish $\sigma_5 = 30$ MPa.

Yo'qotishlar yig'indisi

$\sigma_{cosl} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 = 58,4 + 82 + 30 = 170,4$ MPa. Armatura bo'shaltilganda betonda hosil bo'ladigan siqilish zo'riqishi

$P_0 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{cosl}) = 4,02(784 - 170,4)(100) = 246,7$ kN. Bu zo'riqish bilan keltirilgan kesim og'irlik markazi orasidagi yelka $e_{op} = y_0 - a = 26 - 4 = 22$ sm.

Betondagi siqilish kuchlanishi

$$\sigma_{bp} = \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 y_0 e_{op}}{J_{red}} = \left(\frac{246700}{1306} + \frac{246700 \cdot 22 \cdot 26}{127694} \right) \frac{1}{(100)} = 13 \text{ MPa.}$$

Y holda $\sigma_{bp} / R_{bp} = \frac{13}{28} = 0,46 \leq 0,75$ bo'ladi.

Plitaning xususiy og'irligidan hosil bo'lgan moment $M_{c.b} = \frac{2,5 \cdot 1,5 \cdot 7,65^2}{8} = 27,4$ kN m ni hisobga olganda, taranglangan armatura zo'riqishi P_0 ta'sirida betonda vujudga kelgan siqilish kuchlanishi

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_0}{A_{red}} + \frac{P_0 e_{op}^2}{J_{red}} - \frac{M_{c.b} \cdot e_{op}}{J_{red}} = \\ &= \frac{246700}{1306(100)} + \frac{246700 \cdot 22^2}{127694(100)} - \frac{27,4 \cdot 10^5 \cdot 22}{127694(100)} = 6,5 \text{ MPa.} \end{aligned}$$

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{6,5}{28} = 0,23$ bo'lganda, betonning tezkor tob tashlashi natijasida armaturadagi kuchlanishlar yo'qolishi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\sigma_6 = 0,85 \cdot 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0,85 \cdot 40 \cdot 0,23 = 7,8 \text{ MPa.}$$

Birlamchi yo'qotishlar

$\sigma_{los,1} = \sigma'_{\text{cost}} + \sigma_6 = 170,4 + 7,8 = 178,2 \text{ MPa}$. Birlamchi yo'qotishlar hisobga olinganda, betonda hosil bo'ladigan siqilish zo'riqishi $P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los,1}) = 4,02(784 - 178,2) \times (100) = 243,5 \text{ kN}$; bu zo'riqishdan hosil bo'lgan betondagi maksimal siqilish kuchlanishi

$$\sigma_{bp} = \left(\frac{243500}{1306} + \frac{24350022 \cdot 26}{127694} \right) \cdot \frac{1}{(100)} = 12,8 \text{ MPa;}$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{12,8}{28} = 0,46.$$

Ikkilamchi yo'qotishlar (siqilish zo'riqishlari betonga uzatilgandan keyin sodir bo'ladigan):

— betonning kirishishidan hosil bo'ladigan yo'qotishlar $\sigma_8 = 40 \text{ MPa}$;

— betonning tob tashlashidan hosil bo'ladigan yo'qotish $\sigma_9 = 150\alpha \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,46 = 58,7 \text{ MPa}$, bu yerda bug' bilan ishlov berilgan beton uchun $\alpha = 0,85$.

Ikkilamchi yo'qotishlar $\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 58,7 = 98,7 \text{ MPa}$.

To'liq yo'qotishlar $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 178,2 + 98,7 = 276,9 \text{ MPa} > 100 \text{ MPa}$.

To'liq yo'qotishlar e'tiborga olinganda, siqilish zo'riqishi $P_2 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 4,02(784 - 276,9) \cdot (100) = 204 \text{ kN}$ bo'ladi.

Qobirg'ali yig'ma plitani konstruksiyalash. Qobirg'ali plitalarda oldindan zo'riqtirilgan asosiy ishchi armatura qobirg'alarga joylanadi. Plitaning tokchasi (supachasi) simto'r bilan, ko'ndalang qobirg'alari payvandlangan yassi karkaslar bilan qoplanadi. Oldindan zo'riqtirilgan armatura sifatida davriy profilli A-VI sinfli po'lat sterjen ishlatiladi.

Plita tokchasiga yotqiziladigan payvandlangan simto'r Br-I sinfli oddiy simdan tayyorlanadi. Bo'ylama va ko'ndalang qobirg'alarining yassi karkaslari A-III sinfli davriy profilli sterjenlardan ishlanadi. Montaj armaturasiga A-I sinfli armatura ishlatiladi. Barcha armaturalar GOST 5781-82 bo'yicha olinadi. Plitani armaturalash tartibi 6.3-rasmda tasvirlangan.

Plitaning g'isht devorga tayanish uzunligi hisoblash yo'li bilan belgilanadi. Bunda devorning o'sha qismi siqilishga hisoblanadi.

Tayanish uzunligi har qanday holda ham 120 mm dan kam bo'lmashligi lozim.

Plitalar rigellarga tayanadi. Ko'p oraliqli-uzluksiz rigellarni qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz

5-misol. Rigel (sarrov)larni hisoblash

Hisoblash tarxi va yuklar. Karkasning bikirligini oshirish, ashyolarni tejash, yopmaning konstruktiv balandligini kichraytirish maqsadida sarrovlarni uzluksiz (ko'p oraliqli) qilib loyihalash tavsiya etiladi. Yig'ma temirbeton elementlardan tashkil topgan sarrovlarning uzluksizligini ta'minlash uchun ulanadigan elementlarning uchlariga mahkamlangan metall taxtachalar bir-biriga payvandlanadi, so'ng betonlanadi.

Uch oraliqli ramaning sarrovlarini hisoblash tartibi bilan tanishib o'tamiz. Sarrovning hisoblash tarxini uch oraliqli uzluksiz balka ko'rinishida qabul qilamiz. Chetki sarrovlarning bir uchi devorga 30 sm kirib turadi, ikkinchi uchi ustunga tayanadi. O'rta sarrovning ikkala uchi ustunga tayanadi. Sarrovlar oddiy temirbetondan tayyorlanib, chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblanadi. Hisob jarayonida armatura va betonda hosil bo'lishi mumkin bo'lgan plastik sharnir va u tufayli eguvchi momentning qayta taqsimlanishi e'tiborga olinadi. Sarrovlarning hisobiy uzunliklari tayanch o'qlari orasidagi masofaga teng bo'ladi: chetki sarrovlar uchun $l_{o1} = 600 - 25 + \frac{30}{3} = 585$ sm; o'rta oraliqdagi sarrov uchun $l_{o2} = 600$ sm. Sarrov kesimining shakli va o'lchamlari 6.4-rasmda ko'rsatilgan.

Sarrovga qobirg'ali plitalarning og'irligi tayanch nuqtalarda yig'iq kuch sifatida, o'zining og'irligi esa tekis yoyiq kuch sifatida ta'sir etadi. Agar sarrovga to'rttadan ortiq yig'iq kuch qo'yilgan bo'lsa, ularni tekis yoyiq kuch sifatida qabul qilib, hisobiy ichki kuchlar M va Q larni 2-ildovadan topish mumkin. Biz ko'rayotgan misolda (6.4-rasm) sarrovga doimiy G va muvaqqat P kuchlardan tashkil topgan 4 ta kuch qo'yilgan. Bu misolda sarrovning xususiy og'irligidan tashkil topgan tekis yoyiq kuch ham tegishli joylarda to'planib, yig'iq kuch holiga keltirilgan va boshqa yuklardan hosil bo'lgan yig'iq kuchlarga qo'shilgan.

Hisobiy yuklarni aniqlaymiz. Yuk maydonchasi G_1 va P_1 uchun $1,5 \times 8$ m; G_2 va P_2 uchun $1,05 \times 8$ m.

Plitaning xususiy og'irligi, pol konstruksiyasi (6.1-jadval) va sarrovning xususiy og'irligidan hosil bo'lgan doimiy yuk:

Sarrovni hisoblash tarhi 6.4-rasmda berilgan.

Hisobiy yuklardan hosil bo'lgan zo'riqishlar. Sarrovning statik hisobi bilan tanishib o'tamiz. Tayanch momentlarini 3-ilova asosida aniqlaymiz, bunga ko'ra har qanday simmetrik tashqi yuk intensivligi P_{ek} bo'lgan tekis yoyiq kuch bilan almashtiriladi. Chapdagi tayanchdan x masofada yotgan kesimdagi ichki kuchlar quyidagi formuladan topiladi:

$$\text{eguvchi momentlar} \quad M_X = M_X^0 + \frac{M_{n-1}(l_n - X)}{l_n} + \frac{M_n X}{l_n};$$

$$\text{ko'ndalang kuchlar} \quad Q_X = Q_X^0 + \frac{M_n - M_{n-1}}{l_n} \cdot X.$$

Izlanayotgan tayanch reaksiyasini (masalan, n -tayanch uchun) quyidagi formuladan aniqlash mumkin: $R_n = [Q_{n+1}]_{x=0} - [Q_n]_{x=l_n}$. Yuqoridagi formulalarda M_X^0 va Q_X^0 —oddiy balkadagi tashqi yuklardan hosil bo'lgan eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar; M_{n-1} va M_n sarrovning chap va o'ng tayanchlaridagi momentlari; Q_{n+1} va Q_n tayanchning o'ng va chap qismidagi ko'ndalang kuchlar.

Eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar doimiy yuk (Π) va muvaqqat yuklarning turli xil ko'rinishlari (B_1, B_2, B_3, B_4) uchun alohida hisoblab topiladi, so'ngra tegishli holda (ya'ni $\Pi+B_1$; $\Pi+B_2$; $\Pi+B_3$; $\Pi+B_4$ ko'rinishida) jamlanadi (6.2-jadval).

Sarrovga doimiy yuk qo'yilgan hol (6.5-rasm, Π).

Tayanch momentlari (2-ilova)

$M_b = M_c = -0,1 P_{ek} l_0^2 = -0,1 \cdot 33,3 \cdot 6,0^2 = -119,9 \text{ kNm};$
 bu yerda $P_{ek} = 33 \text{ G/8 l}_0 = 33 \cdot 48,4 / 8 \cdot 6 = 33,3 \text{ kN/m}$ (6.2-jadval).

Birinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari

$$A'_1 = \frac{33,9 \cdot 5,25 + 48,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 86,3 \text{ kN},$$

$$B'_1 = \frac{33,9 \cdot 0,6 + 48,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 92,8 \text{ kN}.$$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{11} = 86,3 \cdot 0,6 - \frac{119,9 \cdot 0,6}{5,85} = 39,5;$$

$$M_{12} = 86,3 \cdot 2,1 - 33,9 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 2,1}{5,85} = 87,3;$$

$$M_{13} = 86,3 \cdot 3,6 - 33,9 \cdot 3 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9 \cdot 3,6}{5,85} = 62,6 ;$$

$$M_{14} = 86,3 \cdot 5,1 - 33,9 \cdot 4,5 - 48,4(3 + 1,5) - \frac{119,9 \cdot 5,1}{5,85} = -34,8 \cdot$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{A-11} = 86,3 - \frac{119,9}{5,85} = 65,8 ; \quad Q_{11-12} = 86,3 - 33,9 - \frac{119,9}{5,85} = 31,9 ;$$

$$Q_{12-13} = 86,3 - 33,9 - 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -16,5 ;$$

$$Q_{13-14} = 86,3 - 33,9 - 2 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -64,9 ;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 86,3 - 33,9 - 3 \cdot 48,4 - \frac{119,9}{5,85} = -113,3.$$

Ikkinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari
 $B_2 = C_2 = 48,4 \cdot 2 = 96,8$ kN. Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{21} = 96,8 \cdot 0,75 - \frac{119,9(6 - 0,75)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 0,75}{6,0} = -47,3 ;$$

$$M_{22} = 96,8 \cdot 2,25 - 48,4 \cdot 1,5 - \frac{119,9(6 - 2,25)}{6,0} - \frac{119,9 \cdot 2,25}{6,0} = 25,3 \cdot$$

Qolgan qiymatlar ikkinchi oraliqlar o'rtasiga nisbatan simmetrik ravishda aniqlanadi. Ko'ndalang kuchlar:

$$Q_{B-21} = B_2 = 96,8 + \frac{(-119,9) + 119,9}{6} = 96,8 ;$$

$$Q_{21-22} = 96,8 - 48,4 + 0 = 48,4 ; \quad Q_{22-23} = 96,8 - 2 \cdot 48,4 + 0 = 0 ;$$

$$Q_{23-24} = 96,8 - 3 \cdot 48,4 + 0 = -48,4 ; \quad Q_{C-24} = C_2 = 96,8 - 4 \cdot 48,4 = -96,8 .$$

Sarrovning mumkin bo'lgan variantlarda muvaqqat yuk bilan yuklash.

Birinchi oraliq (6.5-rasm, B_1)

Tayanch momentlari (2-ilova)

$$M_B = -0,067 P_{ek} l_0^2 = -0,067 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -110,5 \text{ kN} \cdot \text{m} ;$$

$$M_C = 0,017 P_{ek} l_0^2 = 0,017 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = 28 \text{ kN} \cdot \text{m} ;$$

bu yerda $P_{ek} = \frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l_0} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{5,85} = 48,2 \text{ kN/m}.$

Birinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari

$$A'_1 = \frac{47,9 \cdot 5,25 + 68,4(3,75 + 2,25 + 0,75)}{5,85} = 121,9 \text{ kN};$$

$$B'_1 = \frac{47,9 \cdot 0,6 + 68,4(2,1 + 3,6 + 5,1)}{5,85} = 131,2 \text{ kN}.$$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{110,5 \cdot 0,6}{5,85} = 61,8;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 2,1}{5,85} = 144,4;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{110,5 \cdot 3,6}{5,85} = 124,5;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4 \cdot (3 + 1,5) - \frac{110,5 \cdot 5,1}{5,85} = 2,0.$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{110,5}{5,85} = 103;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{110,5}{5,85} = 55,1;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -13,3;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -81,7$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{110,5}{5,85} = -150,1.$$

Ikkinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari
 $B'_2 = C'_2 = 0.$

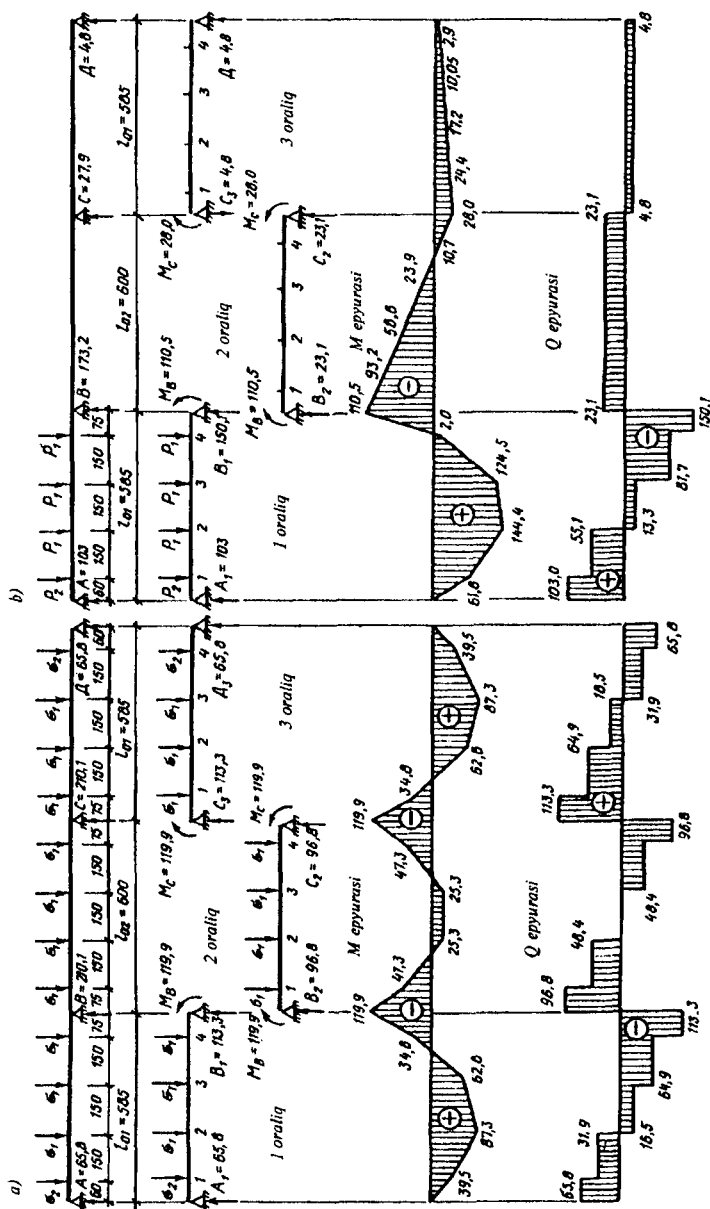
Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{21} = -\frac{110,5(6 - 0,75)}{6} + \frac{28 \cdot 0,75}{6} = -93,2;$$

$$M_{22} = -\frac{110,5(6 - 2,25)}{6} + \frac{28 \cdot 2,25}{6} = -58,6;$$

$$M_{23} = -\frac{110,5(6 - 3,75)}{6} + \frac{28 \cdot 3,75}{6} = -23,9;$$

$$M_{24} = -\frac{110,5(6 - 5,25)}{6} + \frac{28 \cdot 5,25}{6} = 10,7.$$



6.5-rasm. Yuklangan rigellarda hisobiy zo'riqish epyuralarini qurish:
 $G_1 = 48,4$ kN; $G_2 = 33,9$ kN bilan yuklanganda; b – birinchi oraliq muvaqqat yuk
 ($P_1 = 68,4$ kN; $P_2 = 47,9$ kN) bilan yuklanganda.

Rigel kesimlarida hisobiy yuklar ta'sirida hosil bo'lgan eguvchi momentlar

Yuklar		Yuklanish tarhi	Momentlarning qiymatlari, kNm														Iayanchlarda	
			oraliqlarda															
			M ₁₁	M ₁₂	M ₁₃	M ₁₄	M ₂₁	M ₂₂	M ₂₃	M ₂₄	M ₃₁	M ₃₂	M ₃₃	M ₃₄	M _V	M _C		
II		39,5	87,3	62,6	34,8	47,3	25,3	25,3	47,3	34,8	62,6	87,3	39,5	119,9	119,9			
B ₁		61,8	144,4	124,5	2,0	93,2	58,6	23,9	10,7	24,4	17,2	10,1	2,9	110,5	28,0			
B ₂		-8,7	30,4	52,1	73,8	18,0	120,6	120,6	18,0	73,8	52,1	30,4	8,7	84,6	84,6			
B ₃		64,7	154,5	141,7	26,4	82,5	82,5	82,5	82,5	26,4	141,7	154,5	64,7	82,5	82,5			
B ₄		52,7	111,2	67,6	78,7	82,2	56,8	93,3	27,1	50	35,3	20,6	5,9	20,3	57,3			
Yuklarni lathlar bo'yicha qo'shish	II + B ₁	101,3	231,7	187,1	32,8	140,5	33,3	1,4	36,6	10,4	79,8	97,3	42,4	230,4	-91,9			
	II + B ₂	30,8	56,9	10,5	108,6	29,3	145,9	145,9	29,3	108,6	10,5	56,9	30,8	204,5	204,5			
	II + B ₃	104,2	241,8	204,3	-8,4	129,8	57,2	57,2	129,8	-8,4	204,3	241,8	104,2	202,4	202,4			
	II + B ₄	91,8	198,5	130,2	113,5	129,5	82,1	118,6	20,2	84,8	27,3	66,7	33,6	322,9	177,2			

$$\text{Ko'ndalang kuchlar } Q_{B-21} = Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = Q_{24-C} = B_2 = C_2 = \frac{28 - (-110,5)}{6} = 23,1 \text{ kN.}$$

Ychinch i oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari $C_3' = D_3' = 0$.

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{31} = \frac{28(5,85 - 0,75)}{5,85} = 24,4; \quad M_{32} = \frac{28(5,85 - 2,25)}{5,85} = 17,2;$$

$$M_{33} = \frac{28(5,85 - 3,75)}{5,85} = 10,05; \quad M_{34} = \frac{28(5,85 - 5,25)}{5,85} = 2,9.$$

$$\text{Ko'ndalang kuchlar: } Q_{C-31} = Q_{31-32} = Q_{32-33} = Q_{33-34} = Q_{34-D} = C_3 = D_3 = -\frac{28}{5,85} = -4,8 \text{ kN.}$$

Ikkinchi oraliq BC ni muvaqqat yuk bilan yuklash (6.6-rasm, B_2).

Tayanch momentlari (2-ilova):

$$M_B = M_C = -0,05 P_{ek} l_0^2 = -0,05 \cdot 47 \cdot 6^2 = -84,6 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$\text{bu yerda } P_{ek} = \frac{33}{8} \cdot \frac{68,4}{6} = 47,0 \text{ kN/m.}$$

Birinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari $A_1' = B_1' = 0$.

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{11} = -\frac{84,6 \cdot 0,6}{5,85} = -8,7; \quad M_{12} = -\frac{84,6 \cdot 2,1}{5,85} = -30,4;$$

$$M_{13} = -\frac{84,6 \cdot 3,6}{5,85} = -52,1; \quad M_{14} = -\frac{84,6 \cdot 5,1}{5,85} = -73,8.$$

Ko'ndalang kuchlar:

$$Q_{A-11} = Q_{11-12} = Q_{12-13} = Q_{13-14} = B_1 = -\frac{84,6}{5,85} = -14,5 \text{ kN.}$$

Ikkinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari $B_2' = C_2' = 2 \cdot 68,4 = 136,8 \text{ kN}$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{84,6(6-0,75)}{6} - \frac{84,6 \cdot 0,75}{6} = 18,0;$$

$$M_{22} = 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{84,6(6-2,25)}{6} - \frac{84,6 \cdot 2,25}{6} = 120,6.$$

Qolgan qiymatlar ikkinchi oraliqning o'rtasiga nisbatan simmetrik ravishda aniqlanadi. Ko'ndalang kuchlar:

$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-84,6) - (-84,6)}{6} = 136,8;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 0 = 68,4;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 3 \cdot 68,4 + 0 = -68,4;$$

$$Q_{22-23} = 136,8 - 2 \cdot 68,4 + 0 = 0;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 4 \cdot 68,4 = -136,8.$$

Ychinch i oraliqdagi qiymatlar birinchi oraliq bilan bir xil bo'ladi.

Birinchi va uchinch i oraliqlarni muvaqqat yuk bilan yuklash (6.6-rasm, B₃). Tayanch momentlari:

$$M_B = M_C = -0,05 P_{ek} l_0^2 = -0,05 \cdot 48,2 \cdot 5,85^2 = -82,5 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Birinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari

$$A'_1 = 121,9 \text{ kN}; \quad B'_1 = 131,2 \text{ kN}.$$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{82,5 \cdot 0,6}{5,85} = 64,7;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 2,1}{5,85} = 154,5;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 4,69 \cdot 3 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{82,5 \cdot 3,6}{5,85} = 141,7;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{82,5 \cdot 5,1}{5,85} = 26,4.$$

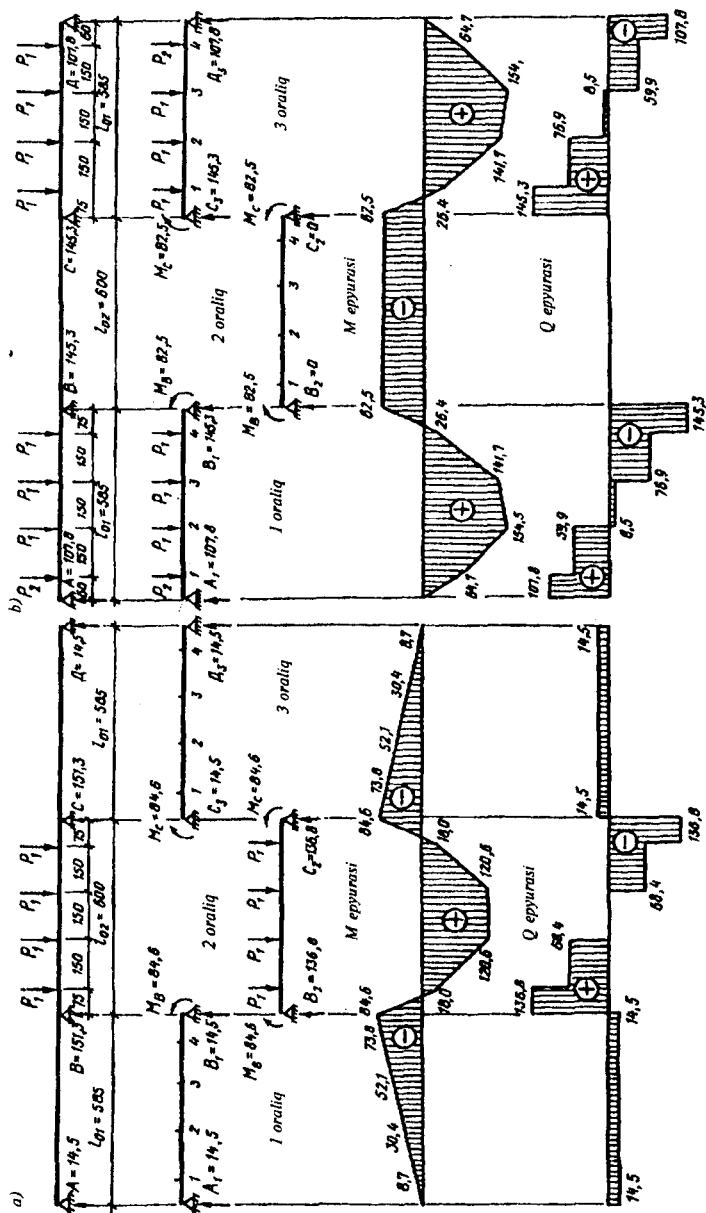
Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{82,5}{5,85} = 107,8;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{82,5}{5,85} = 59,9;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -8,5;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -76,9;$$



6.6-*rasm*. Muvaqqat yuk bilan yuklangan rigeldagi hisobiy zo'riqlar epyurasini qurish:
a – birinchi oraliq yuklanganda; b – birinchi va uchinchi oraliqlar yuklanganda ($P_1 = 68,4$ kN; $P_2 = 47,9$ kN)

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 47,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{82,5}{5,85} = -145,3;$$

Ikkinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari $B_2' = C_2' = 0$.

Tayanch momentlari (kN·m):

$$M_{21} = -\frac{82,5(6 - 0,75)}{6} - \frac{82,5 \cdot 0,75}{6} = -82,5;$$

$$M_{22} = -\frac{-82,5(6 - 2,25)}{6} - \frac{82,5 \cdot 2,25}{6} = -82,5.$$

Qolgan qiymatlar ikkinchi oraliqning o'rtasiga nisbatan simmetrik ravishda aniqlanadi.

Ko'ndalang kuchlar(kN):

$$Q_{B-21} = Q_{21-22} = Q_{22-23} = Q_{23-24} = Q_{24-C} = B_2 = C_2 = \\ = -\frac{-82,5 - (-82,5)}{6} = 0.$$

Uchinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari

$$C_3 = B_1 = 131,2 \text{ kN}; \quad D_3 = A_1' = 121,9 \text{ kN}.$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{C-31} = C_3 = 131,2 + \frac{82,5}{5,85} = 145,3;$$

$$Q_{31-32} = 131,2 - 68,4 + \frac{82,5}{5,85} = 76,9;$$

$$Q_{32-33} = 131,2 - 68,4 \cdot 2 + \frac{82,5}{5,85} = 8,5;$$

$$Q_{33-34} = 131,2 - 68,4 \cdot 3 + \frac{82,5}{5,85} = -59,9;$$

$$Q_{34-D} = D_3 = 131,2 - 68,4 \cdot 3 - 47,9 + \frac{82,5}{5,85} = -107,8.$$

Birinchi va ikkinchi oraliq AB va BC) ni muvaqqat yuk bilan yuklash (6.7-rasm, B_4). Tayanch momentlari (2-ilovalar):

$$M_B = -0,117 P_{ek} l^2_0 = -0,117 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -203,0 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_C = -0,033 P_{ek} l^2_0 = -0,033 \cdot 48,2 \cdot 6^2 = -57,3 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Birinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari:

$$A_1' = 121,9 \text{ kN}; \quad B_1' = 131,2 \text{ kN}.$$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{11} = 121,9 \cdot 0,6 - \frac{203 \cdot 0,6}{5,85} = 52,3;$$

$$M_{12} = 121,9 \cdot 2,1 - 47,9 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 2,1}{5,85} = 111,2;$$

$$M_{13} = 121,9 \cdot 3,6 - 47,9 \cdot 2 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203 \cdot 3,6}{5,85} = 67,6;$$

$$M_{14} = 121,9 \cdot 5,1 - 47,9 \cdot 4,5 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{203 \cdot 5,1}{5,85} = -78,7.$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{A-11} = A = 121,9 - \frac{203}{5,85} = 87,5;$$

$$Q_{11-12} = 121,9 - 47,9 - \frac{203}{5,85} = 39,3;$$

$$Q_{12-13} = 121,9 - 47,9 - 68,4 - \frac{203}{5,85} = -29,1;$$

$$Q_{13-14} = 121,9 - 47,9 - 2 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -97,5;$$

$$Q_{14-B} = B_1 = 121,9 - 17,9 - 3 \cdot 68,4 - \frac{203}{5,85} = -165,9.$$

Ikkinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari:
 $B_2' = C_2' = 2 \cdot 68,4 = 136,8 \text{ kN}.$

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{21} = 136,8 \cdot 0,75 - \frac{203(6 - 0,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 0,75}{6} = -82,2;$$

$$M_{22} = 136,8 \cdot 2,25 - 68,4 \cdot 1,5 - \frac{203(6 - 2,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 2,25}{6} = 56,8;$$

$$M_{23} = 136,8 \cdot 3,75 - 68,4(3 + 1,5) - \frac{203(6 - 3,75)}{6} - \frac{57,3 \cdot 3,75}{6} = 93,3;$$

$$M_{24} = 136,8 \cdot 5,25 - 68,4(4,5 + 3 + 1,5) - \frac{203(6 - 5,25)}{6} - \frac{57,3 \cdot 5,25}{6} = 27,1;$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

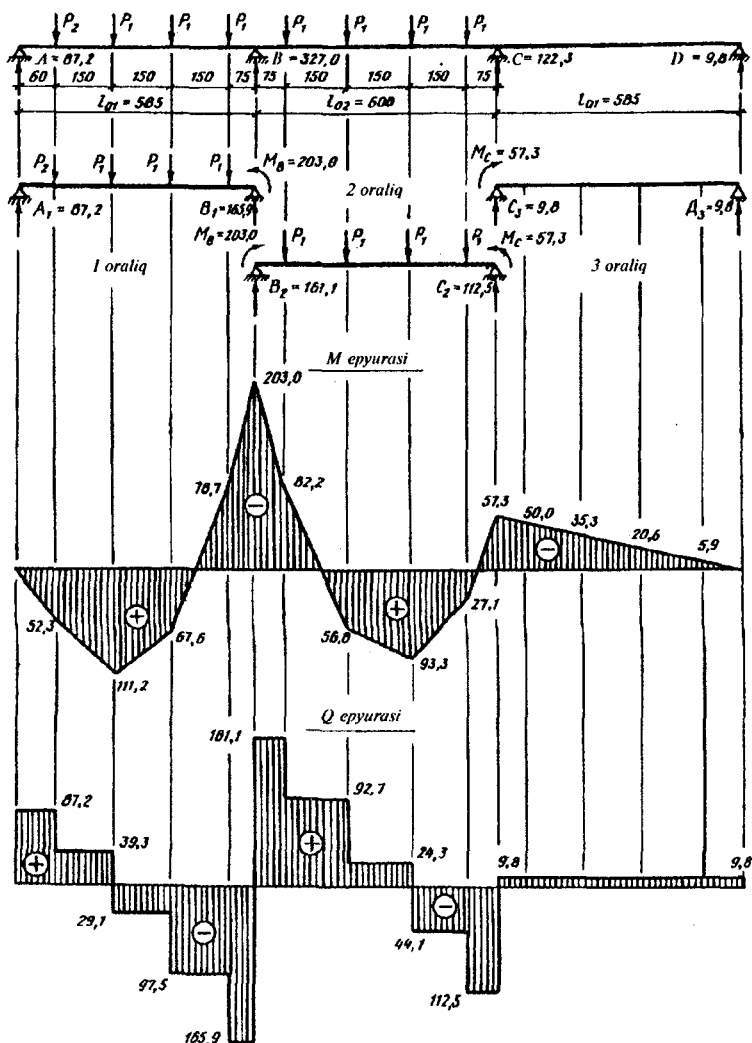
$$Q_{B-21} = B_2 = 136,8 + \frac{(-57,3) - (-203)}{6} = 136,8 + 24,3 = 161,1;$$

$$Q_{21-22} = 136,8 - 68,4 + 24,3 = 92,7;$$

$$Q_{22-23} = 136,8 - 68,4 \cdot 2 + 24,3 = 24,3;$$

$$Q_{23-24} = 136,8 - 68,4 \cdot 3 + 24,3 = -44,1;$$

$$Q_{24-C} = C_2 = 136,8 - 68,4 \cdot 4 + 24,3 = -112,5.$$



6.7-rasm. Birinchi va ikkinchi oraliq muvaqqat yuk bilan yuklanganda rigeldagi hisobiy zo'riqlashlar epyurasini qurish.

Uchinchi oraliq. Oddiy balkaning tayanch reaksiyalari $C_3 = D_3 = 0$.

Oraliq momentlari (kN·m):

$$M_{31} = \frac{-57,3(5,85 - 0,75)}{5,85} = -50;$$

$$M_{32} = \frac{-57,3(5,85 - 2,25)}{5,85} = -35,3;$$

$$M_{33} = \frac{-57,3(5,85 - 3,75)}{5,85} = -20,6;$$

$$M_{34} = \frac{-57,3(5,85 - 5,25)}{5,85} = -5,9.$$

Ko'ndalang kuchlar (kN):

$$Q_{C-31} = C_3 = Q_{31-32} = Q_{32-33} = Q_{33-34} = Q_{34-D} = D = \frac{0 - (-57,3)}{5,85} = 9,8$$

Hisob natijalari 6.3-jadvalda keltirilgan.

Beton va armaturaning plastik deformasiyalanishini e'tiborga olib, momentlarni qayta taqsimlaymiz. Bunday qilishdan maqsad ularning tayanchlardagi qiymatlarini kichraytirish va o'zaro yaqinlashtirishdan iborat. Bu tadbir armatura sarfini kamaytirish va beton ishlarini osonlashtirish imkonini beradi. Qayta taqsimlashda uchburchak shaklli qo'shimcha epyuradan foydalaniladi. Asosiy epyuraga qo'shiladigan yordamchi epyuraning musbat yoki manfiy maksimal ordinatasi asosiyga nisbatan 30% dan ortib ketmasligi zarur.

Momentlar taqsimoti 6.8-rasmda keltirilgan. B tayanchidagi ($\Pi+B_4$ tarhi) $M_B = -322,9$ kN·m moment qo'shimcha epyurani qo'shish natijasida 91,9 kN·m (28,5%) ga kamaytirilgan. Uchburchakli epyuraning qolgan ordinatalari mutanosiblik (proporsionallik) qoidasiga ko'ra aniqlanadi. Momentlarni $\Pi+B_2$ va $\Pi+B_3$ tarhlari bo'yicha qayta taqsimlab, barcha tarh (sxema)lardagi tayanch momentlarining o'zaro yaqinlashuviga erishamiz. Bunda $\Pi+B_3$ tarhidagi maksimal eguvchi moment 241,8 dan 231,5 kN·m ga qadar kamayadi. $\Pi+B_1$ tarhidagi momentlarning qiymati qayta taqsimlangan momentlardan kichikroq bo'lgani sababli uni o'zgarishsiz qoldiramiz.

Qayta taqsimlangan momentlar epyurasini ustma-ust joylashtirish yo'li bilan umumlashma (ogibayushchaya) M epyurasini hosil qilamiz (6.9-rasm, a).

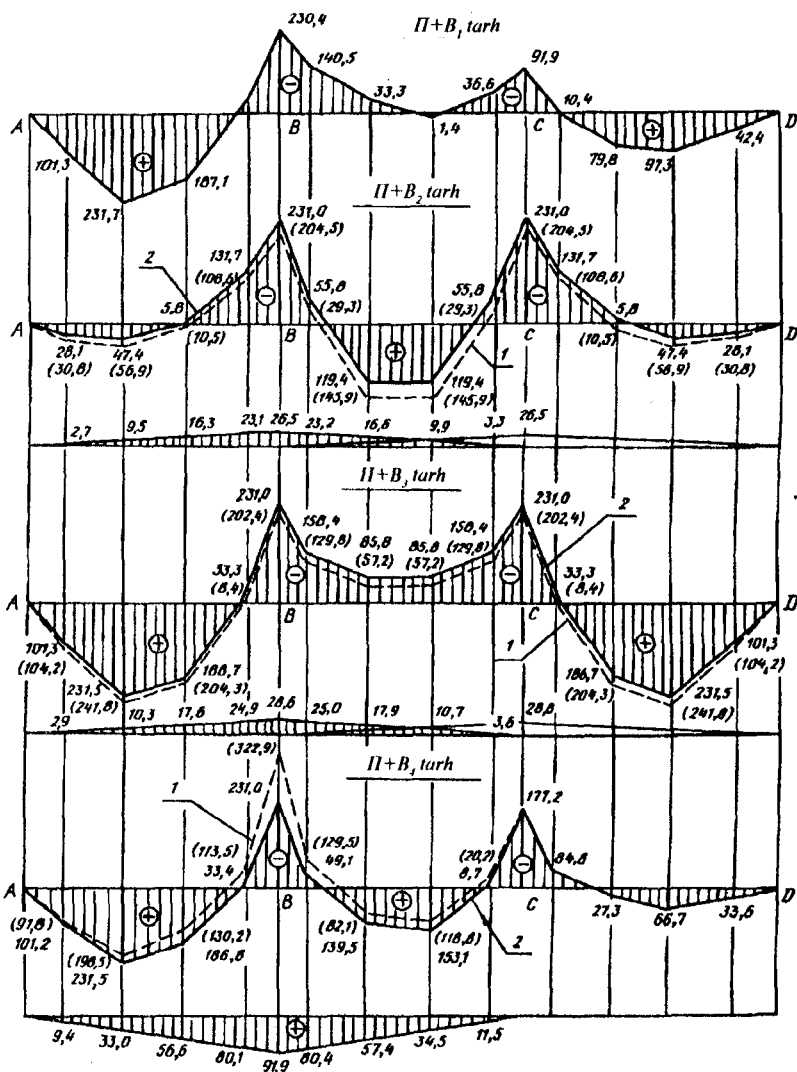
Qayta taqsimlangan momentlar bo'yicha ko'ndalang kuchlar aniqlanadi. Ko'ndalang kuchlar sarrovning alohida bo'lakchalari

(uchastkalari) uchun avvaldan ma'lum bo'lgan formula $\frac{M_{yur} - M_{qur}}{\Delta l}$

Sarrovlardagi ko'ndalang kuchlar*

Yuk	Uchastkalar bo'yicha ko'ndalang kuchlar miqdori, kH														
	A-11	11-12	12-13	13-14	14-B	B-21	21-22	22-23	23-24	24-C	C-31	31-32	32-33	33-34	34-D
Djimiyy Π	65,8	31,9	-16,5	-64,9	113,3	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	113,3	64,9	16,5	-31,9	-65,8
Muvaqqat Yuqari ye'indisi	103,0	55,1	-13,3	-81,7	150,1	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8	-4,8
	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	-14,5	136,8	68,4	0	-68,4	136,8	14,5	14,5	14,5	14,5	14,5
	107,8	59,9	-8,5	-76,9	145,3	0	0	0	0	0	145,3	76,9	8,5	-59,9	107,8
	87,2	39,3	-29,1	-97,5	165,9	161,1	92,7	24,3	-44,1	112,5	9,8	9,8	9,8	9,8	9,8
Yuqari ye'indisi	168,8	87,0	-29,8	146,6	263,4	119,9	71,5	23,1	-25,3	73,7	108,5	60,1	11,7	-36,7	-70,6
	51,3	17,4	-31,0	-79,4	127,8	233,6	116,8	0	116,8	233,6	127,8	79,4	31,0	-17,4	-51,3
	173,6	91,8	-25,0	141,8	258,6	96,8	48,4	0	-48,4	96,8	258,6	141,8	25,0	-91,8	173,6
	153,0	71,2	-45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	-92,5	209,3	123,1	74,7	26,3	-22,1	-56,0
eng nobop	173,6	91,8	45,6	162,4	279,2	257,9	141,1	24,3	116,8	233,6	258,6	141,8	31,0	91,8	173,6

* Sarrovlar (rigellar) elastik sistema sifatida qaraladi.



6.8-rasm. Eguvchi momentlar qayta taqsimlanganda asosiy va qo'shimcha epyuralar:

- 1 — qayta taqsimlashdan ilgari (qavsdagi ordinatalar);
2 — qayta taqsimlangandan so'ng.

yordamida aniqlanadi. Bu yerda Δ /bo'lakcha uzunligi bo'lib, bu uzunlik tayanchdan kuchgacha yoki ikkita kuch oraliqidagi masofaga teng bo'lishi mumkin. Masalan, $P+B_4$ tarhidagi A tayanchi bilan II kesim orasidagi bo'lakchada ko'ndalang kuch

$$Q_{A-II} = \frac{101,2 - 0}{0,6} = 168,7 \text{ kN}, \quad 14-B \text{ uchastkada esa}$$

$Q_{14-B} = \frac{-231 - (-33,4)}{0,75} = -263,5 \text{ kN}$ bo'ladi. Hisob natijalari 6.4-jadvalda berilgan.

6.4-jadval asosida ko'ndalang kuchlarning umumlashma (ogibayushchaya) epyurasini quramiz (6.9-rasm, b). Sarrov kesimlarini mustahkamlikka hisoblaganda umumlashma M va Q epyuralardan foydalanamiz.

Sarrov (rigel) larni mustahkamlikka hisoblash. Sarrovning qabul qilingan kesimi uchun siqilish zonasida betonning mustahkamligi qay darajada ekanligini tekshiramiz: $Q \leq 0,3\varphi_{w1}, \varphi_{b1}R_b b h_0$; eng katta ko'ndalang kuch $Q_{14-b} = 279,2 \text{ kN} < 0,3 \cdot 0,885 \cdot 14,5 \cdot 20 \cdot 54 (100) = 401 \text{ kN}$, bu yerda $\varphi_{w1} = 1$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,885$. Shart qanoatlantirildi. Kesim o'lchamlari mustahkamlik talablariga javob beradi.

Bo'ylama armaturani hisoblashda musbat momentlar uchun sarrovning kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida ($b = 20 \text{ sm}$), manfiy momentlar uchun esa tavr shaklida ($b' = 45 \text{ sm}$) olinadi (6.10-rasm, a, b).

Chetki oraliqda $M_{12} = 231,7 \text{ kN}\cdot\text{m}$,

$$\alpha_m = \frac{M_{12}}{R_b \gamma_{b2} b h_0^2} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 (100)} = 0,304,$$

4.1-jadvaldan $\zeta = 0,813$.

Armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \frac{M_{12}}{R_s \zeta h_0} = \frac{231,7 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,813 \cdot 54 (100)} = 14,46 \text{ sm}^2$$

Bunga ko'ra (6-ilovadan) 4 ϕ 20 A-III ($A_s = 15,2 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi. V va S tayanchlarida $M_B = M_C = -231 \text{ kN}\cdot\text{m}$.

Tavr shaklli kesimda neytral qatlam holatini aniqlaymiz

$$\begin{aligned} M' &= R_b \gamma_{b2} b' h'_{f'} (h_0 - 0,5 h'_{f'}) = \\ &= 14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 30 (54 - 0,5 \cdot 30) (100) = 687,1 > 231 \text{ kN}\cdot\text{m}; \end{aligned}$$

demak, neytral qatlam tokchadan o'tar ekan, shuning uchun hisob kengligi $b'_{\text{f}} = 45 \text{ sm}$ bo'lgan to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun bajariladi.

B tayanchida, ustun qirrasida, $\Pi+B_3$ yukidan hosil bo'lgan epyura absolyut miqdoriga ko'ra eng katta moment $M_{\text{ep}} = -M_B + 0,5Q_{B-21}h_0 = -231,0 + 0,5 \cdot 96,8 \cdot 0,4 = -211,6 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'ladi.

$$\alpha_m = \frac{M_{\text{ep}}}{R_b \gamma_{b2} b' h_0^2} = \frac{211,6 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2 (100)} = 0,124; \quad \zeta = 0,934,$$

$$A_s = \frac{211,6 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,934 \cdot 54 (100)} = 11,49 \text{ sm}^2$$

Bunga ko'ra, $4\phi 20$ A-III ($A_s = 15,2 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi.

O'rta oraliqda. Musbat momenti $M_{23} = 153,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ta'sir etganda

$$\alpha_m = \frac{153,1 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 20 \cdot 54^2 (100)} = 0,201; \quad \zeta = 0,887.$$

Ostki ishchi armaturaning zaruriy kesim yuzasini aniqlaymiz

$$A_s = \frac{153,1 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,887 \cdot 54 (100)} = 8,76 \text{ sm}^2$$

Bunga ko'ra, $4\phi 18$ A-III ($A_s = 10,18 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi.

$M_{22} = M_{23} = -85,8 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ga teng bo'lgan manfiy moment ta'sir etganda

$$\alpha_m = \frac{85,8 \cdot 10^5}{14,5 \cdot 0,9 \cdot 45 \cdot 54^2 (100)} = 0,05; \quad \xi = 0,974.$$

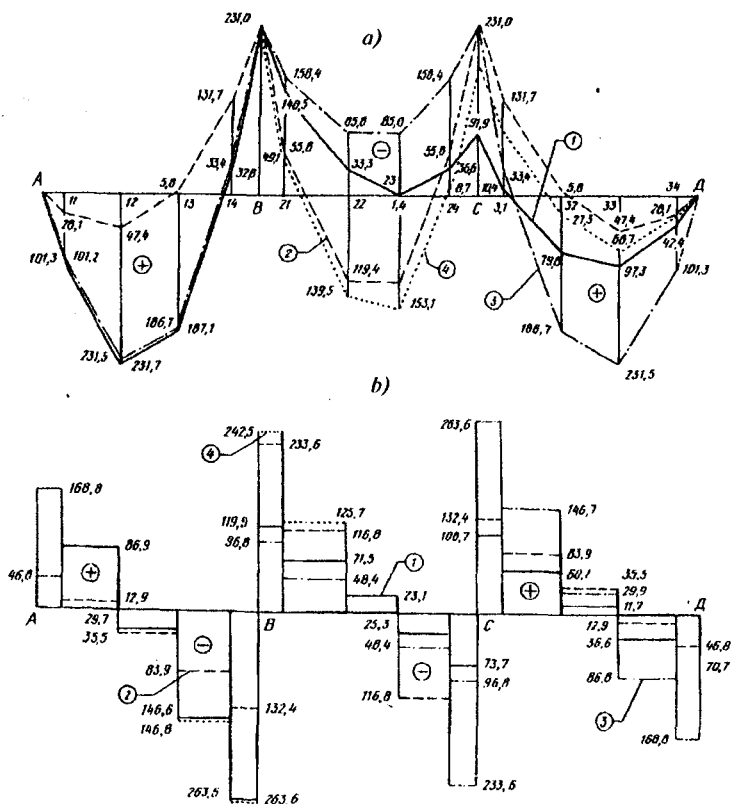
Ustki ishchi armaturaning zaruriy kesim yuzasini aniqlaymiz:

$$A_s = \frac{85,8 \cdot 10^5}{365 \cdot 0,974 \cdot 54 (100)} = 4,47 \text{ sm}^2$$

Bunga ko'ra, $2\phi 20$ A-III ($A_s = 6,28 \text{ sm}^2$) qabul qilinadi.

Ko'ndalang armaturani hisoblashda ikki xil hisob: elastik sistema va momentlarni qayta taqsimlash (plastik sistema) bo'yicha aniqlangan ko'ndalang kuchning kattasidan foydalanamiz. Hisobiy ko'ndalang armaturaga (xomutga) ehtiyoj bor-yo'qligini tekshiramiz.

A tayanchdagi ko'ndalang kuch: $Q_{A-11} = 173,6 \text{ kN}$.



6.9-rasm. Umumlashma (ogibayushchaya) epyuralar:
 a — eguvchi moment epyuralari; v — ko'ndalang kuch epyuralari. Yuklar-
 ning qo'shilishi: 1) $\Pi + B_1$; 2) $\Pi + B_2$; 3) $\Pi + B_3$; 4) $\Pi + B_4$

Ko'ndalang armatura qo'yilmaganda og'ma kesimning yuk ko'tarish qobiliyati

$$Q_{bu} = \frac{M_b}{C} = \frac{110,2}{0,6} = 183,7 \text{ kN} > Q_{b,min} = 0,6(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} b h_0 =$$

$$= 0,6 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) = 61,2 \text{ kN},$$

bu yerda

$$M_B = 2(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{br} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) =$$

$$= 110,2 \text{ kNm}; C = 0,6 - "A"$$

Sarrovlardagi qayta taqsimlangan ko'ndalang kuchlar

Yuklar yig'indisi	Uchastkalar bo'yicha ko'ndalang kuchlar miqdori, kN														
	A-11	11-12	12-13	13-14	14-B	B-21	21-22	22-23	23-24	24-C	C-31	31-32	32-33	33-34	34-D
$\Pi+B_1$	168,8	86,9	-29,7	-146,6	-263,5	119,9	71,5	23,1	-25,3	-73,7	108,7	60,1	11,7	-36,6	-70,7
$\Pi+B_2$	46,8	12,9	-35,5	-83,9	-132,4	233,6	116,8	0	-116,8	233,6	132,4	83,9	35,5	-12,9	-46,8
$\Pi+B_3$	168,8	86,8	-29,9	-146,7	-263,6	96,8	48,4	0	-48,4	-96,8	263,6	146,7	29,9	-86,8	-168,8
$\Pi+B_4$	168,7	86,9	-29,8	-146,8	-263,5	242,5	125,7	9,1	-107,9	-224,7	123,2	74,7	26,3	-22,1	-56,0
Umumlashma epyura or- dinatalari	168,8	86,9	35,5	146,8	263,6	242,5	125,7	23,1	116,8	233,6	263,6	146,7	35,5	86,9	168,8

tayanchidan birinchi kuchgacha bo'lgan masofa; $\varphi_f = \varphi_n = 0$ (chunki A tayanchida tokcha siqilmaydi va bo'ylama siquvchi kuch ham yo'q).

$Q_{A-11} = 173,6 \text{ kN} < Q_{b4} = 183,7 \text{ kN}$ bo'lgani uchun, A tayanchi yaqinida ko'ndalang armaturani hisoblamay, konstruktiv ravishda qo'yamiz.

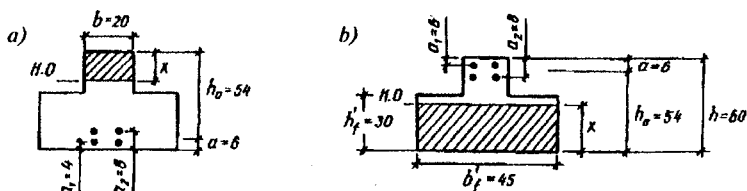
V tayanchining chap tomonida maksimal ko'ndalang kuch ta'sir etadi: $Q_{14-B} = Q_1 = 279,2 \text{ kN}$.

$$M_B = 2(1 + 0,5)0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) = 165,3 \text{ kN},$$

bu yerda

$$\varphi_n = 0; \quad \varphi_f = \frac{0,75(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{0,75(45 - 20)30}{20 \cdot 54} = 0,52$$

bo'lib, 0,5 dan oshmasligi kerak.



6.10-rasm. Rigelning xarakterli hisobiy kesimlari:
a — oraliqda; b — tayanchda.

Ko'ndalang armatura mavjud bo'lmagan qiya kesimning yuk ko'tarish qobiliyati:

$$Q_{bu} = \frac{M_B}{C} = \frac{165,3}{0,75} = 220,4 \text{ kH} > Q_{b, \min} =$$

$$= 0,6(1 + 0,5)0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54(100) = 91,8 \text{ kN}$$

$Q_{14-B} = 279,2 > Q_{b4} = 220,4 \text{ kN}$ bo'lgani uchun, hisobiy ko'ndalang armatura talab etiladi. Xomutlardagi zaruriy zo'riqlashni aniqlaymiz.

$$X_1 = \frac{Q_1 - Q_{b1}}{Q_{b1}} = \frac{279,2 - 220,4}{220,4} = 0,27.$$

$$C_1 = 0,75 \text{ m} < 2h_0 = 2 \cdot 0,54 = 1,08 \text{ m bo'lgani uchun}$$

$$c_0 = c_1 = 0,75 \text{ m}$$

deb qabul qilamiz.

$$X_{01} = \frac{Q_{b,min}}{Q_{b1}} \cdot \frac{C_0}{2h_0} = \frac{91,8}{220,4} \cdot \frac{0,75}{2 \cdot 0,54} = 0,29.$$

$X_1 = 0,27 < X_{01} = 0,29$ bo'lganligi sababli xomutlarning zaruriy zo'riqishi (intensivligi) ni quyidagi formula yordamida aniqlaymiz:

$$g_{sw1} = \frac{Q_1}{C_0} \cdot \frac{X_{01}}{X_{01}+1} = \frac{279,2}{0,75} \cdot \frac{0,29}{0,29+1} = 83,7 \text{ kN/m}.$$

g_{sw2} ni aniqlashda $c_2 = 0,75 + 1,5 = 2,25 \text{ m}$ deb olamiz.

Y holda $Q_{bu} = Q_{b2} = \frac{165,3}{2,25} = 73,5 \text{ kN} < Q_{b,min} = 91,8 \text{ kN}$.

$Q_{b2} = 91,8 \text{ kN}$ deb qabul qilamiz. Bunga mos ko'ndalang kuch:

$Q_2 = Q_{13-14} = 162,4 \text{ kN}$. $s_2 = 2,25 > 2h_0 = 1,08 \text{ m}$ bo'lgani uchun $s_2 = 2h_0 = 1,08 \text{ m}$ deb olamiz.

$$\begin{aligned} X_2 &= \frac{Q_2 - Q_{b2}}{Q_{b2}} = \frac{162,4 - 91,8}{91,8} = 0,77 < X_{02} = \\ &= \frac{Q_{b,min}}{Q_{b2}} \cdot \frac{c_0}{2h_0} = \frac{91,8 \cdot 1,08}{91,8 \cdot 2 \cdot 0,54} = 1,0; \end{aligned}$$

xomutlarning zaruriy intensivligi (zo'riqishi):

$$g_{sw2} = \frac{Q_2}{c_0} \cdot \frac{x_{02}}{x_{02}+1} = \frac{162,4}{1,08} \cdot \frac{1}{1+1} = 75,2 \text{ kN/m}.$$

Zo'riqishning maksimal qiymati sifatida $g_{sw} = g_{sw1} = 83,7 \text{ kN/m}$ ni qabul qilamiz.

Xomutlar orasidagi masofa tayanchdan birinchi kuchgacha bo'lgan masofada (kamida oraliqning $\frac{1}{4}$ qismida), kesim balandligi $h > 45 \text{ sm}$

bo'lganda $S_1 = \frac{h}{3} = \frac{60}{3} = 20 \text{ sm}$ dan, shuningdek 50 sm dan oshmasli-

gi zarur. Sarrovning qolgan qismida $S_2 = \frac{3}{4}h = \frac{3}{4}60 = 45 \text{ sm}$ dan

oshmasligi zarur. Tayanch yaqinida xomutlar orasidagi eng katta qadam

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 1,5 R_{bl} \gamma_{b2} b h_0^2 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 20 \cdot 54^2 (100) / 279,2 \times \\ &\times 10^3 = 29,6 \text{ cm bo'lishi lozim.} \end{aligned}$$

Tayanchlardan $\frac{1}{4}l$ gacha bo'lgan masofada xomutlar qadamini $S_1 = 15$ sm, oraliq qismida esa $S_2 = 30$ sm olamiz. Xomut sifatida A-I sinfli ($R_{sw} = 175$ MPa) po'lat sim ishlatiladi. Xomut kesimlarining zaruriy yuzasi:

$$A_{sw} = \frac{g_{sw} S_1}{R_{sw}} = \frac{87,7 \cdot 15(10)}{175(100)} = 0,72 \text{ sm}^2.$$

Sarrov ko'ndalang kesimida diametri 8 mm bo'lgan 2 ta xomut (2 ta karkas) qabul qilamiz. Ularning umumiy yuzasi $A_{sw} = 1,01 \text{ sm}^2$ ni tashkil etadi.

“B” tayanchi yaqinidagi qiya kesimning mustahkamligini tekshiramiz:

$$Q_{bu} + g_{sw} c_0 = 220,4 + 117,8 \cdot 0,75 = 308,7 \text{ kN} > Q_{14-B} = 279,2 \text{ kN},$$

bu yerda xomutning haqiqiy intensivligi

$$g_{sw1} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{S_1} = \frac{175(100)1,01}{15} = 1178,3 \text{ N/sm} = 117,8 \text{ kN/m}$$

Demak, qiya kesimning mustahkamligi etarli darajada ekan. Ikkinchi oraliqning ko'ndalang armaturasi ham shunga o'xshash bo'ladi.

Ashyolar (armatura) epyurasini qurish. Armaturani tejash maqsadida ishchi hisobiy armaturaning bir qismi tayanchgacha etkazilmay, mustahkamlik bo'yicha unga zarurat bo'lmagan joyda uzib qo'yilishi mumkin. Biroq har qanday holda ham 2 sterjen tayanchgacha etib borishi, uzib qo'yiladigan sterjenlar miqdori esa 50% dan ko'p bo'lmasligi kerak. Buning uchun quyidagi tartibda ashyolar epyurasi quriladi:

1. Sarrov kesimlari qabul qiladigan eguvchi momentni $M_u = R_s \cdot A_s \cdot (h_0 - 0,5x)$ formuladan foydalanib aniqlaymiz.

2. Momentlarning umumlashma epyurasidan grafik ravishda ordinalari bo'yicha nazariy uzilish nuqtasi (NYN) ni aniqlaymiz.

3. Uziluvchi sterjenlarning biriktirish uzunligi (haqiqiy uzilish nuqtasi) quyidagi formuladan topiladi: $\omega = \frac{Q}{2g_{sw}} + 5d$, biroq $20d$ dan

kam bo'lmasligi kerak. Bu yerda Q — sterjenning nazariy uzilish nuqtasidagi ko'ndalang kuch; d — uziluvchi sterjenning diametri; g_{sw} — uzilish joyida xomutlar qabul qiladigan haqiqiy zo'riqish.

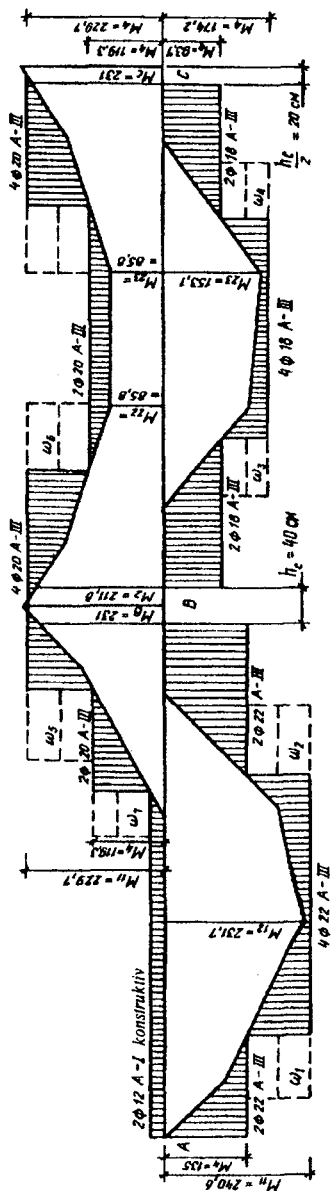
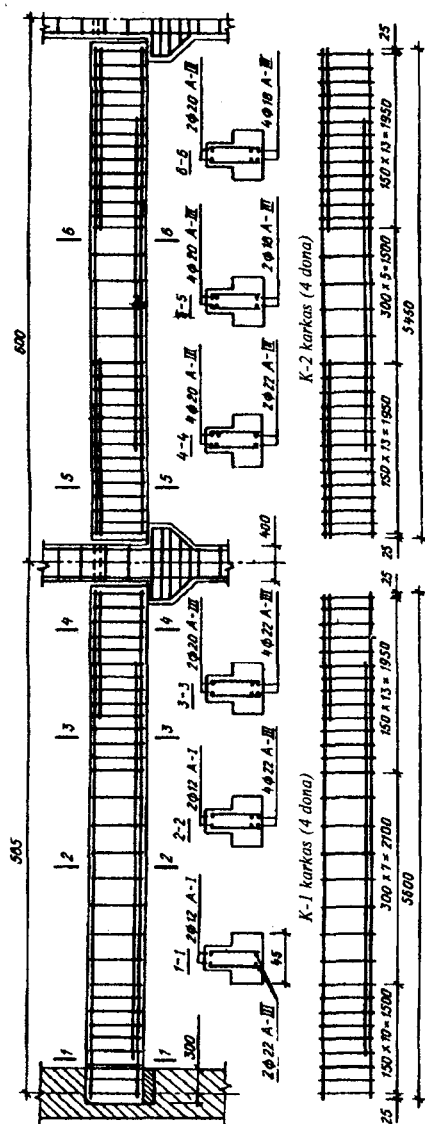
Ashyolar epyurasining ordinalari 6.5-jadvalda hisoblangan.

Ashyolar epyurasidagi moment qiymatlari

Momentlar- ning hisobiy qiymatlari	Bo'ylama hisobiy armatura		$x = \frac{R_s A_s}{R_s \gamma_{b2} b}$	M_u , kN·m
	soni va diametri, mm	kesim yuzi, sm ²		
1-oraliq armaturasi ($b=20$ sm)				
$M_{12}=231,7$	4 ϕ 22A-III 2 ϕ 22A-III	15,2 7,6	21,26 10,63	240,6 135,0
«V» tayanchidagi armatura ($b=b'=45$ sm)				
$M_{\theta}=-211,6$	4 ϕ 20A-III 2 ϕ 20A-III	12,56 6,28	7,81 3,90	229,7 119,3
2-oraliq armaturasi ($b=20$ sm)				
$M_{23}=153,1$	4 ϕ 18A-III 2 ϕ 18A-III	10,18 5,09	14,24 7,12	174,2 93,7
2-oraliq armaturasi ($b=b'=45$ sm)				
$M_{22}=M_{23}=$ -85,8	2 ϕ 20A-III	6,28	3,90	119,3

Uzilish nuqtasidagi ko'ndalang kuch

Nazariy uzilish nuqtasidagi ko'ndalang kuch kN	$5d$ m	$\omega = \frac{Q}{2g_{sw}} + 5d$	$20d$ m	Qabul qi- lingan uzun- lik ω , sm
1-oraliq uziluvchi sterjeni 2 ϕ 22A-III				
$Q_{11-12}=91,8$ $Q_{13-14}=162,4$	5·0,022=0,11	0,50	0,44	$\omega_1=50$
		0,80		$\omega_2=80$
2-oraliq uziluvchi sterjeni 2 ϕ 18A-III				
$Q_{21-22}=141,8$ $Q_{23-24}=116,8$	5·0,018=0,09	0,69	0,36	$\omega_3=69$
		0,59		$\omega_4=59$
Tayanchi «B» uziluvchi sterjeni 2 ϕ 20A-III				
$Q_{13-14}=162,4$ $Q_{21-22}=141,1$ $Q_{13-14}=162,4$	5·0,02=0,10	0,79	0,40	$\omega_5=79$
		0,70		$\omega_6=70$
		0,79		$\omega_7=79$



6.11-rasm. Materiallar qayurasi va rigellarni armaturalash.

Ashyolar epyurasi 6.11-rasmda ko'rsatilgan.

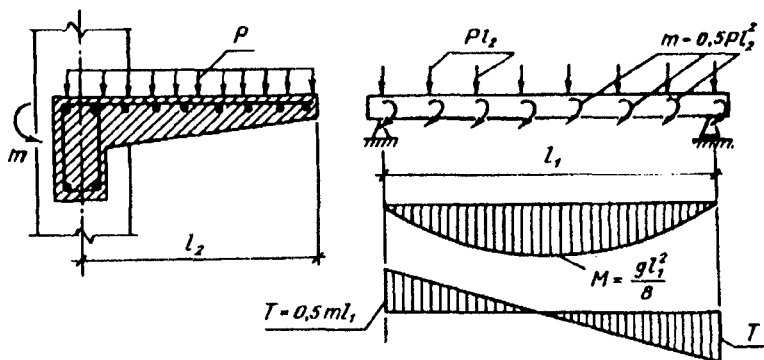
Uziluvchi sterjenlarning biriktirish uzunliklari $2g_{sw} = 2 \cdot 117,8 = 235,6$ kN/m bo'lgan hol uchun 6.6-jadvalda hisoblangan.

Sarrovlarni konstruksiyalash. Sarrovlar ikkita yassi payvand karkas bilan armaturalanadi. Chetki oraliqlarga K-1 va o'rta oraliqqa K-2 karkasi o'rnatiladi (6.11-rasm). Mazkur karkaslardagi ishchi armatura umumlashma M epyurasi asosida joylashtiriladi. Tayanchlarda, manfiy momentlar hosil bo'ladigan joylarda ustki ishchi armaturalar bir-birigi elektr payvand yo'li bilan ulanadi.

6.3 Egilib buraladigan elementlar mustahkamligi

Temirbeton konstruksiyalarda sof buralish deyarli uchramaydi, ammo egilish bilan birga buralish ko'p uchraydi. Masalan, ko'ndalang yuk bilan bo'ylama o'q orasida ma'lum masofa (yelka) bo'lsa, shunday hol yuz beradi (6.12-rasm). Temirbeton elementlarining buralishga bo'lgan qarshiligi egilishga nisbatan ancha zaif. Shuning uchun burovchi momentlarning qiymati uncha katta bo'lmasa ham, hisob va loyiha ishlarida ularning ta'sirini e'tiborga olish zarur.

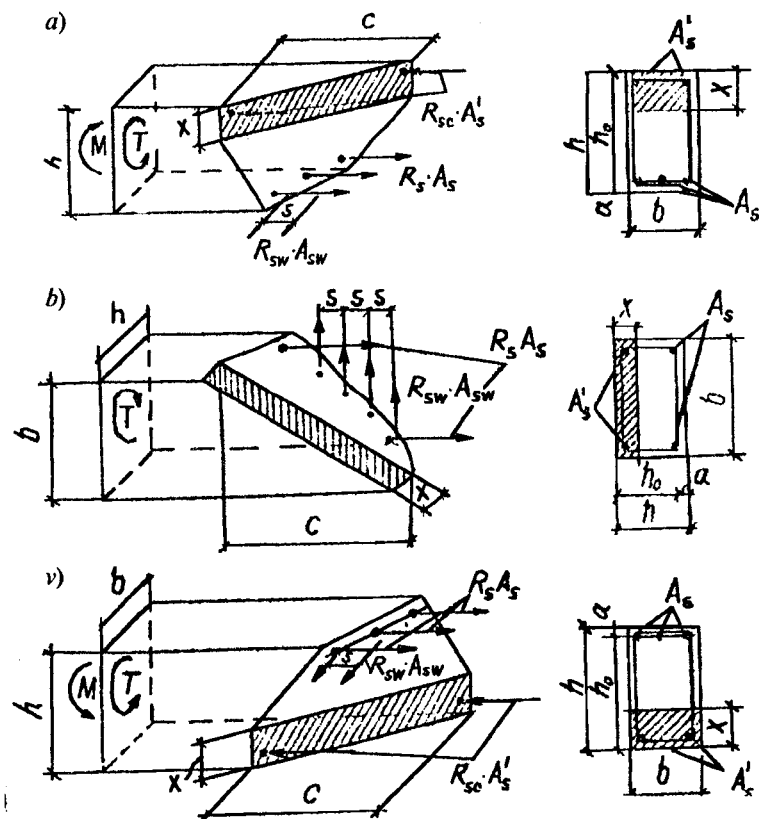
Temirbeton elementlari buralganda ularda bo'ylama o'qqa nisbatan 45° burchak ostida bosh siquvchi va bosh cho'zuvchi kuchlanishlar hosil bo'ladi. Yoriqlarning paydo bo'lishi va qiyaligi bosh cho'zuvchi kuchlanishlarning qiymati va yo'nalishiga bog'liq. Yoriqlar paydo bo'lgandan keyin, bosh cho'zuvchi kuchlanishlar yo'nalishidagi kuchlarni armatura, bosh siquvchi kuchlanishlar yo'nalishidagi kuchlarni beton o'ziga qabul qiladi. Ham egilish, ham buralishga ishlaydigan elementlar



6.12-rasm. To'sinning buralib egilishini hisoblashga doir.

ham eguvchi, ham burovchi momentni o'ziga qabul qiladigan armatura bilan jihozlangan bo'lishi lozim. Burovchi momentni asosan ko'ndalang armatura, eguvchi momentni esa bo'ylama armatura o'ziga qabul qiladi. Ko'ndalang armatura (xomutlar, spiral, simto'rlar) sug'urilib chiqmasligi uchun yopiq halqa tashkil etishi zarur.

Egilib buraladigan elementlar fazoviy yoriq bo'yicha emiriladi (6.13-rasm). Yemirilish chog'ida cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish oqish chegarasiga, siqilish zonasidagi betonning kuchlanishi siqilish bo'yicha mustahkamlik chegarasiga etadi.



6.13-rasm. Buralib egiluvchi to'sinning kesimdagi zo'riqlari.

Egilib buraladigan elementlarning hisobi, kesimda siqilish zonasining joylanishiga qarab, quyidagi uch xil tarh bo'yicha amalga oshiriladi:

I tarhga ko'ra, siqilish zonasi asosan eguvchi moment ta'sirida vujudga keladi, burovchi moment va qirquvchi kuchlarning qiymati ancha kichik bo'ladi (6.13-rasm, a).

II tarhda siqilish zonasi burovchi moment va ko'ndalang kuchlar ta'sirida vujudga kelib, eguvchi momentning qiymati nol atrofida bo'ladi: siqilish zonasi egilish tekisligiga parallel joylashadi (6.13-rasm, b).

III tarhda siqilish zonasi element egilganda cho'zilish hosil bo'ladigan qirrada vujudga kelib: burovchi momentning qiymati eguvchi momentga nisbatan bir muncha ko'proq bo'ladi, elementning egilishidan hosil bo'lgan siqilish zonasiga armatura qarama-qarshi qirrasiga nisbatan ancha kam joylanadi (6.13-rasm, v).

Elementning mustahkamligini uchala tarh bo'yicha hisoblash tavsiya etiladi. Burovchi momentlar ichida eng kichigi hisobiy moment sifatida qabul qilinadi. Me'yorlar [11] egilib buraladigan elementlarni mustahkamlikka hisoblash uchun quyidagi umumiy formulani tavsiya etadi:

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \frac{1 + \varphi_w \delta \lambda^2}{\varphi_q \lambda + \chi}; \quad (6.3)$$

$$\delta = b / (2h + b); \quad \lambda = c / b; \quad \chi = M / T;$$

$$\varphi_w = (b/S)(R_{sw} \cdot A_{sw}) / (R_s A_s); \quad \varphi_q = 1 + 0,5hQ/T$$

Bu yerda M , T , Q — elementning normal kesimida vujudga keladigan eguvchi moment, burovchi moment va ko'ndalang kuchlar; δ — kesimning o'lchamlari orasidagi bog'lanishni ifodalovchi koeffitsiyent; λ — yoriqning bo'ylama o'qqa bo'lgan proyeksiyasi s ning kesim kengligi b ga nisbati; φ_q va χ — hisobiy M , T va Q orasidagi bog'lanishni ifodalovchi koeffitsiyentlar bo'lib, siqilish zonasining holatiga bog'liqdir: $M = 0$ va $Q = 0$ bo'lganda $\chi = 0$;

I tarhda $\chi = M/T$; $\varphi_q = 1$; (6.13-rasm, a)

II tarhda $\chi = 0$; $\varphi_q = 1 + Qh/2T$; (6.13-rasm, b)

III tarhda $\chi = -M/T$; $\varphi_q = 1$ (6.13-rasm, v).

Siqilish zonasining balandligi x muvozanat shartidan aniqlanadi:

$$x = (R_s A_s - R_{sc} A'_b) / (R_b b) \quad (6.4).$$

Bo'ylama va ko'ndalang armaturalar orasidagi bog'lanishni ifodalovchi koeffitsiyent φ_w quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{sw}}{R_s A_s} \cdot \frac{b}{S} . \quad (6.5)$$

mazkur koeffitsiyentning qiymati $\varphi_{w,\min} = \frac{0,5}{1 + M / (2\varphi_w M_u)}$ dan kam, $\varphi_{w,\max} = 1,5(1 - M/M_u)$ dan ko'p bo'lmashligi kerak. Bu yerda M — hisoblanayotgan kesimdagi eguvchi moment bo'lib, uning qiymati II tarh uchun nol, III tarh uchun manfiy olinadi; M_u — elementning normal kesimi qabul qilinadigan chegaraviy eguvchi moment.

Agar $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$ bo'lsa, u holda $R_s A_s$ zo'riqish $\varphi_w / \varphi_{w,\min}$ qadar kamaytiriladi. Burovchi moment uncha katta bo'lmay, $T \leq 0,5Q_b$ bo'lsa, hisob II tarh bo'yicha quyidagi shart asosida bajariladi:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (6.6)$$

bundagi Q_{sw} va Q_b (4.26) va (4.29) formulalardan topiladi.

Egilib buraladigan elementning qiya yoriqlari orasidagi betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi ta'minlangan bo'lishi uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$T \leq 0,1 R_b b^2 h; \quad (6.7)$$

bu yerda b va h elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari.

Nazorat savollari

1. Yig'ma yopma elementlarini tanlashda unga qo'yiladigan talablar.
2. Devor reja o'qlariga qanday bog'lanadi, bu bog'lanishni chizmada ko'rsatib bering.
3. Rigellarning qo'yilishi (bo'ylama va ko'ndalang) qanday ornillarga bog'liq?
4. Qurilishda yopma panel turi nimaga qarab tanlanadi?
5. Rigelning ko'ndalang kesimi yuzasi nimalarga bog'liq va u qanday tanlanadi?
6. Ustunning kesim yuzasi qanday tanlanadi va u nimalarga bog'liq?
7. Eguvchi moment - M va kesuvchi kuch - Q aniqlashdan maqsad nima va unga qarab nimalar tanlanadi?
8. Ashyolar epyurasi nima va u nima maqsadda quriladi?
9. Konstruktsiyaning murakkab holatda ishlash sabablarini tushuntirib bering?
10. Egilib buraladigan elementlar mustahkamlashlikka qanday hisoblanadi?

11. Egilib buraladigan elementlarni uch tarx bo'yicha hisoblashning sababi nima?

12. Egilib buraladigan elementning qiya yoriqlar orasidagi beton mustahkamligi qanday bo'lishi kerak?

7 - b o b

SIQILUVCHI VA CHO'ZILUVCHI ELEMENTLAR

7.1 Siqiluvchi elementlarning konstruktiv xossalari

Oraliqda joylashgan ustunlar, fermalarning ustki tasmalari, yuqorilovchi hovonlari, ustunlari va boshqa shu kabi elementlar shartli ravishda markaziy siqiluvchi elementlar tarkibiga kiritiladi. Aslida qurilish konstruksiyalari-da markaziy siqilish sof ko'rinishda uchramaydi, elementlar hamisha tasodifiy yelkali (ekssentrisitetli) nomarkaziy siqilish holatida bo'ladi.

Bunday elementlar xomutlar vositasida bog'langan bo'ylama ishchi armaturalar bilan jihozlanadi. Elementga qo'yiladigan yukni bo'ylama armatura beton bilan birgalikda qabul qiladi. Bu yerda ko'ndalang sterjenlar (xomutlar) bo'ylama armaturalarni muddatidan ilgari qabarishdan asrash vazifasini o'taydi.

Temirbeton element siqilganda beton deformasiyasi bo'ylama armaturada kuchlanish uyg'otadi. Biroq betonning siqiluvchanligi juda kam bo'lgani sababli, bo'ylama armaturadagi kuchlanish ham chegaralangan bo'ladi. Shuning uchun ham armatura o'ta mustahkam po'latdan ishlangan bo'lsa, uning imkoniyatlaridan to'liq foydalangan bo'lmaymiz.

Bo'ylama kuch yelkasi uncha katta bo'lmasa, ko'ndalang kesim yuzasi kvadrat shaklida olinadi. Eguvchi momentning qiymati katta bo'lsa, kesimning moment tekisligidagi o'lchamlari kattalashtiriladi, ya'ni to'g'ri to'rtburchak shakliga keltiriladi.

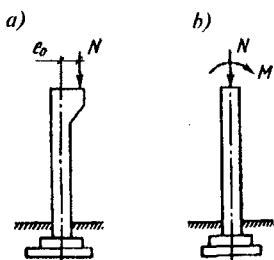
Bir qavatli sanoat binolarining chetki ustunlarida kran bosimi ta'sirida nomarkaziy siqilish paydo bo'ladi (7.1-rasm).

Bunda yelkaning qiymati $e_0 = \frac{M}{N} + e_a$ formuladan topiladi; bu yerda e_a —tasodifiy (ekssentrisitet) elka.

Siqiluvchi elementlarda ishlatiladigan betonning sinfi B15 dan, agar katta yuk qo'yilsa, B25 dan kam bo'lmasligi kerak.

Ustunlarning bo'ylama armaturalari diametri 12—40 mm bo'lgan A-II, A-III va A_T- IIIIC sinfli po'latdan ishlanadi.

Shu bilan birga diametri 32 mm gacha bo'lgan to'qima karkas bilan armaturalangan egiluvchan elementlarda A_T-IV; A_T-V; va A-V sinfli armaturalar qo'llash ruxsat etiladi.



7.1-rasm. Nomarkaziy siqilish.

Ko'ndalang armatura uchun asosan A-I, A-II sinfli po'lat sterjenlar hamda B-I sinfli sim ishlatiladi.

Armaturalar yassi yoki fazoviy karkas ko'rinishida biriktiriladi. Kesim yuzasida armatura miqdori 3% dan ortmasligi va 0,05–0,025 % dan kam bo'lmasligi lozim. Bu yerda 0,05% siqiluvchi, 0,025 % esa cho'ziluvchi elementlar uchun.

Ko'ndalang kesimi 40×40 sm bo'lgan ustunlarga 4 ta bo'ylama armatura yetarli. Ishchi armaturalar

orasi 40 sm dan ortsa, orasiga qo'shimcha sterjen qo'yilishi zarur.

Ustunlarning kesim o'lchami 500 mm gacha bo'lsa, 50 mm ga karrali, agar undan yuqori bo'lsa, 100mm ga karrali o'lchamlarga ega bo'lishi kerak.

Ko'ndalang armaturalar konstruktiv qo'yiladi. Ular orasidagi masofa S payvandlangan karkaslarda $20d$, to'qima karkaslarda $15d$ olinadi. Har ikkala holda ham xomutlar orasidagi masofa 50 sm dan oshmasligi kerak. Ko'ndalang sterjenlarning himoya qatlami 1,5 sm dan kam bo'lmasligi lozim. Markaziy siqiluvchi ustunlar simmetrik ravishda armaturalanadi.

7.2. Tasodifiy yelkali elementlarni hisoblash

Siqiluvchi elementlarni hisoblashdan oldin uning hisobiy uzunligi aniqlanadi (7.2-rasm). Elementning hisobiy uzunligi uning egiluvchanligi λ ga bog'liq va u quyidagi formuladan topiladi:

$$\lambda = \frac{l_0}{r}, \quad (7.1)$$

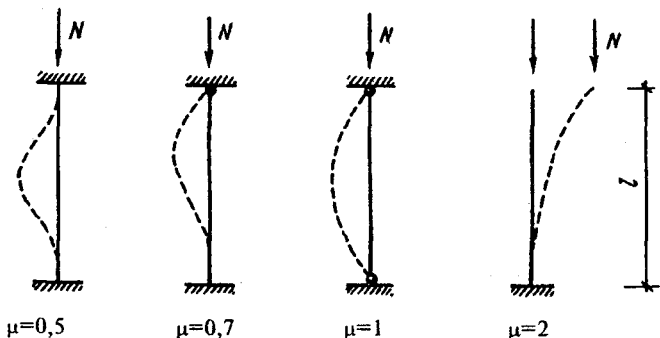
bu yerda r — kesimning inersiya radiusi bo'lib, o'z navbatida quyidagi formuladan topiladi:

$$r = \sqrt{J/F} \quad (7.2)$$

Egiluvchanlikning pastki qiymati $l_0/r < 17$, yuqori qiymati $l_0/r > 83$.

Elementning hisobiy uzunligi l_0 uchlarini biriktirilish shartlariga bog'liq holda aniqlanadi $l_0 = \mu l$ (7.2- rasm).

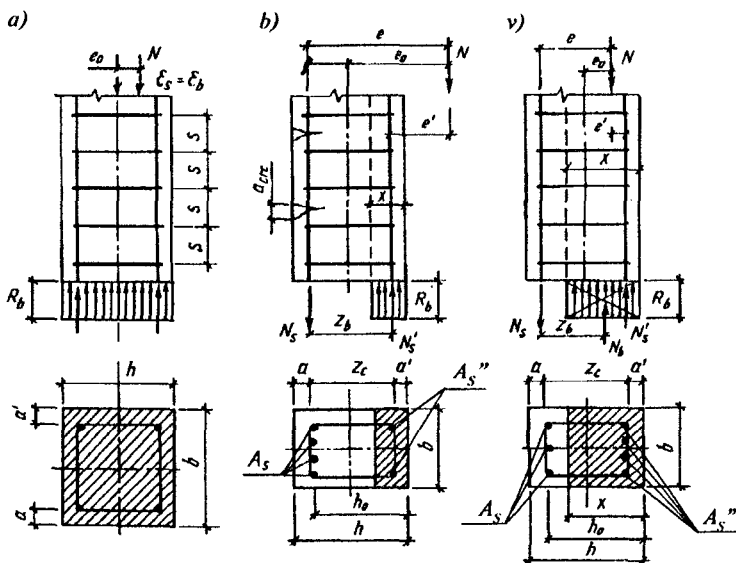
Normalarga ko'ra tasodifiy e_a elka $\frac{h}{30}$ yoki $\frac{1}{600}e$ nisbatlarning kattasiga teng qilib olinishi kerak. Agar to'g'ri to'rtburchakli kesimda



7.2-rasm. Ustunning hisobiy uzunligini aniqlash.

$l_0 \leq 20h$ va $e_0 = e_0 \leq \frac{h}{30}$ bo'lsa, u holda elementlarni markaziy siqilishga ishlaydi deb faraz qilib, quyidagi shart bo'yicha hisoblasa bo'ladi:

$$N = \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)]; \quad (7.3)$$



7.3-rasm. Siqiluvchi elementlarning hisoblash tarhi:
a — tasodifiy yelka — e_0 ; b — $x \leq \xi_R$ bo'lgan hol uchun;
v — $x > \xi_R$ bo'lgan hol uchun.

bu yerda N — bo'ylama siquvchi kuch; $A = bh$ — elementning ko'ndalang kesimi yuzasi; η — ish sharoiti koeffitsiyenti; agar $h \geq 30$ sm bo'lsa, $\eta = 1$; agar $h < 30$ sm bo'lsa, $\eta = 0,8$ φ — bo'ylama egilish koeffitsiyenti bo'lib, quyidagi formuladan topiladi:

$$\varphi = \varphi_b + \frac{2(\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A} \leq \varphi_r \quad (7.4)$$

Formuladagi φ_b va φ_r koeffitsiyentlar siquvchi kuch hamda elementning bo'ylama va ko'ndalang o'lchamlariga bog'liq bo'lgan miqdorlar bo'lib, ularning qiymatlari 7.1-jadvaldan topiladi. Agar R_{sc} — armaturaning siqilishdagi hisobiy qarshiligi, agar $\gamma_{b1} \geq 1$ bo'lsa, $R_{sc} = 400$ MPa, agar $\gamma_{b1} < 1$ bo'lsa, $R_{sc} = 500$ MPa.

Tasodifiy yelkali siqiluvchi elementning yuk ko'tarish qobiliyati (7.3) formula bo'yicha tekshiriladi (7.3-rasm, a).

7.1-jadval

φ_b va φ_r koeffitsiyentlarini aniqlashga doir
 φ_b koeffitsiyenti

l_0/h								
N_c/N	6	8	10	12	14	16	18	20
0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,80
0,5	0,92	0,91	0,90	0,88	0,85	0,81	0,78	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55

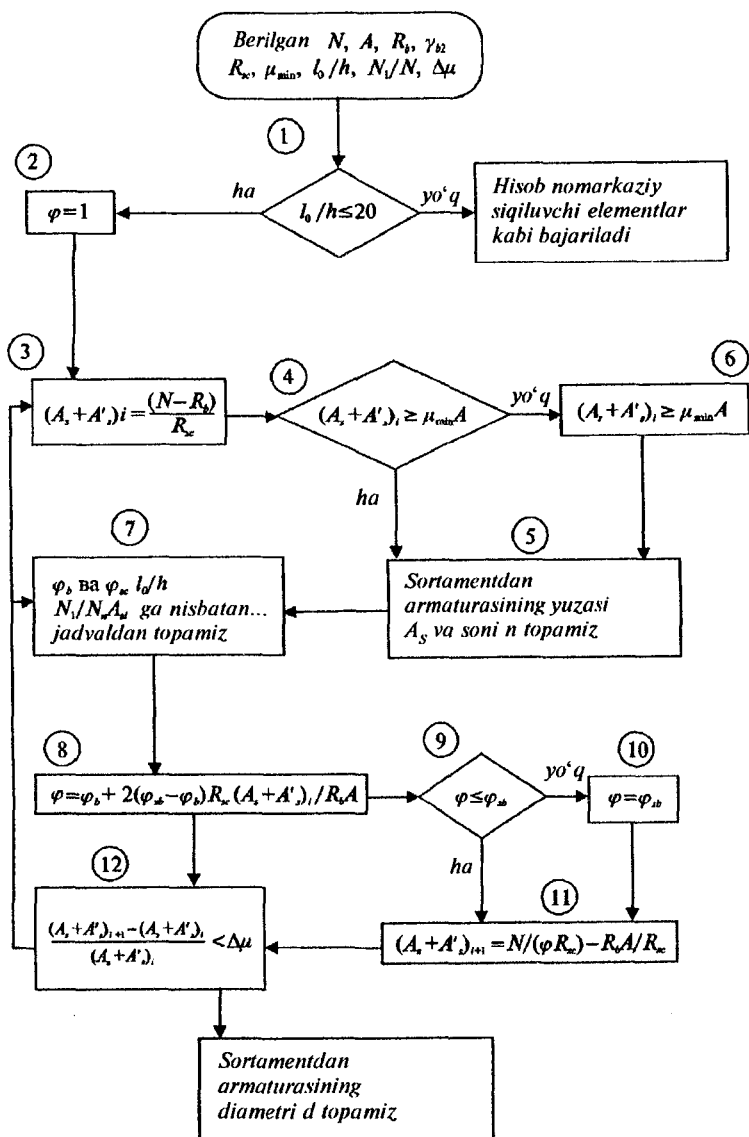
φ_r koeffitsiyenti

A. Chetki qatorda joylashgan oraliq sterjenlar yuzasi qaralayotgan yuzaga parallel bo'lgan holda va $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ dan kam bo'lganda

0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,80	0,75
1,0	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,70

B. Chetki qatorda joylashgan oraliq sterjenlar yuzasi qaralayotgan yuzaga parallel bo'lgan holda va $\frac{1}{3}(A_s + A'_s)$ dan kam bo'lmaganda

0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,80	0,75
0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
1,0	0,92	0,91	0,89	0,86	0,80	0,74	0,66	0,58



7.4-rasm. Tasodifiy yelkali kesim yuzasi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lgan siqiluvchi elementlardagi armatura yuzasini aniqlash.

Agar elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari ma'lum bo'lsa, (7.3) formuladan armaturaning yuzini aniqlasa bo'ladi:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta\varphi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}}. \quad (7.5)$$

Bu yerda φ koeffitsiyenti ketma-ket yaqinlashuv usulidan foydalanib aniqlanadi.

Elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari va armatura yuzasini dastlabki aniqlashda quyidagi tengliklar qabul qilinadi (7.4-rasm):

$$\begin{aligned} \varphi &= \eta = 1 \\ A_s + A'_s &= \mu A = 0,01A \end{aligned}$$

Kesim yuza A (7.3)dan topiladi:

$$A = \frac{N}{\eta\varphi (R_b + \mu R_{sc})}. \quad (7.6)$$

Agar $\mu = 1 \dots 2 \%$ ni tashkil etsa, kesim to'g'ri tanlangan bo'ladi. Armaturalash foizining miqdori $\mu_{min} = 0,05\% < \mu < \mu_{max} = 3\%$ oralig'ida bo'ladi.

7.3. To'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarning nomarkaziy siqilishi

Tajribalarning ko'rsatishicha, siqiluvchi temirbeton elementlarning buzilishi bo'ylama kuchning elkasiga hamda uning armaturalanish darajasiga bog'liq.

Elementga ta'sir etuvchi bo'ylama kuchning elkasi katta bo'lib, elementning cho'zilish zonasidagi armatura zaif bo'lsa, uning emirilishi cho'zilgan qirrasidan boshlanadi. Cho'ziluvchi armatura oqish chegarasiga etganda, elementning siqilish zonasidagi beton va armatura ham ishdan chiqadi.

Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda ham, egiluvchi elementlarga o'xshab, quyidagi ikki hol uchrashi mumkin;

I yelka katta qiymatga ega bo'lgan hol.

Bu holda cho'ziluvchi armatura oqish darajasiga etganda siqilish zonasidagi beton va armaturaning kuchlanishlari ham chegaraviy holat darajasiga (R_b va R_{sc}) etsa, kesimda buzilish sodir bo'ladi. Bu hol $\xi < \xi_R$ bo'lgan shartga mos keladi. Hisob jarayonida betonning siqilish zonasidagi kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak deb qaraladi (7.3-rasm,b).

II yelka kichik qiymatga ega bo'lgan hol.

Bunda avval $\xi > \xi_R$ bo'ladi. Kuchdan eng uzoqda joylashgan armatura yo siqilgan yoki bir oz cho'zilgan holatda bo'ladi. Kesimning siqilish zonasidagi beton va siqilgan armaturaning kuchlanishlari chegaraviy qiymatlarga (R_b va R_{sc}) tenglashadi. Yelka e_0 , M va N epyuralaridan aniqlanadi (7.3- rasm, v).

To'g'ri to'rtburchakli kesim uchun quyidagilarni yoza olamiz:

$$A_b = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad Z_b = h_0 - 0,5x.$$

To'g'ri to'rtburchak kesimli nomarkaziy siqilayotgan mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega:

$$\begin{aligned} Ne &\leq N_b Z_b + N_s Z_s; \\ Ne &\leq R_b bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s(h_0 - a) \end{aligned} \quad (7.7)$$

Siqilish zonasining balandligi quyidagi tengliklardan aniqlanadi:

$$\text{a) } \xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R \text{ bo'lganda } N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s, \quad (7.8)$$

$$\text{b) } \xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R \text{ bo'lganda } N = R_b bx + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (7.9)$$

Bu yerda σ_s armatura materialiga bog'liq miqdor bo'lib, quyidagi formuladan topiladi:

$$\sigma_s = R_s \frac{2 \left(1 - \frac{x}{h_0} \right)}{(1 - \xi_R)}. \quad (7.10)$$

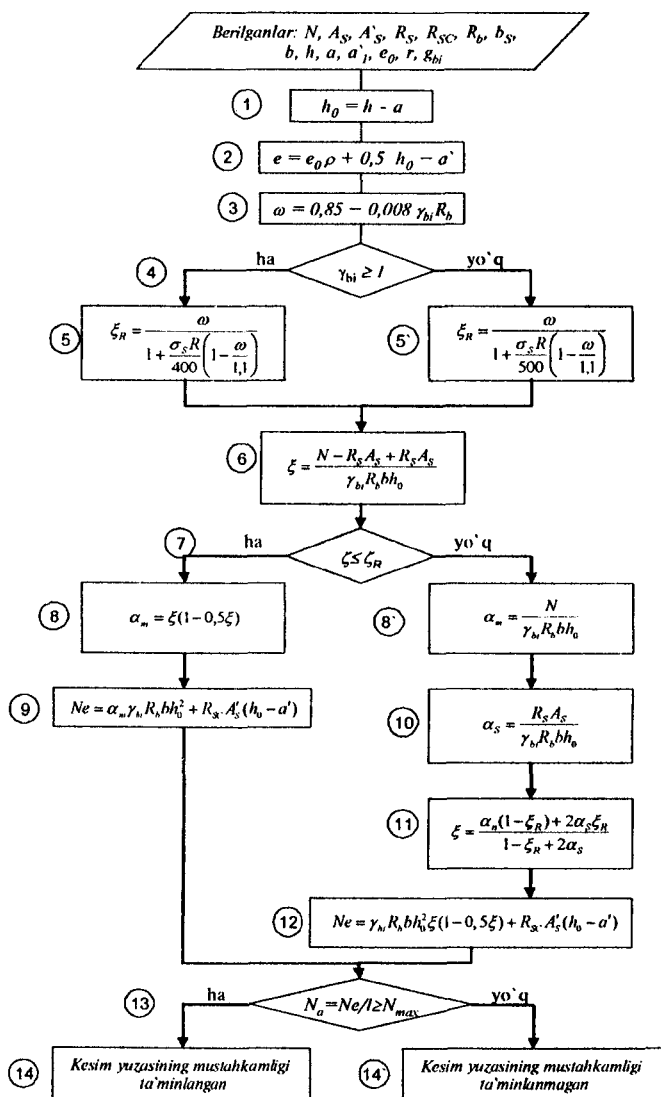
Bu yerda ξ_R — siqilish zonasi nisbiy balandligining chegaraviy qiymati bo'lib, uning bu qiymatida armaturadagi cho'zilish kuchlanishi o'zining chegaraviy qiymatiga erishadi, ya'ni R_s ga tenglashadi.

Elementning mustahkamligini tekshirishda (7.8) formuladan siqilish zonasining balandligi aniqlanadi:

$$x = \frac{N - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R_b b}, \quad (7.11)$$

Agar $x \leq \xi_R h_0$ shart bajarilsa, elementning mustahkamligi (7.8) formula yordamida tekshiriladi. Bordiyu shart bajarilmasa, x ni (7.9) formuladan aniqlab, element mustahkamligini (7.7) formula yordamida tekshirishga to'g'ri keladi (7.5-rasm).

Armaturaning yuzasini aniqlash. Armatura yuzalarini (A_s va A'_s) aniqlash uchun (7.7) va (7.8) formulalarni qayta o'zgartiramiz.



7.5-rasm. Nosimmetrik armaturalangan nomarkaziy siqiluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash.

$\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ bo'lgan holni ko'rib o'taylik.

(7.7) formuladan quyidagi ifoda kelib chiqadi:

$$A'_s = \frac{Ne - R_b bx (h_0 - 0,5x)}{R_{sc} (h_0 - a')} = \frac{Ne - R_b bh_0^2 \alpha_m}{R_{sc} z_s}. \quad (7.12)$$

Kelib chiqish yo'li: $x = \xi_R h_0$,

$$x(h_0 - 0,5x) = \xi_R h_0 (h_0 - 0,5\xi_R h_0) = h_0^2 \xi_R (1 - 0,5\xi_R) = h_0^2 \alpha_m.$$

(7.8) dan quyidagi formula hosil bo'ladi :

$$A_s = \frac{R_b bh_0 \xi_R - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7.13)$$

Agar A'_s ni konstruktiv qabul qilsak, u holda α_m quyidagi tartibda aniqlanadi; (7.7) formuladan

$$\begin{aligned} x(h_0 - 0,5x) &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b} = \alpha_m h_0^2; \\ \alpha_m &= \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b bh_0^2}. \end{aligned} \quad (7.14)$$

Bunga asosan 4.1- jadvaldan ξ aniqlanadi. (7.8) formulada $x = \xi h_0$ deb olsak, izlanayotgan yuza quyidagi ifodadan topiladi:

$$A_s = \frac{R_b bh_0 \xi - N}{R_s} + \frac{R_{sc} A'_s}{R_s}. \quad (7.15)$$

Amalda aksariyat hollarda kesimlar simmetrik ravishda armaturalanadi. Bunda $A_s = A'_s$, $R_{sc} = R_s$, $R_{sc} A'_s = R_s A_s$ bo'ladi. U holda (7.8) formuladan $X = N/R_b b$ kelib chiqadi. Bularga ko'ra (7.7) formulani quyidagi ko'rinishda yoza olamiz:

$$A_s = A'_s = \frac{N \left(e - h_0 + \frac{N}{2R_b b} \right)}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (7.16)$$

Endi $\xi = \frac{x}{h} > \xi_R$ bo'lgan holni ko'ramiz. Bu holda armatura yuzasi quyidagi tartibda hisoblanadi;

1. Hisobga doir qiymatlar (R_b ; R_s ; R_{sc} ; E_s ; E_b) yozib olinadi.

2. Armaturalash koeffitsiyenti $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh}$. $\mu = (0,0005 \div 0,030)$ oralig'ida qabul qilinadi, N_{cr} hisoblanadi. Agar $N > N_{cr}$ chiqsa,

elementning ko'ndalang kesim yuzi o'lchamlari kattalashtiriladi.

3. A_s/A'_s nisbatga qiymatlar berib, x va $\xi = \frac{x}{h_0}$ aniqlanadi, keyin (7.12) va (7.15) formulalardan foydalaniib, armatura yuzasi A_s va A'_s topiladi.

4. Armatura yuzasining topilgan qiymatlari asosida armaturalash koefitsiyenti qayta hisoblanadi. Agar koefitsiyentning bu qiymati, qabul qilingan qiymatidan $\mu = 0,0005$ dan kamroq farq qilsa, shu yuzani qoldirish mumkin. Farq katta chiqsa, hisob qaytadan bajariladi.

Element egilishini hisobga olish

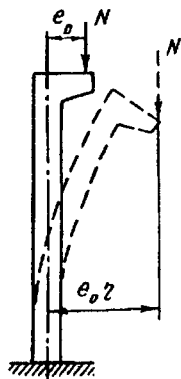
Egiluvchan elementlarga nomarkaziy qo'yilgan kuchlar bo'ylama kuch N ning boshlang'ich yelkasi e_0 ni kattalashtiradi (7.6-rasm). Shu sababdan siqiluvchi temirbeton elementlarni hisoblashda betonning noelastik deformasiyasini va cho'zilish zonasidagi yoriqlarni e'tiborga oluvchi tarhda foydalaniladi. Konstruksiya deformasiyalanmagan tarh bo'yicha hisoblansa, u holda egilishning yelka e_0 ga bo'lgan ta'siri η koefitsiyenti orqali e'tiborga olinadi. (7.9) — (7.11) formulalar tarkibiga kirgan, bo'ylama kuch N va A_s armaturaning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$e = (e_0 + e_a) \eta + e_c; \quad (7.17)$$

bu yerda e_0 — bo'ylama kuch N yelkasi; e_c — element o'qidan A_s armaturadagi zo'riqishning teng ta'sir etuvchisigacha bo'lgan masofa (7.3-rasm; b);

e_a — tasodifiy yelka (7.2 ga qar.). η koefitsiyentning qiymati (7.20) formuladan topiladi. Formuladagi N_{cr} markaziy siqilishdagi kritik kuch bo'lib, bunda elementning bikirligi yelkasi $(e_0 + e_a)$ η bo'lgan nomarkaziy siqilayotgan elementning bikirligiga teng deb hisoblanadi. Beton element uchun

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b J}{\varphi_l l_0^2} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right).$$



7.6-rasm. Egiluvchan elementlarda bo'ylama kuch yelkasining ortishi.

Temirbeton element uchun kritik kuch N_{cr} ning qiymati

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{J}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha J_s \right] \quad (7.19)$$

bo'ladi. Bu yerda J, J_s — beton va armatura kesim yuzasining inersiya momentlari; $\varphi_p > 1$ — chegaraviy holatda uzoq muddatli yukning element bikirligiga bo'lgan ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, qiymati

$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_e}{M}$ formuladan aniqlanadi; β - koeffitsiyent, og'ir beton uchun $\beta = 1$; M_e va M — kesim yuzasining kam kuchlanishli qismiga nisbatan uzoq muddatli va to'liq yukdan hosil bo'lgan moment; $\delta_e = l_0/h$, biroq buning qiymati $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - 0,01 R_b$ formuladan topilgan qiymatdan kam bo'lmashligi kerak; φ_p — oldindan zo'riqtirilgan armaturaning element bikirligiga bo'lgan ta'sirini e'tiborga oladigan koeffitsiyent (oldindan zo'riqtirish bo'lmasa $\varphi_p = 1$ bo'ladi); $\alpha = E_s/E_b$ — keltirish koeffitsiyenti. Nomarkaziy siqiluvchi beton elementda hosil bo'ladigan bo'ylama egilish η koeffitsiyenti orqali ifodalanadi:

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}}. \quad (7.20)$$

Ustunni mustahkamlikka qanday hisoblashni ko'rib chiqamiz.

6-misol. Ustunlarni hisoblash.

Olti qavatli sinchli sanoat binosining birinchi qavatidagi ustunni mustahkamlikka tekshirish. Buning uchun ko'ndalang kesimi kvadrat ($b_k \times h_k = 40 \times 40 \text{ sm}$) bo'lgan ustunning hisobi bilan tanishib chiqamiz. Berilganlar: armatura sinfi A-III, beton sinfi B 25. Qavatning balandligi $H_{ET} = 4,0 \text{ m}$.

Ustunga tushadigan yuklarni hisoblash

Ustunning yuk maydoni $A = l_1 \times l_2 = 6 \times 8 = 48 \text{ m}^2$. 1 m^2 yuzaga ta'sir etadigan yuk 7.2-jadvalda hisoblangan.

Ustunga yig'iq yuk sifatida qo'yiladigan yuklar;

- uzoq muddatli $N_{dl}^{pok} = g_{dl}^{pok} \cdot A = 5,36 \cdot 48 = 257,2 \text{ kN}$
- qisqa muddatli $N_{kr}^{pok} = g_{kr}^{pok} \cdot A = 0,98 \cdot 48 = 47,0 \text{ kN}$ orayopmadan
- uzoq muddatli $N_{dl}^{perk} = g_{dl}^{perk} \cdot A = (4,02 + 4,56) \cdot 48 = 411,8 \text{ kN}$
- qisqa muddatli $N_{kr}^{perk} = g_{kr}^{perk} \cdot A = 1,14 \cdot 48 = 54,7 \text{ kN}$ ustundan;
- uzoq muddatli $N_{dl}^k = 16,7 \text{ kN}$

Birinchi qavat ustuniga beriladigan yig'indi kuch:

1 m² yuzaga ta'sir etuvchi yuklar

№	Yuk nomlari	Me'yoriy yuk, kN/m ²	Ishonchlilik koeffitsiyenti		Hisobiy yuk, kN/m ²
			yuk bo'yicha, γ_f	vazifasi bo'yicha, γ_n	
1	2	3	4	5	6
I.	Tom yuklari				
I.	Doimiy yuk:				
1.	Tom (krovlya) og'irligi	1,00	1,3	0,95	1,23
2.	Yopmaning xususiy og'irligi	2,50	1,1	0,95	2,61
3.	Sarrov (rigel)ning xususiy og'irligi	0,58	1,1	0,95	0,60
	$\frac{A_{puc} \gamma}{l_2} = \frac{0,1875}{8} = 0,58$				
4.	Chordiq yopmasi yuki	0,75	1,3	0,95	0,92
II.	Jami	4,83			5,36
II.	Muvaqqat yuk:				
	Qor	0,7	1,4	1,0	0,98
	Hammasi	5,53			6,34
III.	Orayopma yuklari				
I.	Doimiy yuk				
1.	Pol og'irligi	0,72	1,2	0,95	0,82
2.	Yopma panel og'irligi	2,5	1,1	0,95	2,61
3.	Sarrov og'irligi	0,57	1,1	0,95	0,59
	Jami	3,79			4,02
IV.	Muvaqqat yuk	5	1,2	0,95	5,7
	shu jumladan:				
	uzoq muddatli yuk	4	1,2	0,95	4,56
	qisqa muddatli yuk	1	1,2	0,95	1,14
	Hammasi	8,79			9,72
V.	Doimiy yuk				
	Ustunning xususiy og'irligi $g=b_k h_k l \gamma_b =$ $=0,4 \cdot 0,4 \cdot 4 \cdot 25 = 16$	16	1,1	0,95	16,7

$$N_{dl} = N_{dl}^{pkr} + (n-1) N_{dl}^{per} + n N_k = 257,2 + 5 \cdot 411,8 + 6 \cdot 16,7 = 2416,4 \text{ kN},$$

$$N_{kr} = N_{kr}^{pkr} + (n-1) N_{kr}^{per} = 47 + 5 \cdot 54,7 = 320,5 \text{ kN},$$

$$N = N_{dl} + N_{kr} = 2416,4 + 320,5 = 2736,9 \text{ kN},$$

bu yerda n — qavatlar soni.

Ustunning hisobiy uzunligi $l_0 = \mu H_{ET} = 0,7 \cdot 4 = 2,8 \text{ m}$. Ustun siqiluvchi element kabi hisoblanadi. Bunda bo'ylama kuch N ning qo'yilishida tasodifiy helka e_a mavjud deb qaraladi. Tasodifiy helka sifatida quyidagilardan eng kattasi tanlab olinadi:

$$1) \frac{1}{600} l = \frac{400}{600} = 0,66 \text{ sm}; \quad 2) \frac{1}{30} h_k = \frac{40}{30} = 1,33 \text{ sm}; \quad 3) 1 \text{ sm},$$

bu yerda $l = 4$ m — ustun uzunligi;

$h_k = 40$ sm — ustun kesimining o'lchami.

$e_a = 1,33$ ni qabul qilamiz.

$$R_b = 0,85 \cdot 14,5 = 12,32 \text{ MPa},$$

$$\frac{N_{da}}{N} = \frac{2416,4}{2736,9} = 0,88; \quad \frac{l_0}{h} = \frac{280}{40} = 7.$$

7.1- jadvaldan $\varphi_b = 0,91$; $\varphi_r = 0,92$;

$\varphi = 1$ deb qabul qilib, armaturaning dastlabki kesim yuzasini (7.3) formuladan aniqlaymiz:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi \cdot R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365(100)} - \frac{40 \times 40 \cdot 12,32(100)}{365(100)} = 20,9 \text{ sm}^2.$$

φ koeffitsiyentni (7.4) formuladan aniqlaymiz:

$$\varphi = \frac{0,91 + 2(0,92 - 0,91)365(100)20,9}{40 \times 40 \cdot 12,32} = \frac{0,91 + 15257}{19712} = 0,77.$$

φ koeffitsiyentning haqiqiy qiymatini bilgach, armatura kesim yuzasini qayta aniqlaymiz:

$$A_s + A'_s = \frac{2736,9 \cdot 10^3}{1 \cdot 0,77 \cdot 365(100)} - \frac{40 \times 40 \cdot 12,32(100)}{365(100)} = 43,4 \text{ sm}^2.$$

Umumiy yuzasi $A_s = 48,26 \text{ sm}^2 > 43,4 \text{ sm}^2$ bo'lgan, diametri 32 mm li 6 ta armatura qabul qilamiz (6-ilovadan), ya'ni 6932. $A_s = 48,26 \text{ sm}^2$.

Armaturalash miqdori $\mu = \frac{A_s}{A} = \frac{43,4}{40 \times 40} = 0,027 < 0,030$ ni tashkil etadi.

Ko'ndalang sterjenlarni $S = 20d = 20 \cdot 32 = 640 \text{ mm} < S_{\max} = 500 \text{ mm}$ qadam bilan konstruktiv ravishda joylaymiz. Xomutlar qadami $S = 40$ sm, diametri $d_w = 10$ mm, armatura sinfi A-1 deb olinadi. Ustunni armaturalash tartibi 7.7-rasmda berilgan.

Ustunni mustahkamlik shartiga ko'ra tekshiramiz

$$N < 1 \cdot 0,77 [12,32(100) 40 \cdot 40 + 365(100) 48,26] = 2874171 \text{ N} = 2874,1 \text{ kN} > 2736,9 \text{ kN}.$$

Mustahkamlik sharti bajarildi. Demak, ustunning mustahkamligi etarli darajada ekan.

7.4. Cho'ziluvchi elementlar hisobi Umumiy ma'lumotlar

Armaturaning tortqichlari, fertalarning pastki qatorlari, doiraviy rezervuar va bunkerlarning devorlari cho'zilishga ishlaydi. Cho'ziluvchi elementlar markaziy va nomarkaziy cho'zilish holatida uchraydi.

7.3-jadval

**Payvandlashda bo'ylama va ko'ndalang armaturalar
orasidagi nisbat**

Bir yo'nalishdagi sterjenning diametri, mm	3-6	8-12	14-16	18-20	22	25-32	40
Boshqa yo'nalishdagi sterjenning ruxsat etilgan eng kichik diametri, mm	3	3	4	5	6	8	10
Bir yo'nalishdagi sterjen o'qlari orasidagi eng kichik masofa, mm	50	75	75	100	100	150	200

7.4-jadval

**Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementida beton
sinfiga armatura sinfining mosligi**

Taranglangan armaturaning turi va sinfi	Beton sinfi, eng kami
1. Sim armatura: B-II (ankerli) Br-II (ankersiz), diametri 5 mm gacha 6 mm va undan ortiq K-7 va K-19	B 20 B 20 B 30 B 30
2. Sterjenli armatura (ankersiz) Diametri 10-18 mm bo'lsa, A-IV A-V A-VI	B 15 B 20 B 30
Diametri 20 mm va undan ortiq bo'lsa, A-IV A-V A-VI	B 20 B 25 B 30

Cho'ziluvchi temirbeton elementlarni oldindan zo'riqtirish imkoniyati mavjud bo'lgan hollarda ulardan foydalanilsa, maqsadga muvofiq bo'ladi.

Konstruksiya avval chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha mustahkamlikka hisoblanadi. So'ngra qabul qilingan beton va armatura chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi (yoriq hosil bo'lishi, yoriqning ochilishi, deformasiyalar) bo'yicha tekshiriladi.

Temirbeton elementlarining ko'ndalang kesimlarini hisoblashda iqtisodiy talablar, beton qoliplarini bixillashtirish, armaturani joylashtirish (himoya qatlamining qalinligi, sterjenlar orasidagi masofa) kabi ishlar ham e'tiborga olinishi kerak.

Bo'ylama armaturaning kesim yuzasi beton kesimining 0,05% dan kam bo'lmasligi kerak. Payvand karkas va payvand simto'rlarda bo'ylama va ko'ndalang armaturalar orasidagi nisbat 7.3-jadval bo'yicha belgilanadi.

Oldindan zo'riqtirilgan temirbeton elementlarda betonning sinfi armatura sinfi, diametri va ankerli birikmaning bor-yo'qligiga bog'liq holda 7.4-jadval asosida belgilanadi.

Beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari va elastiklik modullari qurilish me'yorlari va qoidalari QMQ 2.03.01-96[4] dan tanlab olinadi. Temirbeton konstruksiyalarning taranglanmaydigan armaturasi sifatida A-III sinfli po'lat sterjen, Br-I sinfli oddiy simlardan foydalanish tavsiya etiladi. Ko'ndalang armatura sifatida, ayrim hollarda (gaz, suyuqlik va sochiluvchan jism bosimi ostida bo'lgan konstruksiyalarda) bo'ylama armatura sifatida ham A-II va A-I sinfli po'lat sterjenlar qo'llaniladi. Temirbeton cho'ziluvchi elementlarning taranglangan armaturalari sifatida, agar element uzunligi 12 m dan ortmasa — A_T-V va A_T-VI sinfli mustahkam po'lat sterjenlar, agar 12 m dan ortiq bo'lsa, B-II, Br-II sinfli o'ta mustahkam simlar va K-7 hamda K-19 sinfli sim arqonlar ishlatiladi. Bulardan tashqari A-V va A-VI sinfli armaturalardan foydalansa ham bo'ladi.

7.4.1. Markaziy cho'ziluvchi elementlarni mustahkamlikka hisoblash. Markaziy cho'ziluvchi elementlar deb, bo'ylama cho'ziluvchi kuch bilan kesimdagi armaturalar cho'ziluvchi zo'riqlarining teng ta'sir etuvchisi ustma-ust tushgan temirbeton elementlariga aytiladi. Markaziy cho'ziluvchi elementlar kesimning perimetri bo'ylab simmetrik ravishda yoki to'liq kesim bo'yicha armaturalanadi.

Markaziy cho'ziluvchi temirbeton elementlarning armaturasi oldindan taranglanmasa, elementda nisbatan kichik yuklar ta'sirida (armaturadagi kuchlanish $\sigma_s = 20 \div 30$ MPa bo'lganda) ham betonda yoriqlar paydo bo'ladi. Shu sababdan markaziy cho'zilishga ishlaydigan elementlarning yorilishga bo'lgan bardoshlilikini oshirish maqsadida, ulardagi ishchi armaturalar oldindan zo'riqtiriladi.

Bunday elementlarning mustahkamligi quyidagi tartibda tekshiriladi. Statik hisobdan bo'ylama kuch N ning qiymati aniqlanadi:

$$N < R_s A_{s, \text{tot}} = \gamma_{s6} R_{sp} \Sigma A_{sp} + R_s \Sigma A_s \quad (7.21)$$

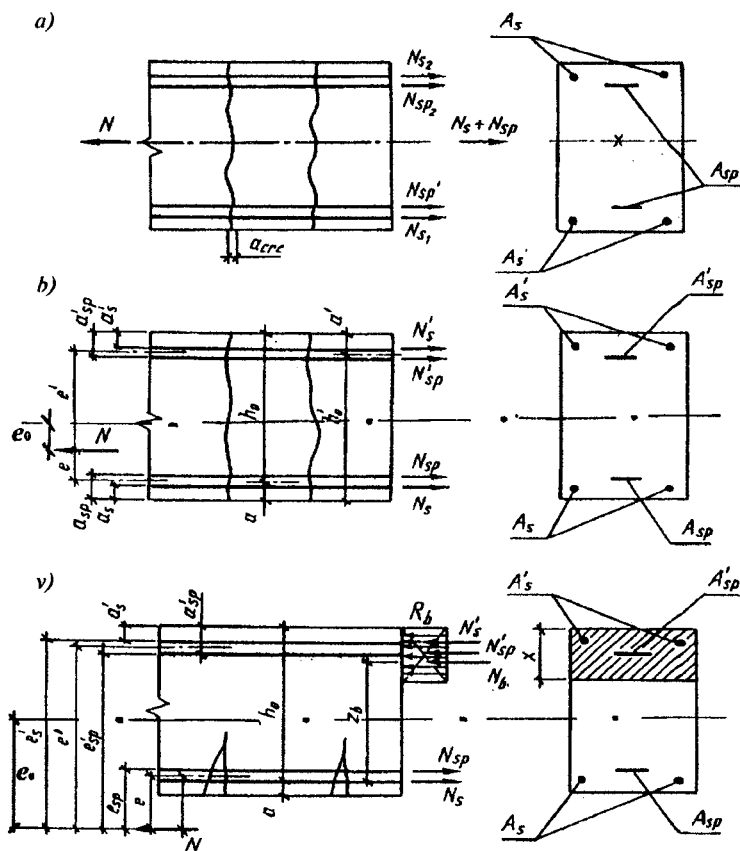
bu erda γ_{s6} — armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti;

$A_{s, \text{tot}}$ — bo'ylama armaturalarning yig'indi yuzasi;

ΣA_{sp} — taranglangan armaturalarning yig'indi yuzasi;

ΣA_s — oddiy armaturalarning yig'indi yuzasi.

Mustahkamlikni ta'minlash uchun talab etilgan bo'ylama armaturaning umumiy yuzasi quyidagi formuladan topiladi:



7.8-rasm. Cho'ziluvchi elementlarda kuchlarning joylashishi tarhi:

a — markaziy cho'ziluvchi element; b, v — nomarkaziy cho'ziluvchi elementlar.

$$A_{s, tot} = N / R_s \gamma_{s6} \quad (7.22)$$

Umumiy holda markaziy cho'ziluvchi elementlar ham zo'riqtirilgan, ham zo'riqtirilmagan sterjenlar bilan armaturalanganligi uchun (7.8- rasm, a ga qar.), avval zo'riqtirilmagan armaturaning yuzasi (A_s) ni aniqlab (yoki qabul qilib) olinadi. So'ngra o'ta mustahkam zo'riqtirilgan armaturaning yuzasi quidagi formula bilan aniqlanadi:

$$A_{s, tot} = N - R_s A_{s, tot} / R_{sp} \gamma_{s6} \quad (7.23)$$

Bu yerda γ_{s6} — o'ta mustahkam armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti.

Aniqlangan umumiy yuzaga qarab 6-ilovadan yoki [1] dagi sortamentdan sterjenlar sonini belgilaymiz.

Bunda amaldagi yuza (tejamkorlik nuqtai nazaridan) hisobiy yuzadan 3% dan ortib ketmasligi kerak.

7.4.2. Nomarkaziy cho'ziluvchi elementlar. Nomarkaziy cho'ziluvchi elementlarda quyidagi ikki hol uchrashi mumkin:

a) bo'ylama cho'zuvchi kuch A_s va A'_s armaturalari teng ta'sir etuvchi zo'riqishlarining orasida yotadi, 1-hol (7.8- rasm, b);

b) bo'ylama cho'zuvchi kuch A_s va A'_s armaturalari teng ta'sir etuvchisining tashqarisidan o'tadi, 2-hol (7.8-rasm, v).

Bu ikki holning birinchisida element nomarkaziy siqiluvchi elementlar singari hisoblanadi. Bunda faqat bo'ylama kuchning ishorasi teskarisiga o'zgartiriladi. Ikkinchi holda cho'zuvchi kuchning ta'sir chizig'i bilan eng ko'p cho'zilgan armatura A_s gacha bo'lgan masofa $e = e_0 - 0,5h - a$ ga, eng kam cho'zilgan armatura A'_s gacha bo'lgan masofa esa $e' = 0,5h - a' + e_0$ ga teng. Bu yerda $e_0 = M/N$, M — eguvchi moment, H·m; N — bo'ylama cho'zuvchi kuch, N.

Kichik yelkali birinchi hol uchun mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega:

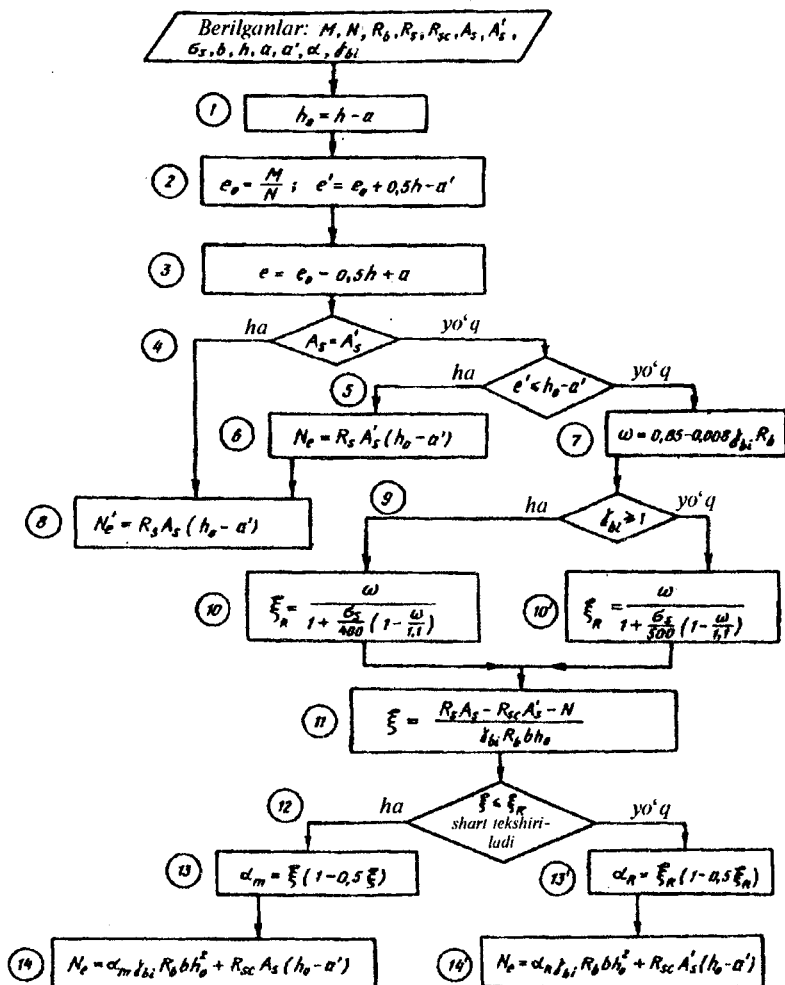
$$Ne \leq (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - \alpha) \quad (7.24)$$

$$Ne' \leq (\gamma_{s6} R_s \cdot A'_{sp} + R_s A'_s)(h_0 - \alpha') \quad (7.25)$$

Katta yelkali 2-hol uchun mustahkamlik sharti quyidagicha yoziladi:

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) \quad (7.26)$$

Bu yerda σ_{ss} — oldindan zo'riqtirilgan siqiluvchi armaturadagi kuchlanish (3.20) formuladan topiladi; R_{sc} — siqiluvchi armaturaning hisobiy qarshiligi.



7.9-rasm. Nomarkaziy cho'ziluvchi elementlar kesim yuzasini mustahkamlikka hisoblash.

Shunday qilib, yelka katta bo'lganda kuchdan eng uzoqda joylashgan kesim siqiladi, siqilishga ishlaydigan beton hisobda inobatga olinadi (7.9-rasm). Cho'zilish zonasidagi betonning ishi hisobda inobatga olinmaydi. Siqilgan betonning kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklli, uning qarshiligi esa R_b deb olinadi.

Nazorat savollari

1. Siqiluvchi elementlarda tasodifiy va hisobiy kuch yelkasi qanday aniqlanadi?
2. Siqiluvchi elementlarda bo'yлама va ko'ndalang armatura qanday joylashtiriladi?
3. Siqilishga ishlaydigan konstruksiyalarda ko'ndalang armaturaning vazifasi nimadan iborat?
4. Tasodifiy yelkali elementlarni hisoblash tartibi qanday?
5. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda I va II hol bo'yicha buzilish holati nima va u qanday harakatlanadi?
6. $x \leq x_R$ va $x > x_R$ bo'lgan hol uchun nomarkaziy siqiluvchi to'g'ri to'rt burchakli elementning hisobini ko'rsating.
7. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda qanday ikki holatni bilasiz va ularning asosiy farqi nimada?
8. Siqiluvchi elementlarning egilishi qanday hisobga olinadi (bo'yлама egilishini hisobga olgan holda)?

8 - b o b

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARINI CHEGARAVIY HOLATLARNING IKKINCHI GURUHI BO'YICHA HISOBLASH

Umumiy ma'lumotlar

Temirbeton konstruksiyalarini loyihalaganda ularning mustahkamligi va ustuvorligini ta'minlash bilan birga, ularning bikirligi va yorilishbardoshligiga ham e'tibor beriladi.

Birinchi bosqichda yorilishga qarshilik ko'rsatish, ikkinchi bosqichda yoriqning kengayishiga qarshilik ko'rsatish — elementning *yorilishbardoshligi* (treshchinostoykost) deb ataladi. Elementlarning yorilishbardoshligi va egilishini aniqlash — chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhiga kiradi.

Temirbeton konstruksiyalarida yorilishbardoshlik uch toifaga bo'linadi.

I toifa. Yoriq paydo bo'lishi ruxsat etilmaydi.

Bunday konstruksiyalarga suyuqlik va gaz bosimi ostida hamda er ostida ishlaydigan quvurlar kiradi. Bular oldindan zo'riqtirib tayyorlanadi.

II toifa. Muvaqqat yuklar ta'siridan darz ketishi va yoriqlarning ochilishi ruxsat etiladi. Lekin muvaqqat yuklarning ta'siri yo'qolganda yoriqlar yopilishi shart.

Bunday konstruksiya turlariga xom ashyo (bug'doy, sement va hokazo) saqlanadigan omborlar, kranosti to'sinlari, ko'priklar qurilmalari, elektr energiyasini uzatish uchun qo'llaniladigan tayanchlar kiradi. Bunday konstruksiyalar ham oldindan zo'riqtirib tayyorlanadi. Bunda yoriqlarning kengligi $a_{cr} \leq 0,2$ mm gacha ruxsat etiladi.

III toifa. Muvaqqat, davomli muvaqqat va doimiy yuklar ta'sirida yoriqlarning ochilishiga ruxsat etiladi. Lekin yoriqlarning ochilish kengligi armaturaning zanglamaslik shartidan kelib chiqadi.

Bunday konstruksiyalarda doimiy yuklar ta'siridan yoriqlarning ochilish kengligi $a_{cr} \leq 0,3$ mm gacha, muvaqqat yuklar ta'sirida esa $a_{cr} \leq 0,4$ mm gacha ruxsat etiladi.

Konstruksiyalarda yorilishbardoshligi bo'yicha hisoblashda ularning toifalari hisobga olinadi.

I va II toifa konstruksiyalarni yorilishbardoshlik bo'yicha hisoblashda yuklarning hisobiy qiymati olinadi. Bunda yuk bo'yicha ishonchlik koeffitsiyenti $\gamma_f > 1$.

III toifadagi konstruksiyalar uchun esa $\gamma_f = 1$ deb qabul qilinadi.

Temirbeton konstruksiyalarida yorilishlar yuk ta'sirida yoki haroratning o'zgarishi va betonning kirishishi natijasida hosil bo'lishi mumkin. Eriqlar elementning bikirligi va uzoqqa chidamliligini kamaytiradi.

Elementlarni yorilishga hisoblaganda tashqi kuchlardan tashqari, oldindan zo'riqtirilgan kuchlar ham e'tiborga olinadi. Bunda normal va qiya yorilishlar alohida ko'rib o'tiladi.

Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi (yoriqlarning hosil bo'lishi va kengayishi) bo'yicha bajariladigan hisoblarni quyidagi tartibda amalga oshirish tavsiya etiladi.

Statik hisobdan bo'ylama cho'zuvchi kuch N_{ser} yoki $N_{e,ser}$ aniqlanadi. Yorilishbardoshlik bo'yicha konstruksiyaning toifasi belgilanadi (8-ilova).

Betonning uzatish mustahkamligi R_{bp} [11] ga ko'ra 11 MPa dan, A-VI sinfli sterjenli armaturada, K-7 va K-19 sinfli sim arqonlarda, shuningdek kallaksiz armatura simlarida 15,5 MPa dan kam bo'lmasligi kerak. Bundan tashqari uzatish mustahkamligi beton sinfining 50 foizidan ko'proq bo'lishi lozim.

Armaturani taranglash uchun mexanik yoki elektrotermik usullardan biri qo'llaniladi. Buning uchun oldindan uyg'otilgan kuchlanishning ruxsat etilgan og'ish miqdori r topiladi. Armaturada oldindan uyg'otiladigan kuchlanishning maksimal qiymati quyidagicha aniqlanadi:

$$\sigma_{sp} = R_{s,ser} - p \quad (8.1)$$

Armatura mexanik usulda taranglanganda

$$p = 0,05 \sigma_{sp} \text{ MPa}, \quad (8.2)$$

elektrotermik va elektrotermomexanik usulda taranglanganda (3.2) formuladan topiladi.

Armaturani taranglash aniqqligi koeffitsiyenti γ_{sp} quyidagi formuladan aniqlanadi: $\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$. Agar oldindan zo'riqtirish elementga yaxshi ta'sir etsa — ishora musbat, salbiy ta'sir etsa — ishora manfiy olinadi. Armatura mexanik usulda taranglansa $\Delta\gamma_{sp} = 0$ bo'ladi.

Betonni siqishdan oldin armaturadagi kuchlanishlarning yo'qolishi hisoblanadi (tayanchlarga tirab cho'zilsa $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \sigma_4, \sigma_5$; betonga tirab cho'zilsa $\sigma_3, \sigma_4, \sigma_7$. Armaturani taranglash aniqqligi koeffitsiyentini $\gamma_{sp} = 1$ deb olib, betonni siqishdagi zo'riqish aniqlanadi; $P_0 = P_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1)$. Bu yerda σ_1 — betonni siqishdan oldin armaturadan yo'qotilgan kuchlanishlar yig'indisi (bu yerda betonning tezkor tob tashlashidan yo'qotilgan kuchlanishi σ_6 hisobga kirmaydi).

Betonni dastlabki siqish bosqichida ruxsat etilgan kuchlanish topiladi $\sigma_{bp}/R_{bp} = \varepsilon$. Cho'ziluvchi element betonining talab etilgan minimal kesim yuzasi aniqlanadi $A = P_0 / \varepsilon R_{bp}$. Bu yuza [11] ga ko'ra choklarni to'ldirish va himoya qatlami qoldirish hisobiga bir oz kattalashtirilishi mumkin. Elementning keltirilgan kesim yuzasi quyidagi formuladan topiladi:

$$A_{red} = A + \alpha_{sp} A_{sp} + \alpha_s A_s; \text{ bu yerda } \alpha_{sp} = E_{sp} / E_b; \alpha_s = E_s / E_b,$$

Betonni siquvchi kuchlanishi $\sigma_{bpl} = R_0 / A_{red}$ bo'ladi.

Issiq ishlov beriladigan og'ir betonda ($K = 0,85$) tezkor tob tashlash natijasida yo'qotiladigan kuchlanish σ_6 (3.11 va 3.12) nisbatlarga bog'liq holda aniqlanadi.

Armaturadagi kuchlanishlar yo'qolishini hisobga olganda betonni siqish zo'riqishi ($\gamma_{sp} = 1$ bo'lganda) quyidagicha aniqlanadi:

$$P_1 = A_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6) - A_s \sigma_6. \quad (8.3)$$

Og'ir betonning kirishishidan yo'qotilgan kuchlanish σ_8 8.1-jadvaldan topiladi.

Betondagi siqilish kuchlanishi armaturada tezkor tob tashlash natijasida kuchlanish kamaygan hol uchun aniqlanadi:

$$\sigma_{bp2} = P_1 / A_{red}$$

Issiq ishlov beriladigan og'ir betonga oid σ_{bp2} / R_{bp} nisbatning turli qiymatlari uchun armaturada tob tashlash natijasida ro'y beradigan yo'qotish σ_9 (3.13) va (3.14) formulalardan topiladi.

Armaturadagi kuchlanishlarning barcha turdagi yo'qotishlari e'tiborga olinganda (armaturani taranglash aniqligi koeffitsiyenti $\sigma_{sp} < 1$ bo'lganda) betonni siqish zo'riqishi quyidagi miqdorga teng bo'ladi:

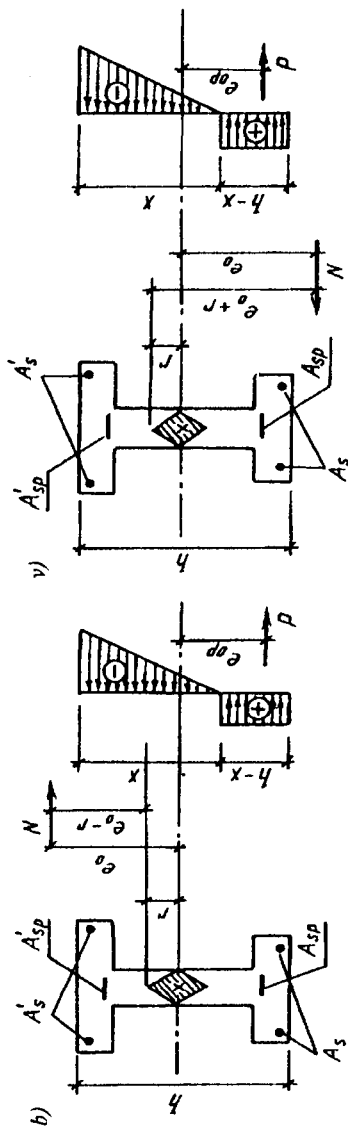
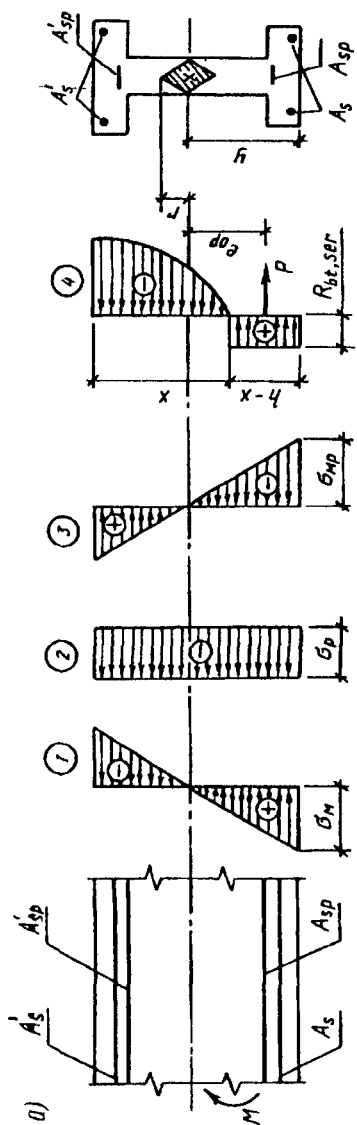
$$P_2 = A_{sp} (1 - \Delta \gamma_{sp}) (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_6 - \sigma_8 - \sigma_9) - A_s (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9) \quad (8.4)$$

8.1. Markaziy cho'ziluvchi elementlarda normal yoriqlar hosil bo'lishiga hisoblash

Tashqi cho'zuvchi kuchlar elementda o'q bo'ylab cho'zilishni, oldindan uyg'otilgan kuchlanishlar esa o'q bo'ylab siqilishni vujudga keltiradi. Fermaning ostki tasmasi, arka tortqichlari, quvur yoki rezervuarlarning devorlari va boshqalar bunga misol bo'la oladi. Ana shunday elementlar uchun yorilishbardoshlik sharti quyidagicha ifodalanadi:

$$N \leq N_{cre}, \quad (8.5)$$

bu yerda N — tashqi yuklardan hosil bo'lgan bo'ylama kuch; N_{cre} — yoriqlar hosil qiluvchi ichki bo'ylama kuch (zo'riqish).



8.1-rasm. Elementlarning yorilishga bardoshligini hisoblashda normal kesimda kuchlarning joylashishi:
a — egiluvchi element; b — nomarkaziy siqilish; v — nomarkaziy cho'zilish.

Oldindan zo'riqtirilmagan temirbeton elementdagi zo'riqish N_{crc} darz ketishdan ilgari betonda hosil bo'ladigan chegaraviy kuch ($R_{bl,ser} A$) dan hamda armaturadagi ichki kuch ($\sigma_s A_s$) dan tashkil topadi. Beton darz ketishidan ilgari armaturada vujudga keladigan kuchlanish $\sigma_s = \epsilon_{bl} E_s$. Agar $\epsilon_{bl} = R_{bl,ser} / E_s = 2 R_{bl,ser} / E_{bl}$ ekanligini hisobga olsak,

$$N_{crc} = R_{bl,ser} A + 2 \alpha R_{bl,ser} A_s \quad (8.6)$$

bu yerda A -beton yuzasi kelib chiqadi. Agar element oldindan zo'riqtirilgan bo'lsa u bo'ylama kuch bilan siqilgan bo'ladi, u holda tashqi kuchlarning bir qismi ana shu siquvchi kuchni so'ndirishga sarf bo'ladi, ya'ni

$$N_{crc} = R_{bl,ser} (A + 2 \alpha A_s) + P_2. \quad (8.7)$$

8.2. Egiluvchi elementlarni normal yoriqlar hosil bo'lishiga hisoblash

Agar tashqi kuchlar momenti M yoriqlar paydo bo'lishidan bir oz ilgari elementda hosil bo'ladigan ichki kuchlar momenti M_{crc} dan kichik bo'lsa, beton yorilmaydi, u holda yoriqbardoshlik sharti

$$M < M_{crc}. \quad (8.8)$$

Yoriq hosil qiluvchi moment M_{crc} ni aniqlaydigan bir necha usul bor. Qurilish me'yorlari [11] M_{crc} ni yadro momentlari usulida aniqlashni tavsiya etadi (8.1- rasm):

$$M_{crc} = R_{bl,ser} W_{pl} \div M_{rp} \quad (8.9)$$

bu yerda W_{pl} — elastik-plastik qarshilik momenti;

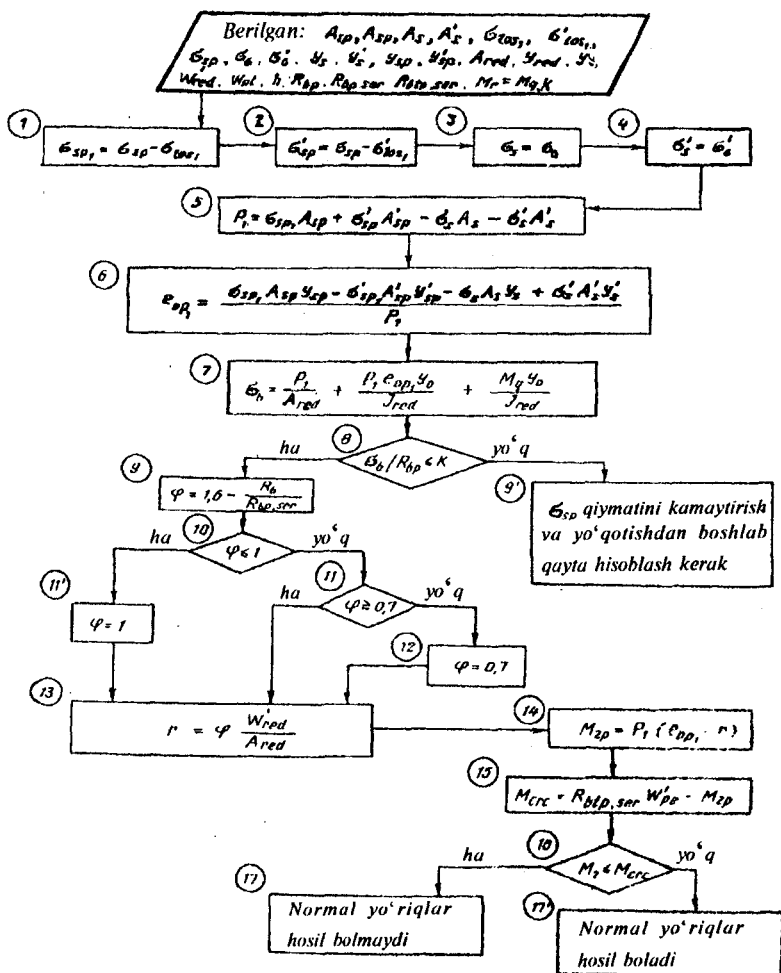
M_{rp} — yoriq bardoshligi tekshirilayotgan cho'ziluvchi qirradan eng uzoq yadro nuqtasidan o'tuvchi o'qqa nisbatan oldindan zo'riqtirilgan P kuchdan olingan moment, ya'ni yadro momenti

$$M_{gp} = P(e_{op} + r); \quad (8.10)$$

r — yoriqbardoshligi tekshirilayotgan cho'ziluvchi qirradan eng uzoqda joylashgan yadro nuqtasidan keltirilgan kesimning og'irlik markazigacha bo'lgan masofa;

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad \varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{b,ser},$$

e_{op} — keltirilgan kesim og'irlik markaziga nisbatan siquvchi zo'riqish yelkasi; $R_{bl,ser} W_{pl}$ — elementning cho'zilish zonasida dastlabki yoriqlar paydo bo'lgan daqiqada beton qabul qiladigan moment (P zo'riqish



8.2-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan egiluvchi elementlarni tayirlashda normal kesim bo'yicha yoriq hosil bo'lishining hisobi.

hisobga olinmaydi). W_{pl} ni aniqlaydigan formulalar ham ko'p. Biroq ularning ichida eng qulayi quyidagi formuladir:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} \quad (8.11)$$

Bu yerda W_{pl} — keltirilgan kesimning cho‘zilgan zona bo‘yicha keltirilgan qarshilik momenti; γ — cho‘zilish zonasidagi betonning noelastik deformatsiyalarini hisobga oluvchi koeffitsiyent. To‘g‘ri to‘rtburchakli kesim uchun $\gamma = 1,75$; qo‘sh-tavr uchun $\gamma = 1,5$ va hokazo.

Keltirilgan yuzaning qarshilik momenti W_{pl} ni topadigan aniq formula:

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75(\gamma_1 + 2\mu_1\alpha) + 0,075(\gamma'_1 + 2\mu'_1\alpha')]bh^2, \quad (8.12)$$

bu yerda

$$\gamma_1 = \frac{(b_f - b)h_f}{bh}; \quad (8.13)$$

$$\gamma'_1 = \frac{2(b'_f - b)h'_f}{bh}, \quad (8.14)$$

$$\mu_1 = A_s/bh \text{ va } \mu'_1 = A'_s/bh. \quad \alpha = E_s/E_b.$$

(8.9) formulani nomarkaziy siqilish va nomarkaziy cho‘zilish holatida ishlaydigan elementlarga ham tatbiq etsa bo‘ladi.

Elementni tashish va montaj qilish jarayonida tashqi yuklar ta‘sirida siqiladigan zonasi, aksincha, cho‘zilish holatiga o‘tishi mumkin. Bunda yoriqbardoshlik sharti quyidagi ko‘rinishga keladi:

$$M_{crc} = R_{bt,ser}W_{pl} - P(e_{op} - r). \quad (8.15)$$

Bunday holda tashqi kuch momenti shu bosqichda ta‘sir etuvchi yuklardan (masalan, elementning xususiy og‘irligidan) olinadi. Oldindan zo‘riqtirilgan egiluvchi elementlarni tayorlash vaqtida normal kesim bo‘yicha yoriq hosil bo‘lishi yoki bo‘lmasligi 8.2-rasmda ko‘rsatilgan algoritm bo‘yicha boshqariladi.

8.3. Elementlardagi qiya yoriqlarni paydo bo‘lishi bo‘yicha hisoblash

Bosh cho‘zuvchi kuchlanishlar ta‘sir etuvchi zonada elementning qiya kesimlari yoriqbardoshligi tekshiriladi. Tekshiruv zo‘riqishlar bo‘yicha emas, kuchlanishlar bo‘yicha amalga oshiriladi. Bosh siquvchi va bosh cho‘zuvchi kuchlanishlar aniqlanadi. Agar bosh kuchlanishlar quyidagi shartlarni qanoatlantirsa, qiya kesimlar yoriqbardoshligi ta‘minlangan bo‘ladi:

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

Bu yerda

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b,ser}}{0,2 + \alpha B} \leq 1,0 ,$$

α — koeffitsiyent, og'ir beton uchun $\alpha = 0,01$; engil beton uchun $\alpha = 0,02$. B — og'ir beton sinfi, MPa.

σ_{mt} — bosh cho'zuvchi kuchlanishlar; σ_{mc} — bosh siquvchi kuchlanishlar; $R_{bt,ser}$ — chegaraviy holatlar II guruhi uchun betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi;

$$\sigma_{mc(mt)} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (8.16)$$

σ_x va σ_y — betondagi normal kuchlanishlar; τ_{xy} — betondagi urinma kuchlanish.

Normal va urinma kuchlanishlarni aniqlashda beton elastik zonada ishlaydi deb faraz etiladi va quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\sigma_x = \frac{M}{J_{red}} z + \sigma_{bp} \mp \frac{P}{A_b}, \quad (8.17)$$

$$\tau_{xy} = \frac{(Q - Q_{bukma})S}{J_{red}} \text{ yoki } \tau_{xy} = \frac{Q}{bh_0}. \quad (8.18)$$

Bu yerda Q — tashqi yuklardan hosil bo'ladigan ko'ndalang kuch; Q_{bukma} — oldindan zo'riqtirilgan, bukilgan armatura qabul qila oladigan ko'ndalang kuch; σ_{bp} — oldindan uyg'otilgan kuchlanish; S — statik moment; z — keltirilgan yuzaning og'irlik markazidan kuchlanishi izlanayotgan nuqtagacha bo'lgan masofa.

8.4. Yoriqlarning kengligini hisoblash Umumiy tushunchalar

Biz yuqorida elementning yorilishga ko'rsatgan qarshiligini ko'rib o'tdik, yorilishning oldini olishga urindik. Endi temirbeton element darz ketdi, ya'ni yoriq paydo bo'ldi, deb faraz etamiz. Endigi vazifamiz shu yoriqning kengaymasligini ta'minlashdan iborat bo'ladi, ya'ni elementning yoriq kengayishiga bo'lgan qarshiligini ko'rib o'tamiz. Yoriqni kengayishdan asraydigan narsa armaturadir.

Yoriqlarning kengligini aniqlash masalasi kuchlanishlar holatining ikkinchi bosqichi bo'yicha amalga oshiriladi. Hisob normal va qiya kesimlar uchun bajarilib, yorilishbardoshligi bo'yicha II va III toifa talablari qo'yiladigan temirbeton konstruksiyalari ko'rib o'tiladi.

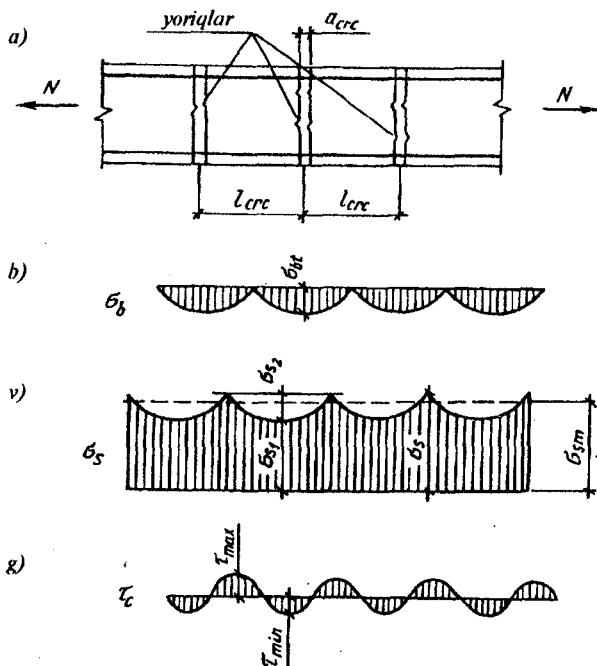
Hisobning maqsadi yoriqlar kengligining nazariy qiymati a_{cre} ni aniqlash hamda uni ruxsat etilgan qiymat $[a_{cre}]$ bilan taqqoslashdan iboratdir. Yorilishlarning ruxsat etilgan eni $[a_{cre}]$ yoriqbardoshlik toifalariga bog'liq qiymat bo'lib, 8-ilovadan olinadi.

Agar nazariy qiymat ruxsat etilgan qiymatdan katta chiqsa, betonda oldindan beriladigan siquvchi zo'riqish kattalashtiriladi, betonning sinfi oshiriladi yoki elementning ko'ndalang kesimi o'Ichamlari kattalashtiriladi.

Yoriqlarning kengligi a_{cre} ko'pgina omillarga bog'liq: beton va armaturaning sinfi, o'zaro yopishuv kuchi, bog'lanishi beton yorilgan joyda armaturada vujudga kelgan kuchlanish σ_s , yoriqlar orasidagi masofa l_{cre} va hokazolarga bog'liq.

Cho'ziluvchi elementni ko'rib o'tamiz, chunki bu masalada egilish bilan cho'zilish orasida jiddiy tafovutlar yo'q.

Yoriq paydo bo'lgan joyda betondagi kuchlanish nol bo'lib, armaturadagi kuchlanish maksimumga erishgan bo'ladi (8.3-rasm).



8.3-rasm. ψ ni aniqlashga doir tarh:

a — cho'ziluvchi element; b — betondagi kuchlanishlar; v — armaturadagi kuchlanishlar; g — armatura bilan betonning yopishish kuchlanishi.

Yoriq kengligi a_{crc} quyidagi $a_{crc} = \Delta l_s - \Delta l_b$ ifodadan aniqlanishi mumkin. Ifodadagi Δl_b juda kichik son (0,0001) bo'lgani uchun uni e'tiborga olmasa ham bo'ladi. Absolyut deformatsiyani nisbiy deformasiya orqali ifodalaymiz:

$$a_{crc} = \varepsilon_{cs} l_{crc};$$

o'rtacha deformatsiya $\varepsilon_{cm} = \varphi_s \varepsilon_s$; $\varphi_s = \varepsilon_{cm} / \varepsilon_s$

u holda

$$a_{crc} = \varphi_s \varepsilon_s l_{crc};$$

$$a_{crc} \leq [a_{crc}]$$

Normal yoriqlar kengligini hisoblash. Qurilish me'yorlari [4] normal yoriqlarning o'rtacha kengligini aniqlash uchun quyidagi empirik formulani tavsiya etadi:

$$a_{crc} = \delta \varphi_e \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt{d}. \quad (8.19)$$

Bu yerda ρ — elementdagi kuchlanish holatini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, egiluvchi va nomarkaziy siqiluvchi elementlar uchun 1, cho'ziluvchi elementlar uchun 1,2 olinadi; φ_l — yukning ta'sir etish muddatini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, qiymati 1...2,5 oralig'ida bo'ladi; η — armaturaning turini hisobga oluvchi koeffitsiyent. Davriy profilli sterjenlar uchun 1, silliq sirtli simlar uchun 1,3 olinadi; σ_s — bo'ylama armaturadagi kuchlanish; $\mu = \frac{A_s}{bh_0}$ — kesimning armaturalash koeffitsiyenti; d — armatura diametri, mm.

Cho'ziluvchi armaturadagi kuchlanish quyidagi formulalardan topiladi:

1. Markaziy cho'ziluvchi elementlarda

$$\sigma_s = \frac{N - P}{A_s + A_{sp}}; \quad (8.20)$$

2. Egiluvchi elementlarda

$$\sigma_s = \frac{M - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z}; \quad (8.21)$$

3. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z} \quad (8.22)$$

Agar oldindan zo'riqtirilgan kuchlanishlar bo'lmasa, $P = 0$ bo'ladi.

8.4.1 Qiya yoriqlarning kengligini hisoblash.

Qiya yoriqlarning kengligiga ko'ndalang armaturalar (xomutlar, bukilgan sterjenlar) sezilarli ta'sir etadi. Xomutlarning ko'payishi qiya yoriqlar kengligiga kam ta'sir etadi.

Xomutlar bilan armaturalangan egiluvchi elementlarda qiya yoriqlarning kengligi quyidagi empirik formuladan topiladi:

$$a_{crc} = \varphi_e \frac{0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s d_w / h_0 + 0,15E_b (1 + 2\alpha\mu_w)} \quad (8.23)$$

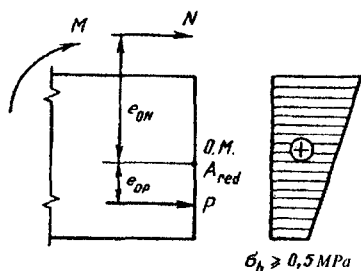
Bu yerda d_w — xomutlar diametri; σ_{sw} — xomutlardagi kuchlanishlar:

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bl}}{A_{sw}h_0} s \leq R_{s,ser},$$

Q — tashqi yuklardan hosil bo'lgan ko'ndalang kuch; Q_{bl} — ko'ndalang armaturasiz, betonning o'zi qabul qiladigan ko'ndalang kuch; (4.29) formula yordamida topiladi. A_{sw} — bir tekislikdagi xomutlarning ko'ndalang kesim yuzasi; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ — armaturani betonga keltirish koeffitsiyenti; $\mu_w = A_{sw}/bs$ ko'ndalang armaturalash koeffitsiyenti; s — xomutlar orasidagi masofa; b — elementning eni.

8.4.2 Oldindan zo'riqtirilgan elementlardagi yoriqlarni yopilishga hisoblash

Yoriqlarning yopilishiga faqat yorilishbardoshlik bo'yicha II toifa talablari qo'yiladigan elementlarga hisoblanadi. Bunday elementlarda to'liq me'yoriy yuk ta'sirida bir ozgina normal va qiya yoriqlar paydo bo'lishiga yo'l qo'yiladi, ammo doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'sirida bu yoriqlar berkilib qolishi shart.



8.4-rasm. Normal yoriqlarni yopilishiga doir.

Agar egiluvchi, nomarkaziy siqiluvchi va nomarkaziy cho'ziluvchi elementlarda doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'sirida kesim siqilsa, u holda normal yoriqlarni yopilgan deb hisoblash mumkin. Bunda cho'zilgan qirradagi (tashqi kuchdan hosil bo'ladigan) siqilish kuchlanishi 0,5 MPa dan kam bo'lmasligi lozim, ya'ni quyidagi shart (8.4-rasm) bajarilishi zarur:

$$\sigma_b = \frac{P(e_{op} + r) - M_r}{W_{red}} \geq 0,5 \text{ MPa} \quad (8.24)$$

bu yerda M_r — eng uzoq yadro nuqtasidan o'tuvchi o'qqa nisbatan tashqi kuchlardan olingan moment. Egiluvchi elementlar uchun $M_r = M$, nomarkaziy siqilgan yoki cho'zilgan elementlar uchun $M_r = N(e_{op} \div r)$.

Agar keltirilgan kesimning og'irlik markazi sathida doimiy va uzoq muddatli yuklardan hosil bo'lgan ikkala bosh kuchlanishlar siquvchan bo'lib, ulardan kichigining qiymati 0,5 MPa dan kam bo'lmasa, bo'ylama o'qqa nisbatan qiya bo'lgan yoriqlarni puxta berkilgan deb qarash mumkin. Bu shart bajarilishi uchun ko'ndalang armaturalarni oldindan taranglatish lozim.

Taranglangan armaturada qoldiq deformasiyalar hosil bo'lmagan taqdirdagina puxta yopiladi. Buning uchun quyidagi shart bajarilishi lozim:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8 R_{s,ser}$$

bu yerda σ_s — taranglangan armaturada tashqi yuklardan hosil bo'lgan kuchlanish orttirmasi bo'lib, (8.20) — (8.22) formulalardan topiladi. Endi temirbeton elementining yoriq paydo bo'lishiga qanday hisoblanishi bilan tanishib chiqamiz.

7-misol. Bo'ylama o'qqa tik yo'nalgan (normal) yoriqlarning paydo bo'lishini hisoblash.

Oldindan zo'riqtirilgan qobirg'ali temirbeton plitani yoriqbardoshligini hisoblash.

Berilgan:

Plitaning o'lchamlari $b_{pl} \times l_{pl} = 1,5 \times 8,0 \text{ m}$; balandligi $h_{pl} = 0,35 \text{ m}$.

Beton sinfi B 40.

Zo'riqtirilgan armaturaning sinfi A—VI.

Armatura mexanik usulda taranglanadi.

Plita yoriqbardoshligi bo'yicha III toifaga kiradi. (Qolgan ma'lumotlar 4-misolda berilgan).

Yoriqlar paydo bo'lishini hisoblashdan maqsad, yoriqlarning ochilishi va deformasiyalar bo'yicha hisoblashga zarurat bor-yo'qligini aniqlashdan iborat. Bunda $\gamma_{sp} = \gamma_r = 1,0$; hisobiy moment $M = 90,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ plitaning xususiy og'irligidan hosil bo'lgan moment $M_{s,v} = 27,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$ olinadi.

Plitani tayorlash chog'ida uning tepa qismida siquvchi zo'riqish $P_0 = 246,7 \text{ kN}$ ta'sirida boshlang'ich yoriqlar paydo bo'lishi yoki bo'lmasligi quyidagi shart bo'yicha tekshiriladi:

$$P_0(l_{op} - r') - M_{c.s} \leq R_{bt,ser}^p W'_{pl}.$$

Agar $R_{bp} = 0,7 \cdot B = 0,7 \cdot 40 = 28$ MPa bo'lsa, $R_{bt,ser}^p = 1,7$ MPa bo'ladi. Y holda $P_0(e_{op} - r') - M_{c.s} = 246,7 \cdot 10^3 (22 - 9,2) - 27,4 \cdot 10^5 = 4,29 \text{ kN} \cdot \text{m} < R_{bt,ser}^p W'_{pl} = 1,7 \cdot (100) \cdot 21282 = 36,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$, ya'ni $4,29 \text{ kN} \cdot \text{m} < 36,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$.

Shart qanoatlantiriladi. Demak, boshlang'ich yoriqlar paydo bo'lmaydi.

Yoriq paydo qiluvchi momentni aniqlaymiz:

$M_{cr} = R_{bt,ser} W_{pl} + P_2(e_{op} + r) = 2,18594(100) + 204 \cdot 10^3(22 + 3,2) = 69,5 \text{ kNm}$. Plitaning pastki cho'zilish zonasida yoriqlar paydo bo'lar ekan, chunki $M = 90,4 \text{ kNm} > M_{cr} = 69,5 \text{ kNm}$. Shuning uchun plitani yoriqlarning ochilishiga hisoblash zarur.

Plitada normal yoriqlarning ochilishini hisoblash. To'liq me'yoriy yukdan hosil bo'lgan eguvchi moment $M = 90,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$, uzoq muddat ta'sir etuvchi yukdan hosil bo'lgan moment $M_e = 79,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$. Cho'ziluvchan armaturada tashqi kuchlardan hosil bo'lgan kuchlanishlar orttirmasi

$$\sigma_s = \frac{M - p_2(z - e_{sp})}{A_{sp}z}.$$

Yukning uzoq muddat ta'sir etuvchi qismidan vujudga keladigan σ_{s1} ni aniqlash uchun quyidagilarni topamiz:

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0} = \frac{(146 - 14) \cdot 6}{14 \cdot 31} = 1,82 \quad (A'_s = 0);$$

$$\mu = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{4,02}{14 \cdot 31} = 0,0093.$$

$$\eta = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{2h_0} \right) = 1,82 \left(1 - \frac{6}{2 \cdot 31} \right) = 1,64; \quad e_{sp} = 0;$$

chunki siquvchi zo'riqish P_2 pastki taranglangan armatura kesim yuzasining og'irlik markaziga qo'yiladi $N_{tot} = P_2$.

$$\delta = \frac{M_1}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{79,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29 \cdot (100)} = 0,2; \quad e_{s,tot} = \frac{M_c}{P_2} = \frac{79,4}{204} = 0,389 \text{ m};$$

$$\begin{aligned}\xi &= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0^1} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,2+1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5+1,82}{11,5 \frac{0,389}{0,31} - 5} = \\ &= 0,4 > \frac{h_f}{h_0} = \frac{6}{31} = 0,19.\end{aligned}$$

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,4^2}{2(1,82 + 0,4)} \right] = 27,4 \text{ sm.}$$

$$\text{Y holda } \sigma_{s1} = \frac{79,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,4}{4,02 \cdot 27,4} = 21338,2 \text{ N/sm}^2 = 213,4 \text{ MPa.}$$

Cho'ziluvchan armaturada to'liq yuk vujudga keladigan kuchlanishlar orttirmasi σ_{s2} ni aniqlash uchun quyidagilarni topamiz:

$$\delta = \frac{90,4 \cdot 10^5}{14 \cdot 31^2 \cdot 29(100)} = 0,23; \quad e_{s,tot} = \frac{90,4}{204} = 0,443 \text{ m};$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,23+1,64)}{10 \cdot 0,0093 \cdot 5,85}} + \frac{1,5+1,82}{11,5 \frac{0,443}{0,31} - 5} = 0,34 > 0,19;$$

$$z = 31 \left[1 - \frac{\frac{6}{31} 1,82 + 0,34^2}{2(1,82 + 0,34)} \right] = 27,6 \text{ sm.}$$

$$\text{Y holda } \sigma_{s2} = \frac{90,4 \cdot 10^5 - 204 \cdot 10^3 \cdot 27,6}{4,02 \cdot 27,6} = 30730,4 \text{ N/sm}^2 = 307 \text{ MPa.}$$

Yoriqning ochilish kengligi quyidagi formuladan topiladi:

$$a_{crv} = \delta \varphi_f \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d}$$

To'liq yuk qisqa muddat ta'sir etganda yoriqlarning ochilish kengligi:

$$a_{crv,1} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{307}{19 \cdot 10^4} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,209 \text{ mm,}$$

bu yerda egiluvchi elementlar uchun $\delta=1$; davriy profilni armatura sterjeni uchun $\eta=1$; yuk qisqa muddat ta'sir etgan hol uchun $\varphi_r=1$; bo'ylama ishchi armatura diametri $d=16$ mm.

Yukning uzoq muddat ta'sir etadigan qismi qisqa muddat ta'sir etganda yoriqlarning ochilish kengligi:

$$a_{cr,2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,145 \text{ mm.}$$

Yukning uzoq muddat ta'sir etuvchi qismidan hosil bo'lgan yoriqlarning ochilish kengligi:

$$a_{cr,3} = 1 \cdot 1,46 \cdot 1 \cdot \frac{213,4}{19 \cdot 10^4} \cdot 20 \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,0093) \times \sqrt[3]{16} = 0,212 \text{ mm,}$$

bu yerda yuk uzoq muddat ta'sir etgan hol uchun $\varphi_r = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0093 = 1,46$. Shunday qilib, yoriqning qisqa muddatga ochilish kengligi

$$a_{cr} = a_{cr,1} - a_{cr,2} + a_{cr,3} = 0,209 - 0,145 + 0,212 = 0,276 < 0,3 \text{ mm;}$$

yoriqning uzoq muddatga ochilish kengligi

$$a_{cr} = a_{cr,3} = 0,212 \text{ mm} > 0,2 \text{ mm.}$$

Bundan ko'rinadiki, uzoq muddat ta'sir etuvchi yuklar uchun plita yoriqlarining ochilish kengligi me'yor talablariga (8-ilova) javob bermas ekan. Plitaning yoriqbardoshligini oshirish zarur. Bunga erishish uchun yo siquvchi zo'riqish P_2 ni kuchaytirish, armatura yuzasi A_{sp} ni kattalashtirish (yoki uning sinfini o'zgartirish), yo bo'lmasa kesim balandligi h ni oshirish lozim bo'ladi.

8.5. Temirbeton konstruksiyalari elementlarining deformasiyalarini hisoblash

Temirbeton elementlarining deformasiyalari texnologik, konstruktiv va estetik talablar asosida belgilanadigan ma'lum me'yordan oshmasligi darkor. Texnologik talablar uskunalar, mashinalar, ko'priklar va boshqalarning me'yorda ishlashini ta'minlashdan kelib chiqadi. Konstruktiv talablar deformasiyaga xalaqit beruvchi yondosh

elementlarning ta'sirini, belgilangan nishablikni ta'minlash zaruriyatini e'tiborga oladi va hokazo. Estetik talablar odamlarning konstruksiya haqidagi taassurotlarini hisobga oladi (masalan, yopmalarning sezilarli darajadagi solqiliklari, garchi ular xavfsiz bo'lsada, odamlarda salbiy hayajon uyg'otishi mumkin).

Deformasiyalarni texnologik va konstruktiv cheklash uchun bajariladigan hisoblarda doimiy, uzoq muddatli va qisqa muddatli yuklar e'tiborga olinadi, estetik talablarda faqat doimiy va uzoq muddatli yuklar ta'siriga hisoblanadi. Elementlar deformasiyasini hisoblashda me'yoriy yuklarni ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f=1$ ga ko'paytiriladi.

Elementlar deformasiyasini hisoblash deganda ularning solqiliklari, burilish burchaklari va tebranish amplitudalarini aniqlash tushuniladi. Bu miqdorlarni aniqlashda qurilish mexanikasi formulalaridan foydalaniladi.

Yaxlit elastik elementlarning deformasiyasini (solqiligi, og'ish burchagi) aniqlash qiyin emas. Temirbeton elementlarining deformasiyasiga yoriqlar va boshqa omillar sezilarli ta'sir etadi. Bu esa masalani ancha murakkablashtiradi.

Temirbeton elementlarning solqiliklari egriliklar (krivizna) orqali aniqlanadi. *Egrilik yoriqli va yoriqsiz* uchastkalarda alohida aniqlanadi.

8.5.1. Yoriqsiz uchastkalarda temirbeton elementlarining egriligi. Temirbeton elementlarining yoriqsiz uchastkalardagi egriligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \varphi_{b2}}{B} \quad (8.25)$$

bu yerda M — tashqi yuklardan hosil bo'lgan eguvchi moment; B — keltirilgan kesimning bikirligi bo'lib, uning qiymati materiallar qarshiligi fani qoidalariga ko'ra aniqlanadi.

$$B = \varphi_{b1} E_b J_{red}, \quad (8.26)$$

$\varphi_{b1}=0,85$ — betondagi noelastik deformasiyalar hisobiga bikirlikning kamayishini e'tiborga oladigan koeffitsiyent.

(8.25) formuladagi φ_{b2} — betondagi uzoq muddatli tob tashlash oqibatida bikirlikning kamayishini hisobga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, betonning namligi 40 foiz dan ortiq bo'lsa, $\varphi_{b2}=2$, kam bo'lsa $\varphi_{b2}=3$ olinadi. Qisqa muddatli yuklarda esa $\varphi_{b2}=1$.

Elementning boshlang'ich holatidan boshlab (oldindan zo'riqtirilgan elementlarda siqilishdan ilgari) hisoblanadigan egrilikning to'liq qiymati quyidagicha ifodalanadi:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 - \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 \quad (8.27)$$

bu yerda $(1/r)_1$ va $(1/r)_2$ — mos ravishda qisqa va uzoq muddat ta'sir etuvchi yuklar ta'sirida hosil bo'ladigan egrilik bo'lib, (8.25) va (8.26) formulalardan topiladi;

$(1/r)_3$ — oldindan uyg'otilgan siquvchi kuch P ning qisqa muddatli ta'siri natijasida qabargan elementning egriligi quyidagi formuladan topiladi:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P \cdot e_{op}}{\varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.28)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — oldindan uyg'otilgan siquvchi kuch ta'siridagi elementda kirishish va tob tashlash oqibatida qabargan elementning egriligi:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_b^1}{h_0} \quad (8.29)$$

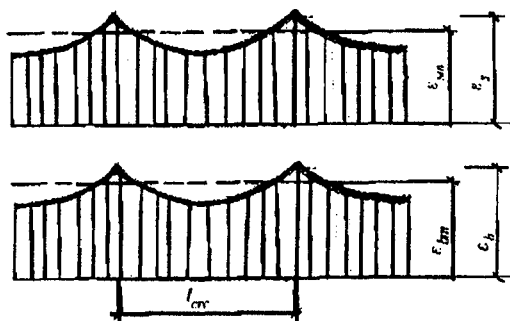
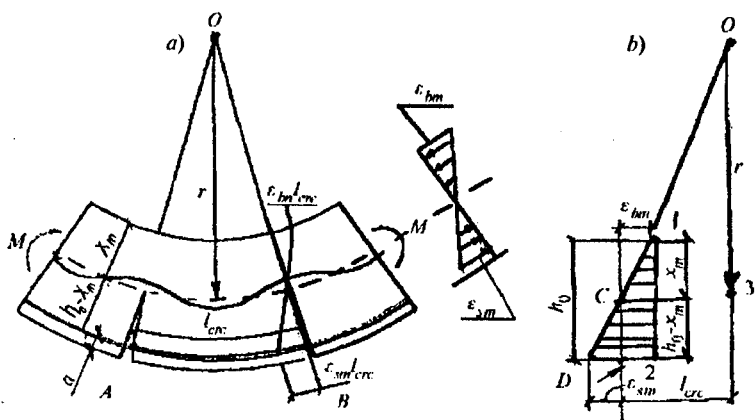
bu yerda $\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}$ va $\varepsilon_b^1 = \frac{\sigma_b^1}{E_s}$ — siquv ostida bo'lgan betonning kirishishi va tob tashlashidan hosil bo'lgan nisbiy deformasiya bo'lib, mos ravishda cho'zilgan armaturaning og'irlik markazi va betonning chetki siqilgan tolasi sathida aniqlanadi. Agar oldindan zo'riqtirilgan elementlarda (masalan, to'sinning yuqori qatlamida) qabarish oqibatida yoriqlar paydo bo'lsa, u holda $(1/r)_1$; $(1/r)_2$ va $(1/r)_3$ egriliklar 15 foizga, $(1/r)_4$ egrilik esa 25 foiz ga oshiriladi.

8.5.2. Yoriqli uchastkalarda temirbeton elementlarning egriligi. Cho'zilish zonasida yoriqlari bo'lgan elementlar deformasiyasini hisoblash nazariyasi V.I. Murashev tomonidan asoslangan. Bu nazariyaga ko'ra, hisoblash vaqtida temirbetonning real fizik xossalari inobatga olinadi, jumladan, cho'zilish zonasida yoriqlar oralig'idagi betonning ishi, betonning siqilish zonasidagi noelastik deformasiyalari va boshqalar. Hisoblashning bu usuli keyingi yillarda yanada takomillashdi va oldindan zo'riqtirilgan, nomarkaziy siqiluvchi va cho'ziluvchi elementlar hisobiga keng tatbiq etila boshlandi.

Sof egilish zonasidagi temirbeton elementining egriligini ko'rib chiqamiz (8.5-rasm).

Yoriqlar egiluvchan elementlarni cho'zilish zonasida uzunligi l_{cr} bo'lgan alohida uchastkalarga ajratadi. Bunda eng katta kuchlanish (deformasiya) cho'zilish zonasidagi beton ishdan chiqqan yoriqli kesmda vujudga keladi. Yoriqlardan uzoqlashgan sari kuchlanish (deformasiya) kamaya boradi.

O'q egriligi bilan armatura va betonning o'rtacha deformasiyasi orasida quyidagi bog'lanish mavjud:



$$\frac{\epsilon_{sm}}{\epsilon_s} = \psi_s$$

$$\frac{\epsilon_{bm}}{\epsilon_b} = \psi_b$$

8.5-rasm. Egriluvchi elementning yoriqlari orasidagi deformatsiyalar tarhi:
a — egilishdagi deformatsiya holati; b — deformatsiya epyurasi.

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{\epsilon_{sm} l_{crc}}{h_0 - x_m} = \frac{\epsilon_{bm} l_{crc}}{x_m} = \frac{(\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}) l_{crc}}{h_0}.$$

Barcha hadlarni l_{crc} ga qisqartiramiz:

$$\frac{1}{r} = \frac{\epsilon_{sm}}{h_0 - x_m} = \frac{\epsilon_{bm}}{x_m} = \frac{\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}}{h_0}. \quad (8.30)$$

Bu ifoda element oʻrtacha egriligidining asosiy tenglamasi hisoblanadi. Bu yerda: r — egrilik radiusi; ϵ_{bm} — siqiluvchi betonning oʻrtacha deformatsiyasi; ϵ_{sm} — choʻziluvchi armaturaning oʻrtacha deformatsiyasi; x_m — siqilgan zonaning oʻrtacha balandligi. Agar

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} \quad \text{Ba} \quad \epsilon_{bm} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b} \quad (8.31)$$

ekanligini hisobga olsak, (8.27) tenglama quyidagi ko'rinishni oladi:

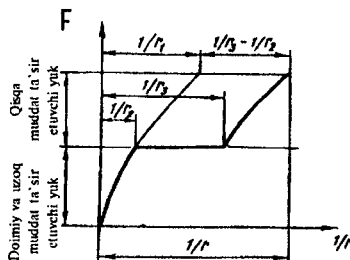
$$\frac{1}{r} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s (h_0 - x_m)} = \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b x_m} = \frac{\psi_s \sigma_s}{E_s h_0} + \frac{\psi_b \sigma_b}{\nu E_b h_0} \quad (8.32)$$

Agar bu tenglama armatura va betondagi kuchlanishlar uchun $\sigma_s = \frac{M}{W_s}$ va $\sigma_b = \frac{M}{W_c}$ ifodalarini qo'ysak, egrilikni aniqlash uchun quyidagi formulaga ega bo'lamiz:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M \psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right) \quad (8.33)$$

Elastik-plastik qarshilik momentlari $w_s = A_s z_1$ va $w_c = (\varphi_f + \xi) b h_0 z_1$ ni (8.29) ga qo'ysak, tenglama quyidagi ko'rinishga keladi:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right] \quad (8.34)$$



8.6-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan elementlarning to'liq egriligini hisoblashga doir.

Bu yerda ψ_s — yoriqlar orasidagi cho'zilgan zona betonining ishini hisobga oluvchi koeffitsiyent; ψ_b — betonning chetki siqilgan tolalarida yorilgan yerlaridagi deformasiyalarining notekisligini hisobga oluvchi koeffitsiyent; ν — betonning siqilish zonasidagi noelastik deformasiyalarni hisobga oluvchi koeffitsiyent.

Agar ν koeffitsiyentiga batafsilroq izoh beradigan bo'lsak, u beton siqilish zonasidagi eng chetki tolaning elastik

deformasiyasining to'liq deformasiyaga bo'lgan nisbatini ifodalaydi. To'liq deformasiya elastik va noelastik (tob tashlash, kirishish, plastik) deformasiyalardan tashkil topib, ta'sir etayotgan yukning davomiyligiga bog'liq bo'ladi. Yukning ta'sir etish muddati qisqa bo'lsa, me'yorlarda $\nu = 0,45$ olinadi. Agar yuk uzoq muddat ta'sir etsa, u holda ν ning qiymati qurilish hududining iqlim sharoitiga qarab belgilanadi: masalan, havoning o'rtacha nisbiy namligi 40—75 foiz

bo'lsa, $v = 0,15$, namlik 40 foiz dan kam bo'lsa (Markaziy Osiyo uchun), $v = 0,10$ deb olinadi [11].

Cho'zilish zonasida yoriqlarga ega bo'lgan elementning to'liq egriligi (8.6 - rasm) quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4, \quad (8.35)$$

bu yerda $(1/r)_1$ — to'liq yukning qisqa muddatli ta'siridan hosil bo'lgan egrilik; $(1/r)_2$ — uzoq muddatli yuklarning qisqa muddatli ta'siridan hosil bo'lgan egrilik; $(1/r)_3$ — uzoq muddatli yuklarning davomiy ta'siri natijasida hosil bo'lgan egrilik; $(1/r)_4$ — beton R kuchi bilan siqilganda kirishish va tob tashlash natijasida vujudga keladigan qabariqlik egriligi bo'lib, u vaqt o'tishi bilan rivojlanib boradi va (8.29) formuladan topiladi.

8.6. Temirbeton elementlarning solqiligini aniqlash

Elementning solqiligi umuman $f = f_m + f_Q$ formula bo'yicha aniqlanadi, bu yerda f_m va f_Q egilish va siljish deformasiyalari tufayli hosil bo'ladigan solqiliklar. Materiallar qarshiligi fanidan

$$f_m = \int_0^l \bar{M}_x \left(\frac{1}{r}\right)_x dx \quad (8.36)$$

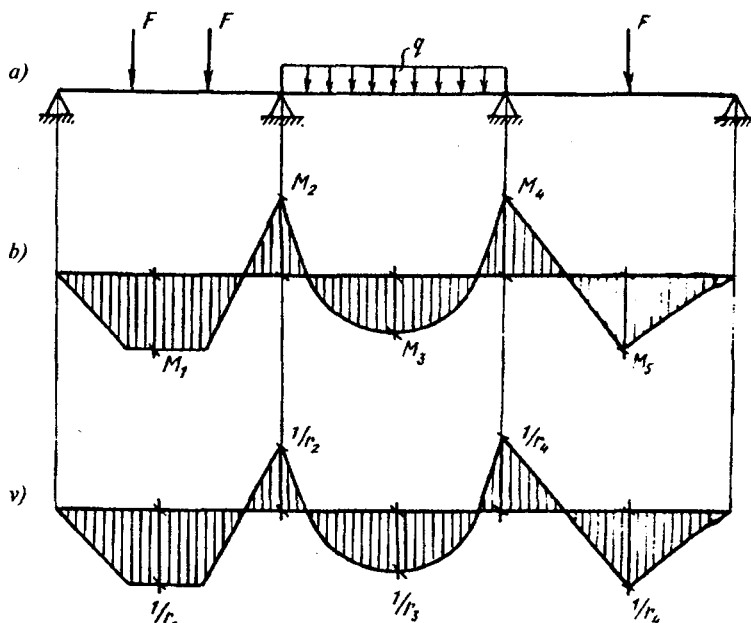
ekanligini bilamiz. Bu yerda $\bar{M}_x$ — x kesimida birlik kuchdan hosil bo'lgan eguvchi moment; $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — elementning x kesimidagi to'liq egriligi.

O'zgarmas kesimli cho'zilgan zonaning normal kesim bo'yicha yoriq hosil bo'lgan elementlarda egrilik $\frac{1}{r}$ ni kuchlanish maksimum bo'lgan kesim uchun aniqlanadi. Qolgan kesimlar uchun egrilik eguvchi momentga mutanosib (proporsional) ravishda topiladi. Buning uchun element, eguvchi moment ishoralariga qarab, bir necha uchastkalarga bo'lib chiqiladi. Misol tariqasida uch oraliqli uzluksiz balkani ko'rib o'tamiz (8.7-rasm).

(8.36) formuladagi integralni echishda Vereshchagin qoidasidan foydalanish mumkin. Buning uchun egriliklar epyurasini siniq chiziqli epyura holiga keltirib olinadi.

Ayrim xususiy hollarda solqilik f_m ni soddalashtirilgan formulalar orqali aniqlash ham mumkin:

a) o'zgarmas kesimli, erkin tayanuvchi va konsol balkalar uchun



8.7-rasm. Uch oralig'li uzluksiz balkaning solqiligi:
 a — hisoblash tarhi; b — eguvchi momentlar epyurasi;
 v — egriliklar epyurasi.

$$f_m = \left(\frac{1}{r}\right)_x \rho_m l^2, \quad (8.37)$$

bu yerda ρ_m — tayanish shartlari hamda yuklanish tarhiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent bo'lib, qiymati jadvaldan olinadi (11-ilova). $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — eng katta momentga ega bo'lgan kesimning egriligi;

b) o'zgarmas kesimli, bikir mahkamlangan to'sinlar uchun

$$f_m = \left\{ \rho_m \left(\frac{1}{r}\right)_x - 0,5 \left[\left(\frac{1}{r}\right)_a + \left(\frac{1}{r}\right)_n \right] \left(\frac{1}{8} - \rho_m \right) \right\} l^2, \quad (8.38)$$

bu yerda $\left(\frac{1}{r}\right)_x$, $\left(\frac{1}{r}\right)_a$, $\left(\frac{1}{r}\right)_n$ — balkaning o'rtasi, chap va o'ng tayan-chlardagi egriliklar.

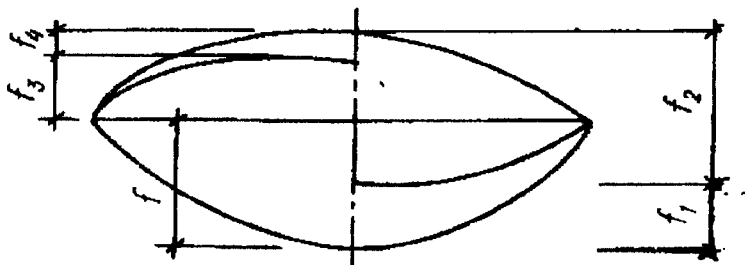
To'sin oralig'ining uning balandligiga nisbati $\frac{l}{h} < 10$ bo'lganda elementning deformasiyasiga ko'ndalang kuchlar sezilarli ta'sir etadi. Ko'ndalang kuch ta'sirida vujudga keladigan solqilik quyi dagi formuladan aniqlanadi:

$$f_Q = \int_0^1 \bar{Q}_x \gamma_x dx \quad (8.39)$$

Bu yerda $\bar{Q}_x$ — x kesimida birlik kuchdan hosil bo'lgan ko'ndalang kuch;

γ_x — siljish deformasiyasi bo'lib, $\gamma_x = \frac{1,5Q_x \varphi_{b2}}{Gbh_0} \varphi_{cre}$ formuladan topiladi.

Bu yerda Q_x — balkaning x kesimida tashqi kuchdan hosil bo'lgan ko'nda-



8.8-rasm. Cho'zilish zonasi yorilmagan temirbeton to'sinning to'liq solqiligini aniqlashga doir.

lang kuch; φ_{cre} — yorilishlarning siljish deformasiyasiga bo'lgan ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent; φ_{b2} — betonning uzoq muddatli tob tashlashini hisobga oluvchi koeffitsiyent; G — betonning siljish moduli.

Me'yoriy yuklardan hosil bo'ladigan to'liq solqilik temirbeton elementlar uchun me'yorda belgilangan miqdordan ortib ketmasligi zarur, ya'ni $f \leq f_u$; bu yerda f — hisobiy kuchdan hosil bo'lgan solqilik, bunda $\gamma_f = 1$; f_u — me'yorda ruxsat etilgan solqilik (12-ilovaga qar.).

Cho'zilgan zonada yoriq bo'lmagan temirbeton elementining to'liq solqiligi quyidagi formuladan topiladi (8.8-rasm):

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4. \quad (8.40)$$

Bu yerda f_1 — qisqa muddatli yuk ta'siridan hosil bo'ladigan solqilik bo'lib, quyidagicha aniqlandi:

$$f_1 = \left(\frac{1}{r} \right)_1 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_1 l^2}{9,6 \varphi_{b1} E_b J_{red}}; \quad (8.41)$$

φ_{b1} — element deformasiyasiga qisqa muddatli tob tashlash ta'sirini hisobga oladigan koeffitsiyent ($\varphi_{b1} = 0,85$); f_2 — uzoq muddatli yuklardan hosil bo'ladigan solqilik, tekis tarqalgan yuklar uchun:

$$f_2 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \frac{5l^2}{48} = \frac{M_{\text{red}}^2 \varphi_{b2}}{9,6 \varphi_{b1} E_b J_{\text{red}}}; \quad (8.42)$$

φ_{b2} — uzoq muddatli tob tashlashni e'tiborga oladigan koeffitsiyent. Uning qiymati qisqa muddatli yuklar uchun $\varphi_{b2}=1$, uzoq muddatli va doimiy yuklar uchun (beton turiga va havoning namligini hisobga olgan holda) $\varphi_{b2}=2 \div 4,5$, f_3 — oldindan uyg'otilgan siqilish kuchining qisqa muddatli ta'siri natijasida hosil bo'ladigan qabariqlik.

Uning qiymati

$$f_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 \frac{l^2}{8} = \frac{p e_{op} l^2}{8 \varphi_{b1} E_b J_{\text{red}}}; \quad (8.43)$$

e_{op} — oldindan uyg'otilgan zo'riqish kuchi bilan keltirilgan yuzaning og'irlik markazigacha bo'lgan yelka; f_4 — oldindan uyg'otilgan uzoq muddatli siquvchi kuch ta'sirida betonning kirishishi va tob tashlashi natijasida vujudga keladigan qabariqlik:

$$f_4 = \left(\frac{1}{r}\right)_4 \frac{l^2}{8} = \frac{(\varepsilon_b - \varepsilon_b^1) l^2}{8 h_0}, \quad (8.44)$$

ε_b va ε_b^1 — betonning kirishishi va tob tashlashi natijasida hamda oldindan uyg'otilgan siquvchi kuch ta'sirida vujudga kelgan nisbiy deformatsiyalar:

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_s}; \quad \varepsilon_b^1 = \frac{\sigma_b^1}{E_s}.$$

bu yerda σ_b — betonning kirishishi va tob tashlashi natijasida ro'y beradigan oldindan uyg'otilgan kuchlanishlarning yalpi ($\sigma_6, \sigma_8, \sigma_9$) kamayishi.

Cho'zilgan zonada yoriqlar mavjud bo'lgan temirbeton elementning to'liq solqiligi quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4. \quad (8.45)$$

bu yerda: f_1 — to'liq yukning qisqa muddatli ta'siridan hosil bo'lgan solqilik.
 f_2 — uzoq muddatli yuklarning qisqa muddatli ta'siridan hosil bo'lgan solqilik.

f_3 — uzoq muddatli yuklarning davomiy ta'siri natijasida hosil bo'lgan solqilik.

f_4 — beton R kuchi bilan siqilganda kirishish va tob tashlash natijasida vujudga keladigan (qavariqlik) solqilik.

Temirbeton elementining solqilikka qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz.

8-misol. Oldindan zo'riqtirilgan qobirg'ali yig'ma temirbeton plitaning tashqi yuk ta'siridagi solqiligini hisoblash.

Berilgan:

Armatura siqqandagi betonning mustahkamligi

$$R_{bp} = 0,7 R = 0,7 \cdot 40 = 28 \text{ MPa.}$$

Zo'riqtirilgan armaturadagi kuchlanish

$$\sigma_{sp} = 0,8 R_{sn} = 0,8 \times 980 = 784 \text{ MPa.}$$

Armatura bo'shatilgandan keyingi siquvchi kuch $P_2 = 204 \text{ kN}$.

Uzoq muddat ta'sir etuvchi yuklanishdan hosil bo'lgan moment $M = 79,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$. (Qolgan ma'lumotlar 4 va 7-misollarda keltirilgan.)

Solqiliklarni aniqlashda doimiy va uzoq muddat ta'sir etuvchi yuklar hal qiluvchi rol o'ynaydi. Cho'zilish zonasida yoriqlar mavjud bo'lganda plita o'qining to'liq egriligi ikki xil egrilikning farqiga teng bo'ladi:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4; \text{ bu yerda } \left(\frac{1}{r}\right)_3 \text{ — doimiy va uzoq muddat ta'sir etuvchi}$$

yuklardan hosil bo'lgan egrilik; $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — siquvchi zo'riqish P_2 ta'sirida betonning kirishishi va tob tashlashi oqibatida hosil bo'ladigan qabariqlik.

Me'yorlar bo'yicha ruxsat etilgan solqilik $[f_u] = 2,5 \text{ sm}$ (12-ilova).

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$ ni aniqlash uchun quyidagilarni topamiz:

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pe}}{M - M_{1p}} = \frac{2,1 \cdot 8594(100)}{79,4 \cdot 10^3 - 51,4 \cdot 10^3} = 0,64 < 1;$$

$$M_{1p} = P_2 (e_{op} + r) = 204 \cdot 10^3 \cdot (22 + 3,2) = 51,4 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cho'zilish zonasidagi yorilgan joylarda betonning ishlashini hisobga oluvchi koeffitsiyent:

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_b \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \frac{e_{s,tot}}{h_0}} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,64 - \frac{1 - 0,64^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,64) \frac{38,9}{31}} = 0,54 < 1, \end{aligned}$$

bu yerda $\varphi_b = 0,8$ — yukning uzoq muddat ta'sir etishini hisobga oluvchi koeffitsiyent. Doimiy va uzoq muddat ta'sir etuvchi yuqoridan hosil bo'ladigan egrilik

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M}{h_0 Z} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{N_{lot}}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s} = \\ &= \frac{79,4 \cdot 10^5}{31 \cdot 27,4 \cdot (100)} \cdot \left[\frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02} + \frac{0,9}{(1,82 + 0,4) 14 \cdot 31 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 0,15} \right] - \\ &\quad - \frac{204 \cdot 10^3}{31} \cdot \frac{0,54}{19 \cdot 10^4 \cdot 4,02(100)} = 3,76 \cdot 10^{-5} \text{ sm}^{-1}, \end{aligned}$$

bu yerda $\psi_b = 0,9$ — betonning chetki siqilgan tolalarining yorilgan uchastkalarida deformasiyaning notekis taqsimlanishini hisobga oluvchi koeffitsiyent; $\nu = 0,15$ — siqilish zonasidagi betonning elastik-plastik holatini hisobga oluvchi koeffitsiyent; $N_{lot} = P_2 = 204 \text{ kN}$.

Plitaning tegishli solqiligi quyidagi formula yordamida aniqlanadi:

$$f = \left(\frac{1}{r}\right)_m l_0^2 \rho_m = 3,76 \cdot 10^{-5} \cdot 765^2 \cdot \frac{5}{48} = 2,29 \text{ sm} < [2,5] \text{ sm}^2$$

bu yerda $\rho_m = \frac{5}{48}$ — elementning yuklanish tartibini hisobga oluvchi koeffitsiyent (11-ilova).

Hosil bo'ladigan solqilik ruxsat etilgan solqilikdan kichik bo'lgani sababli, betonning siqilishidan hosil bo'ladigan qabariqlikni aniqlashga zarurat yo'q.

Nazorat savollari

1. Chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblashdan maqsad nima?
2. Yorilish bardoshlik bo'yicha toifalarni tushuntirib bering va ularning bir-biridan farqi nimada?
3. Egiluvchi elementlar yorilishga qanday hisoblanadi?
4. Konstruktsiyalar qiya yoriqlar bo'yicha qanday hisoblanadi?
5. Yoriqlarning kengligini hisoblashda qo'yiladigan umumiy talablar qanday?
6. Normal yoriqlar kengligini hisoblash formulasining fizik ma'nosini tushuntirib bering.
7. Qiya yoriqlarning kengligi qanday hisoblanadi va u nimalarga bog'liq?
8. Temirbeton konstruktsiyalari deformatsiyaga qanday hisoblanadi?

9. Oldindan zo'riqtirilgan elementlardagi yoriqlar yopilishiga qanday hisoblanadi?

10. Egiluvchi elementlarda solqilikni aniqlash (yopiq bo'lmagan holda) qanday amalga oshiriladi.

11. Yoriq mavjud bo'lgan holda solqilik qanday aniqlanadi va u nimalarga bo'liq?

9 - b o b

TEMIRBETON POYDEVORLAR

Tosh, g'isht yoki beton poydevor o'rnida temirbeton poydevor ishlatilsa, uning yotqazish chuqurligini ancha kamaytirish imkoniyati tug'iladi. Bu esa poydevorning arzonlashuviga olib keladi. Bunday poydevorlardan foydalanishning afzalligi shundan iboratki, bular yig'ma temirbeton poydevorlar qo'llash hisobiga tashkil etish samaradorligini yanada oshiradi.

Temirbeton poydevorlar uch xil bo'ladi: alohida poydevorlar, devor yoki qator ustunlar ostiga qo'yiladigan tasmasimon hamda butun inshoot ostiga yotqiziladigan yaxlit poydevorlar. Alohida turuvchi va tasmasimon poydevorlar yig'ma yoki quyma (monolit) bo'lishi mumkin.

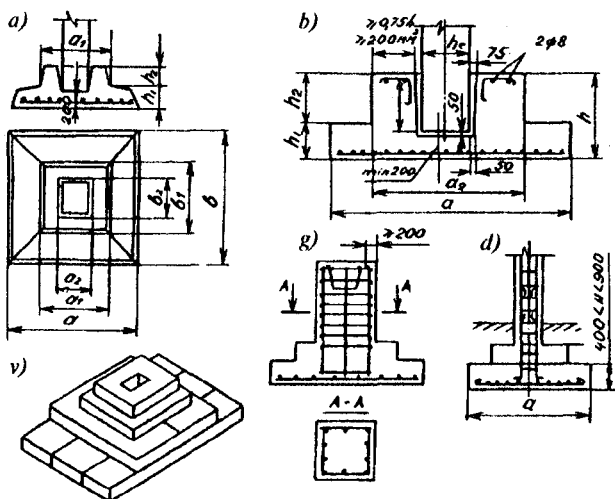
Ta'sir etuvchi yuklar uncha katta bo'lmay, grunt mustahkam va ustun qatorlari siyrak bo'lsa, alohida poydevorlar qo'llaniladi. Yuk miqdori katta bo'lib, grunt zaif bo'lsa, tasmasimon poydevor ishlatiladi. Agar tasmasimon poydevorlarning yuk ko'tarish qobiliyati etarli bo'lmasa, yaxlit poydevorlar to'shaladi. Zaif va bir jinsli bo'lmagan gruntlarda ko'pincha ustun — qoziqlardan foydalaniladi.

Poydevorlar binoning muhim qismlaridan biri hisoblanadi, uning narxi ham bino narxining 4. . 6% ini tashkil etadi. Shuning uchun ham poydevorning tejimli va ishonchli konstruksiyasini tanlash muhim ahamiyatga ega.

9.1. Ustun osti poydevorlari

Ustun ostiga o'rnatiladigan alohida poydevorlar ko'pincha tarhda kvadrat ko'rinishga ega bo'ladi. Poydevorga qo'yiladigan yuk nomarkaziy bo'lsa, uni to'g'ri to'rtburchak shaklida olinadi. Kichik yig'ma poydevorlar piramida (9.1-rasm, a) yoki pog'onali (9.1-rasm, b) ko'rinishda ishlanadi, kattaroqlari esa bir necha bo'lakdan tashkil topadi (9.1-rasm, v). Poydevor chuqurroq o'rnatiladigan hollarda ustun tagligiga ega bo'lgan poydevorlar qo'llaniladi (9.1-rasm, g), qo'yma poydevorlar ko'pincha pog'onasimon shaklga ega bo'ladi (9.1-rasm, d).

Poydevorlarda B15—B20 sinfli beton qo'llaniladi; diametri 10 mm dan kam bo'lmagan, kataklari 100—200 mm davriy profilli sterjenlardan to'qilgan to'r bilan armaturalash tavsiya etiladi. To'r poydevorning pastki qismiga qo'yiladi, bunda himoya qatlaminin qalinligi, poyde-



9.1-rasm. Ustun ostiga qo'yiladigan alohida poyustunlar.

vor ostiga qum-shag'al yoki kuchsiz betondan tayorlov qatlami to'shalgan bo'lsa 30—35 mm, bunday qatlam bo'lmasa 70 mm olinadi.

Yig'ma ustunlar poydevorga bikir mahkamlanadi. Ustunning poydevor ichiga kirib turish chuqurligi ustun ko'ndalang kesimining katta o'lchamidan kichik bo'lmasligi yoki ustunning bo'ylama ishchi armaturasi 20d dan kam bo'lmasligi lozim (9.1-rasm, b). Ustun ostiga poydevor chuqurchasiga (stakanga) 50 mm qalinlikda beton quyiladi, chuqurcha devorlari bilan ustun orasidagi masofa pastda 50 mm, yuqorida 75 mm ni tashkil etadi. Stakan tubi va devorlarining qalinligi 200 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Stakan devorlari hisoblanmay, konstruktiv shartga muvofiq armaturalanadi.

Monolit poydevorlar ham, yig'ma poydevorlarga o'xshab, to'rlar bilan armaturalanadi (9.1-rasm, d). Poydevor bilan ustunni bikir biriktirish uchun poydevordan chiqarib qo'yilgan armatura ustundan chiqib turgan armaturaga payvandlanadi. To'qima karkaslarda armatura payvandlanmay, yonma-yon qo'yib bog'lanadi.

Alohida poydevorlarning hisobi ikki qismdan tashkil topadi: a) zarninni hisoblash orqali poydevorning tarhdagi o'lchamlari aniqlanadi; b) poydevorni mustahkamlikka hisoblash yo'li bilan uning alohida qismlari o'lchami belgilanadi va armatura miqdori aniqlanadi.

Poydevor ostki sirtining zaruriy yuzasi quyidagi formuladan topiladi:

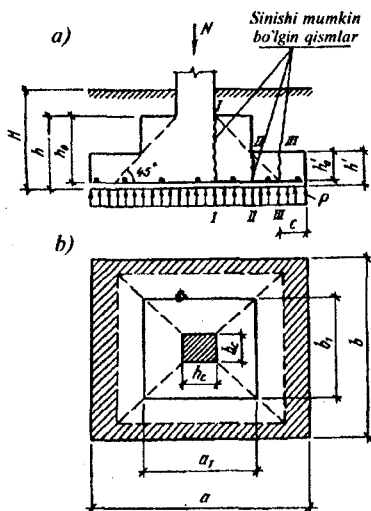
$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_{zp} - v_m H_{\phi}}; \quad (9.1)$$

bu yerda R_{gr} — gruntning me'yoriy qarshiligi; $v_m = 20 \text{ kN/m}^3$ — poydevor ashyosi va uning pog'onasidagi gruntning o'rtacha hajm og'irligi; H_f — poydevor balandligi; N_{ser} — poydevor ostki sirtiga ta'sir etuvchi me'yoriy yuk.

Poydevorning minimal foydali balandligi h_0 betonning bosim ostida o'pirilishidagi mustahkamlik shartidan topiladi. Bunda bosim piramidasi ustundan boshlanib, u bilan 45° burchak tashkil qiladi (9.2-rasm, a):

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \cdot \sqrt{\frac{N}{R_{bl} + P_{zp}}}; \quad (9.2)$$

bu yerda R_{bl} — betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi; N — poydevorning ostki sirtiga ta'sir etuvchi hisobiy zo'riqish bo'lib, bu zo'riqish yuk maydonchasi chegarasida tom, orayopmalar, ustunlar og'irligidan hosil bo'ladi va birinchi qavat ustuni orqali poydevorga uzatiladi; P_{gr} — poydevorning ostki qismidagi kuchlanishi, yani gruntga beriladigan hisobiy bosim $P = N/A$. Poydevorning to'liq balandligi $H_f = h_0 + a$, bu yerda a — himoya qatlami.



9.2-rasm. Alohida poydevor (poyustun)ni hisoblashga doir:
a — bosim piramidasi;
b — poydevor tarhi.

Poydevorning to'liq balandligini konstruktiv ravishda ham topiladi: $H_f = h_3 + 5 + h_{dn}$, bu yerda $h_3 + 5 = h_{sm}$ — stakan chuqurligi, sm; h_{dn} — poydevor tubi qalinligi 25 sm olinadi. Ikki xil yo'l bilan aniqlangan H_f dan qaysi biri katta bo'lsa, hisoblash uchun o'shanisi qabul qilinadi.

Poydevor pastki pog'onasining ishchi (foydali) balandligi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$h_{01} = 0,5 \frac{P}{R_{br}} \left[A - h_k - 2(H_\phi - a) \right]; \quad (9.3)$$

u holda pastki pog'onaning to'liq balandligi $h_1 = h_{01} + a \geq 30 \text{ sm}$ bo'ladi. Qolgan pog'onalar balandligi bosim piramidasidan topiladi.

Poydevor tubi armaturalarini aniqlash uchun I—I va II—II kesimlarni mustahkamlikka hisoblaymiz. Bu kesimlardagi hisobiy eguvchi momentlar quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= 0,125 P (a - h_k)^2 b; \\ M_{II-II} &= 0,125 P (a - a_1)^2 b. \end{aligned} \quad (9.4)$$

Ishchi armaturaning zaruriy yuzasi

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_s h_0}; \quad A_{s2} = \frac{M_{II-II}}{0,9 R_s h_0} \quad (9.5)$$

formulalardan aniqlanadi; bu yerda R_s — armaturaning hisobiy qarshiligi. A_{s1} va A_{s2} dan qaysi biri katta bo'lsa, armatura diametri va soni o'shanga qarab tanlanadi. Tag qismining kengligi 3 m dan ortiq bo'lsa, armaturani tejash maqsadida sterjenlardan yarmining uzunligini har ikki tarafdin 1/10 ga qisqartirish mumkin. Poydevor armaturasining minimal ruxsat etilgan foizi egiluvchan elementlardagi kabi bo'ladi.

6 qavatli binoning alohida turuvchi yig'ma temirbeton poydevori mustahkamlikka qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz.

9-misol. Ustun osti poydevorini hisoblash.

Berilgan:

Yuqoridan tushadigan hisobiy yuk $N = 2736,9 \text{ kN}$

Gruntga tushadigan me'yoriy bosim $R_{gr} = 0,3 \text{ MPa}$

Beton sinfi B 25

Armatura sinfi A—III

Ustunni hisoblashda yelka hisobga olinganligi sababli ustun ostidagi poydevorni shartli ravishda markaziy yuklangan deb faraz qilamiz. Ustundan poydevorga beriladigan me'yoriy yuk

$$N_{ser} = \frac{N}{\nu_{cp}} = \frac{2736,9}{1,2} = 2280,7 \text{ kH},$$

bu yerda $\nu_{cp} = 1,2$ — yuk bo'yicha o'rtacha ishonchlilik koeffitsiyenti.

Poydevor o'lchamlarini konstruktiv ravishda belgilaymiz.

1. Ustunni poydevorga mahkamlash shartiga ko'ra poydevor balandligi

$$H_{\phi} = 1,5h_k + 25 \text{ cm} = 1,5 \cdot 40 + 25 = 85 \text{ sm}$$

2. Ustunni poydevorga bikir mahkamlanganda bo'ylama armatura sterjenlarining biriktirilish shartiga muvofiq $H_{\phi} = h_{cm} + 20 \text{ sm}$, bu yerda h_{cm} — poydevor chuqurchasining (stakan) balandligi, $h_{cm} = 30d + \delta = 30 \cdot 2,5 + 5 = 80 \text{ sm}$, $d = 25$ — bo'ylama sterjenlar diametri, mm. $\delta = 50 \text{ mm}$ — ustunning pastki uchi bilan chuqurcha tubi orasidagi masofa; $H_{\phi} = 80 + 20 = 100 \text{ sm}$.

Poydevor ostki sirtining yuzasi,

$$A_{\phi} = \frac{N_{ser}}{R_{sp} - \gamma_m H_{\phi}} = \frac{2280,7}{300 - 20 \cdot 1,2} = 8,2 \text{ m}^2$$

Kvadrat poydevorining tomonlari:

$$a = b = \sqrt{A_{\phi}} = 8,2 = 2,8 \text{ m}^2$$

Poydevor asosida hisobiy kuchlardan hosil bo'lgan kuchlanish

$$P_{np} = \frac{N}{A_{\phi}} = \frac{2736,9}{2,8 \times 2,8} = 349 \text{ kN/m}^2$$

Poydevorning minimal foydali balandligi

$$h_0 = -\frac{h_k + b_k}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bf} + P_{ep}}} = -\frac{40 + 40}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2736,9 \cdot 10^3}{1,05(10^2) + 349}} = 55,8 \text{ sm}$$

Poydevor balandligini $H_{\phi} = 100 \text{ sm}$ deb qabul qilamiz. U holda $h_0 = H_{\phi} - a = 100 - 5 = 95 \text{ sm}$. $H_{\phi} = 100 > 90 \text{ sm}$ bo'lgani uchun poydevor uch pog'onali olinadi.

Tepadagi ikkita pog'onaning tarhdagi o'lchamlari bosim piramidasidan foydalanib grafik ravishda aniqlanadi.

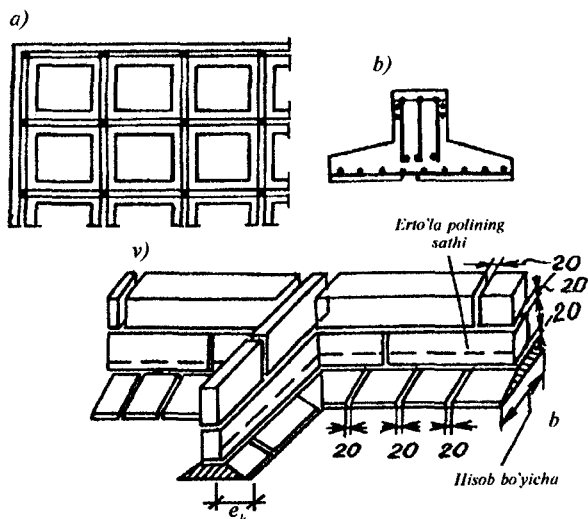
Poydevorni armaturalash masalasi I va III kesimlarni (9.3-rasm) mustahkamlikka hisoblash yo'li bilan hal etiladi. Hisobiy eguvchi momentlar quyidagicha aniqlanadi:

$$M_{I-I} = 0,125 P_{ep} (a - h_k)^2 b = 0,125 \cdot 349 (2,8 - 0,4)^2 \cdot 2,8 = 703,5 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

9.2. Tasmasimon, yaxlit va ustun qoziqli poydevorlar

Tasmasimon poydevorlar uzun devorlar ostiga, o'zaro yaqin joylashgan ustun qatorlari ostiga, zaif gruntli imoratlar ostiga o'rnatiladi. Alohida poydevorlar orasidagi masofa qisqa bo'lsa, ularni o'zaro birlashtirib, tasma ko'rinishiga keltirish maqsadga muvofiqdir.

Tasmasimon poydevorlar 9.4-rasm, a, b da ko'rsatilgandek quyma (monolit) yoki yig'ma bo'lishi mumkin. Yig'ma poydevorlar o'z navbatida yaxlit, qobirg'ali yoki bo'shliqli bloklardan tashkil topadi (9.4-rasm, v).



9.4-rasm. Tasmaimon poydevorlar:

a — tasmasimon poydevor tarhi; b — tasmasimon monopolit poydevor kesimi; v — devor osti tasmasimon yig'ma poydevorlar.

Devor osti tasmasimon poydevorlari. Odatda ular yig'ma bo'lib, alohida yostiq-blok va poydevor bloklaridan tashkil topadi. Yostiq-bloklar to'g'ri to'rtburchak yoki trapesiya kesimli yaxlit, qobirg'ali yoki bo'shliqli bo'ladi. Yon ko'rinishi trapesiya shakliga ega bo'lgan yaxlit bloklar keng tarqalgan. Ularning tagiga bitta armatura to'ri qo'yiladi, shuning uchun ularni tayorlash boshqa blok turlariga qaraganda ancha oson.

Yostiq-blokning kengligi hisoblash yo'li bilan aniqlanadi; $b = \frac{N_{ser}}{R_n}$ bu-

ning uchun normativ yukni grunt qarshiligiga bo'linadi. Yostiqning mustahkamligi faqat ko'ndalang yo'nalishda tekshiriladi. Bunda yostiqning hisoblash tarhi konsol balka ko'rinishida olinib, unga faqat grunt bosimi ta'sir etadi deb faraz qilinadi. Armatura yuzasi moment $M = p l_k^2 / 2$ bo'yicha aniqlanadi. Yostiqlik qalinligi h betonga ta'sir etuvchi ko'ndalang kuch $Q = p l_k$ orqali topiladi, biroq h ning qiymati 200 mm dan kam bo'lmasligi kerak.

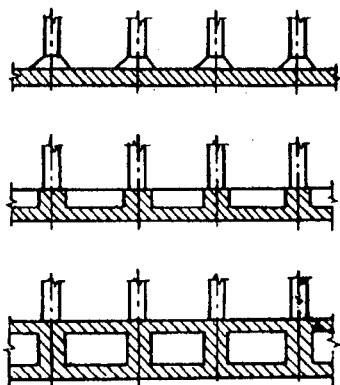
Ustun qatorlar osti tasmasimon poydevorlari. Agar poydevor tasmalari kalta bo'lib, ko'ndalang kesimi katta bo'lsa, hisoblarda uni mutlaq qattiq jism deb qarash mumkin, chunki konstruksiya deformasiyasi zamin deformasiyasiga qaraganda ancha kichik bo'ladi. Bunday poydevorlar ostida bosimning tarqalishini chiziqli deb olish mumkin.

Umuman tasmasimon poydevorlar bikir va egiluvchan bo'ladi. Mutlaq bikir tasmasimon poydevor statik noaniqlik to'sin sifatida hisoblanadi; to'singa yuqoridan ustun yuklari, pastdan esa gruntning reaktiv qarshiligi ta'sir etadi.

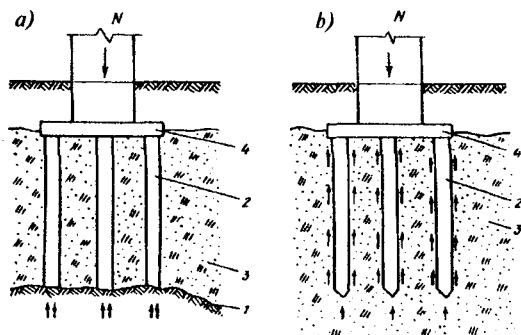
Tasmasi uzun ustunlar orasidagi masofa katta bo'lgan poydevorlar egiluvchan poydevorlarga kiradi, chunki ularning ko'chishi zamin ko'chishlariga yaqin bo'ladi. Egiluvchan temirbeton poydevorlar elastik zaminda yotuvchi to'sinlar sifatida hisoblanadi, bunday to'sin hisobida quyidagi ikki usul keng tarqalgan: bulardan birida, Vinkler faraziga ko'ra, biror nuqtaning cho'kish shu nuqtaga qo'yilgan bosimga to'g'ri mutanosib (proporsional) bo'lib, boshqa nuqtalarning cho'kishiga bog'liq emas, deb qaraladi. Ikkinchi usulga ko'ra grunt bir jinsli elastik jism deb qaraladi. Bunday zamin elastik yarim fazo deb ataladi.

Yaxlit poydevorlar. Ustunlar ikki yo'nalishda bir-biriga yaqin joylashgan hollarda katta notekis yuklar ostiga, zaif, bir jinsiz gruntlar ustiga yaxlit poydevorlar to'shaladi. Yaxlit poydevorlar ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak, tavr yoki quti shaklida bo'ladi (9.5-rasm). Bunday poydevorlar gruntning reaktiv bosimi ta'sirida to'ntarilgan yopma sifatida ishlaydi. Yaxlit poydevorlarning pastki va ustki sirtlariga payvand to'rlar, qobirg'alariga yassi armatura karkasi qo'yiladi. Yaxlit poydevorlar elastik zaminda yotuvchi to'sin va plitalar singari hisoblanadi.

Qoziqli poydevorlar. Bino va inshootlar zaminidagi gruntning yuk ko'tarish qobiliyati etarli darajada bo'lmasa, qoziqlar (svai) qo'llaniladi.



9.5-rasm. Yaxlit poydevorlar.



9.6-rasm. Qoziq poydevor tarhi:
 a — ustun - qoziqlar; b — osma
 qoziqlar; 1 — qattiq grunt;
 2 — qoziq; 3 — yumshoq
 grunt; 4 — rostverk.

Bunday poydevorlar bir guruh ustun-qoziqlar va ularning ustiga oʻrnatilgan biriktiruvchi temirbeton plita yoki toʻsindan rostverk tashkil topadi. Qoziqli poydevorlar tabiiy zaminga oʻrnatilgan poydevorlarga qaraganda maʼlum afzalliklarga ega: tuproq ishlari hajmi va nol bosqichining mehnat sigʻimi kichik boʻladi, qish sharoitida ish tashkil etish qulaylashadi. Qoziqlarning qoqib kiritiladigan (zabivnoy) va quyib toʻldiriladigan (nabivnoy) xillari mavjud. Qoqma qoziqlar korxona yoki qurilish maydonlarida yigʻma temirbeton shaklida tayyorlanib, erga maxsus uskunalar yordamida qoqib kiritiladi. Quyma qoziqlar imorat qurilayotgan joyning oʻzida ishlanadi. Buning uchun avval quduq burgʻulanadi, unga armatura karkasi tushiriladi, keyin beton quyiladi.

Ishlash usuliga qarab, qattiq gruntga tayanadigan ustun-qoziqlar va yukni qoziqning koʻndalang kesim yuzasi hamda yon sirti boʻylab ishqalanish kuchlari qabul qiladigan osma qoziqlar boʻladi (9.6-rasm). Qoziqlarning 150 dan ortiq turlari mavjud, biroq bular orasida eng koʻp tarqalgani temirbeton ustun-qoziqlardir.

Koʻndalang kesimning shakliga koʻra temirbeton ustun-qoziqlar yaxlit va kovakli (ichi boʻsh) turlarga boʻlinadi. Qoʻyiladigan yuk uncha katta boʻlmasa, kvadrat kesimli yaxlit (butun yoki ulama) ustun-qoziqlar qoʻllaniladi. Uning koʻndalang kesim oʻlchamlari 200×200 mm dan 400×400 mm gacha, uzunligi oddiy armaturalarda 3...16 m, oldindan zoʻriqtirilgan armaturalarda 3...20 m boʻladi. Oddiy, yaʼni zoʻriqtirilmagan armaturali qoziqlar B15 sinfli beton va A — II, A — III sinfli diametri 12 mm dan kam boʻlmagan armaturadan tayyorlanadi. Qoziqning toʻqmoq uriladigan yuqori qismiga har 5 sm masofada 3...5 ta armatura simtoʻri qoʻyiladi. Agar armatura oldindan zoʻriqtirilsa, u holda B 20...B 25 sinfli beton ishlatiladi. Qoziqqa taʼsir etuvchi yuklar katta boʻlsa, ichi boʻsh ustun-qoziqlar

qo'llaniladi. Qoziqlar 2...6 m li bo'laklardan tashkil topib, bo'laklar bir-biriga boltlar yordamida yoki payvandlash yo'li bilan ulanadi.

Qoziqli poydevorlar chegaraviy holatlar bo'yicha hisoblanadi. Grunt-dagi qoziqning yuk ko'tarish qobiliyati, qoziq va tutashtiruvchi to'sin (rostverk)ning mustahkamligi chegaraviy holatlarning birinchi guruhi bo'yicha hisoblanadi; qoziqli poydevorlarning cho'kishi, poydevor va tutashtirma to'sinlarda yoriqlarning paydo bo'lishi va ochilishi chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblanadi. Bulardan tashqari qoziqlarni tashish va o'rnatish jarayonida vujudga keladigan zo'riqlashlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligi ham tekshiriladi.

Nazorat savollari

1. Poydevor turlari va ularning qo'llanilishi.
2. Ustun osti poydevorlar va ularning o'lchamlari qanday aniqlanadi?
3. Ustun osti poydevorlari qanday hisoblanadi?
4. Tasmasimon poydevorlar va ularning turlari.
5. Ustun qoziqli va osma qoziqli poydevorlarni chizmalar yordamida tushuntirib bering.
6. Poydevorlarga ishlatiladigan beton va armatura xillari.
7. Qoziqli poydevorlarni chegaraviy holatlar usuli bo'yicha hisoblash.
8. Poydevorlarni armaturalash va ularda qo'llaniladigan konstruktiv chora tadbirlar nimalardan iborat?

10 - b o b

YIG'MA TEMIRBETON SINCHLI BINOLAR

10.1. Bir qavatli sanoat binolari

Bir qavatli sanoat binolari metallurgiya, mashinasozlik va sanoatning boshqa sohalarida keng tarqalgan. Hozirgi davrda sanoat binolarining qariyb 70 foizini ana shunday binolar tashkil etadi. Ko'p qavatli binolarning ora yopmalariga qo'yish mumkin bo'lmagan og'ir va ulkan uskunali korxonalar bir qavatli binolarga joylashtiriladi. Uskunalarni joylashtirish va ulardan foydalanish shart-sharoitlari, shuningdek kela-jakda texnologik jarayonlarni o'zgartirish zarurati ustunlar oraligini keng, bino balandligini baland olishni taqozo etadi. Bir qavatli binolarga ko'pincha og'ir yuk tashiydigan ko'priksimon yoki osma kranlar o'rnatiladi, bular binoning yuk ko'taruvchi elementlarida katta zo'riqishlar uyg'otadi.

Bir qavatli sanoat binolarining quyidagi turlari mavjud: bir oraliqli va ko'p oraliqli binolar; jumladan ko'priksimon kransiz binolar 50 foiz ni, ko'priksimon kranli binolar 35 foiz ni va osma kranli binolar 15 foiz ni tashkil etadi, fonarsiz binolar ham bo'ladi.

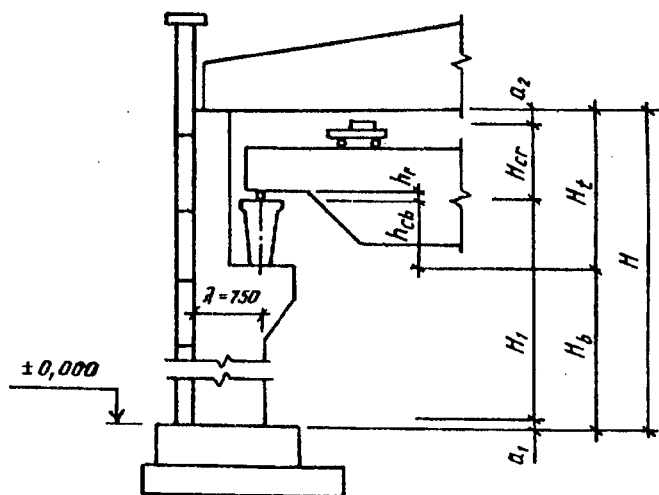
Sinchni qanday materialdan ishlanishi texnik-iqtisodiy tahlil asosida hal etiladi. Bir qavatli sanoat binolarida ishlatiladigan asosiy material yig'ma temirbetondir. Sanoat binolarining 85 foizi yig'ma temirbetondan, 12 foizi metallardan, 3 foizi boshqa materiallardan tiklanadi.

Bino balandligi texnologik shart-sharoitlarga bog'liq holda belgilanadi, bunda kran relsining tepa sathi asosiy ko'rsatkich sanaladi (10.1-rasm):

$$\begin{aligned} H_b &= H_1 - h_r - h_{cb} + a_1; & H_1 &= H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_2; \\ H &= H_b + H_r \end{aligned} \quad (10.1)$$

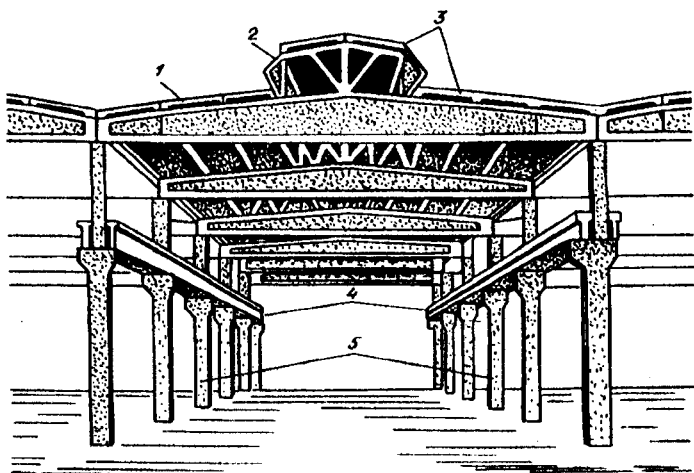
Bulardan tashqari ustun balandligi N ni belgilashda tipovoy devor paneli ham, deraza romining balandliklari ham hisobga olinadi.

Bir qavatli binolarning sinchi ustun, tom to'sini, ferma, arka, zarur bo'lgan hollarda — kran osti va bog'lama to'sinlardan tashkil topadi (10.2-rasm). Bunday binolarda asosiy yuk sinchlarga uzatiladi, devorlar o'zini o'zi ko'taradi. Ba'zan to'liq bo'lmagan sinchlardan ham foydalaniladi. To'liq bo'lmagan sinchlarda chetki ustunlar o'rniga yuk ko'taruvchi



10.1-rasm. Ustun balandligini aniqlashga doir.

devorlar tiklanadi. Sinchli binolar uzunligi 6, 12, 18, 24, 30, 36 m, ustun qadami (ustunlar oralig'i) 6 va 12 m bo'lgan yig'ma tipovoy elementlardan loyihalaniishi dardkor. Ustunlar oralig'i kattaroq (12×24 m,



10.2-rasm. Yig'ma temirbeton elementlardan tiklangan bir qavatli sinchli sanoat binosi:

- 1 — yopma to'sin; 2 — fonar; 3 — yopma panellari;
4 — kran osti to'sinlari; 5 — ustunlar.

12×30 m) olinsa, yanada yaxshi. O'lchamlar 12×18; 12×24; 12×30 m bo'lgan; ko'priksimon kranli binolarda balandligi $N = 8,4...18$ m (1,2 m karrali) to'g'ri to'rtburchak kesimli yoki kran osti to'sini uchun mo'ljallangan konsolli ikki shoxobchali ustunlar qo'llaniladi.

O'lchamlari 6×12; 12×18; 12×24 m bo'lgan kransiz binolarda balandligi $N = 3,6...14,4$ m (1,2 m karrali) konsolsiz to'g'ri to'rtburchak kesimli ustunlardan foydalaniladi. Temirbeton ustunlar stakansimon poydevorlarga bikir mahkamlanadi. Ustunlarga, umumiy nomda rigel deb ataluvchi tom to'sini, ferma yoki arka o'rnatiladi. Rigellar montaj jarayonida ustunlardan chiqib turuvchi anker boltlariga gaykalar yordamida burab mahkamlanadi. Montaj tugagach, rigellar ustunlarning taxtakachlariga (zakladnie detali) payvandlanadi. Bunday tugun bikirligi kam bo'lgani sababli sharnirli deb qaraladi. Harorat choki barpo etish uchun rigel ustunga qo'zg'aluvchi tayanch vositasida biriktiriladi.

Stropil konstruksiyalariga uzunligi 6 yoki 12 m bo'lgan temirbeton tom yopma panellar o'rnatiladi. Temirbeton tom yopma panellar, ularga qo'yib ketilgan po'lat taxtakachlar vositasida rigellarga payvandlanadi. Bu panellar orasidagi choklar beton bilan to'ldirilgach, o'z tekisligida bikir diafragma hosil qiladi. Mazkur diafragma boshqa konstruksiyalar (kran osti va bog'lama to'sinlar, bog'lanishlar) bilan birgalikda binoning fazoviy bikirligi va ustuvorligini ta'minlaydi.

Bir qavatli binolarning tomларini yopishda silindrsimon harnda ikki tomonlama egilgan yupqa devorli temirbeton konstruksiyalari keng qo'llaniladi.

Temirbeton kran osti to'sinlarining kesimlari tavr va qo'shtavr shaklida bo'lib, uzunligi 6 hamda 12 m va ular oldindan zo'riqtirilgan bo'ladi. To'sin uzunligi 6 m dan, kran yuk ko'taruvchanligi 20 t dan ortmasa, to'sinni oldindan zo'riqtirmasa ham bo'ladi. Kran osti to'siniga vertikal va gorizonta (kranning tormozlanish zo'riqishidan hosil bo'lgan) yuklar ta'sir etadi. Shuning uchun to'sinning gorizonta yo'nalishdagi bikirligini oshirish talab etiladi. Bunga to'sinning tokchasini kattalashtirish yo'li bilan erishiladi. Kesimning tavr shaklida olinishi relsni kran osti to'siniga mahkamlash ishlarini ham osonlashtiradi. Kran osti to'sinlari ikkita kran, relslar va to'sinning xususiy og'irlikidan jamlangan yuklar ta'siriga hisoblanadi. Vertikal va gorizonta kran yuklari dinamik koeffitsiyent 1,2 ga ko'paytiriladi. Kran osti to'sinlari ustunlarning konsol qismiga o'rnatiladi. Ularni ustunlarga va o'zaro biriktirish uchun maxsus qoldirilgan po'lat taxtakachlarga payvandlanadi. To'sinlarning ulanish tugunlari bikirligi to'sin bikirligiga qaraganda ancha kam bo'ladi. Shuning uchun ular erkin tayanagan bir oraliqli oddiy balka sifatida hisoblanadi.

Sinchli binolarning devorlari uzunligi ustun qadamiga, ya'ni 6 va 12 m ga teng bo'lgan temirbeton panellardan tashkil topadi. Isitiladigan binolarda issiqni saqlaydigan panellar qo'llaniladi. Panellar ustunlarga boltlar yordamida yoki payvandlash yo'li bilan mahkamlanadi.

Texnik-iqtisodiy hisoblarning ko'rsatishicha, bir qavatli yig'ma temirbeton sinchli binolar po'lat sinchli binolarga nisbatan arzonroq tushadi. Masalan, ustunlar to'ri 6×24 m bo'lgan binoda po'lat ferma oldindan zo'riqtirilgan temirbeton ferma bilan almashtirilganda binoning har 1 m^2 ga sarflanadigan po'latning miqdori 2,5 baravar kamayadi. Agar ustunlar to'ri kengaytirilsa, mehnat sarfi qisqarib, ishlab chiqarish maydoni tejaladi.

Bir qavatli yig'ma temirbeton sinchning hisoblash tarhi rigel ustunlarga sharnirli biriktirilgan rama ko'rinishida qabul qilinadi (10.3-rasm). Ustunlar stakansimon poydevorlarga bikir mahkamlangan deb qaraladi. Rama doimiy va muvaqqat (qor, shamol, kran) kuchlar ta'siriga hisoblanadi. Seysmik hududlarda bunyod etiladigan binolarga zilzila kuchi ta'siri ham e'tiborga olinadi (bu haqida 13-bobda alohida to'xtab o'tilgan).

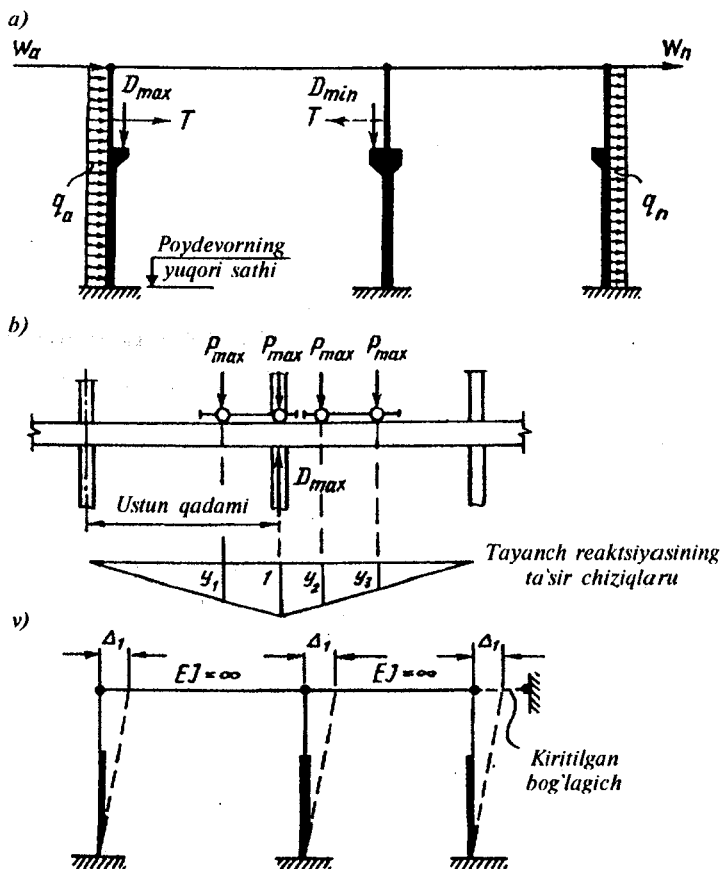
Vertikal yuklar bilan ustun kesimining og'irlik markazi orasida mavjud bo'lgan elka hisob jarayonida e'tiborga olinadi. Yoyiq shamol kuchlarining ustundan yuqori qismi yig'iq kuchlar W_a (musbat bosimi) va W_n (manfiy bosim) bilan almashtiriladi. Devor orqali ustunlarga beriladigan shamol bosimi musbat q_a va manfiy q_n yoyiq kuch ko'rinishida qo'yilgan deb qaraladi.

Krandan tushuvchi vertikal yuklar ko'priklari og'irligi, aravacha va yuklar vaznidan tashkil topib, kran osti to'siniga g'ildiraklar orqali uzatiladi. Kranning bitta g'ildiragiga tushadigan eng katta bosim $P_{n, \max}$ yuk ortilgan aravacha ustunga eng yaqin turgan holatda vujudga keladi; bunda kranning ikkinchi uchidagi g'ildirakka tushadigan bosim eng kichik qiymat $P_{n, \min}$ ga ega bo'ladi. $P_{n, \max}$ ning qiymati kran standartlarida keltiriladi.

Ramani hisoblashda binoda bir vaqtning o'zida ikkita ko'priksimon kran mavjud deb faraz etiladi. Ustunga ta'sir etadigan maksimal vertikal yuk ana shu ikki kran ramaga nisbatan eng noqulay joylashgan holatda vujudga keladi (10.3-rasm). Bir oraliqli kran osti to'sinining tayanch reaksiyalari uchun ta'sir chiziqlarini chizib, ulardan quyidagi miqdorlarni aniqlaymiz:

$$D_{\min}^{\max} = P_{n, \max}^{\min} (y_1 + y_2 + l + y_3) \gamma_f, \quad (10.2)$$

bu yerda $D_{\min}^{\max}$ — kran ta'sirida hosil bo'ladigan maksimal va minimal vertikal bosim, γ_f — kran yuklari uchun ishonchlilik koeffitsiyenti.



10.3-rasm. Yig'ma temirbeton sinchli bir qavatli binoning hisoblash tarhi:

a — ko'ndalang rama; b — bo'ylama qirgim elementi;
v — ko'chish usulining asosiy sistemasi.

Kran aravachasining tormozlanishidan hosil bo'lgan gorizontaal kuch T_n to'laligicha relsга uzatiladi. Ushbu kuch u yoki bu tomonga yo'nalgan bo'lishi mumkin. Gorizontaal kuch bir relsda turgan ikki g'ildirakka teng taqsimlanadi.

Egiluvchan ko'targichli bo'lsa:

$$T_n = 0,05(Q + q), \quad (10.3)$$

bikir ko'targichli bo'lsa:

$$T_n = 0,1(Q + q), \quad (10.4)$$

bu yerda Q — kranning yuk ko'tarish qobiliyati; q — kran aravachasining xususiy og'irligi.

Rama ustunlariga beriladigan eng katta ko'ndalang tormozlanish kuchi ta'sir chiziqlaridan (10.3-rasm) foydalanib topiladi:

$$T = T_n(y_1 + y_2 + 1 + y_3) \gamma_f. \quad (10.5)$$

Rama qurilish mexanikasining usullaridan biri bo'yicha hisoblanadi. Bir qavatli sanoat binolarining aksariyat qismida rigellar balandlik bo'yicha bir xil sathda joylanishini, o'z tekisligidagi bikirlik ustunlar bikirligidan ancha yuqori ekanligini inobatga olib, uning bikirligini $EJ = \infty$ deb qabul qilsa bo'ladi.

Har bir hisobiy kesim uchun zo'riqlashlarning eng nobop yig'indisini tanlay olish imkoniyatiga ega bo'lish maqsadida rama yuklarning har bir turiga alohida hisoblanadi.

Kran yuki asosan bitta yassi ramaga ta'sir etadi. Qolgan ramalar, yopma va bog'lanishlarning bikirligi tufayli, yuklangan ramaning siljishiga to'sqinlik qiladi, natijada sinchning fazoviy ishi yuzaga keladi. Hisoblash uchun chetdan ikkinchi rama tanlab olinadi, chunki bu rama eng noqulay sharoitda ishlaydi. Sinchning fazoviy ishi kanonik tenglamaga C_{pr} koeffitsiyentini kiritish orqali hisobga olinadi:

$$C_{pr} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0, \quad (10.6)$$

bu yerda C_{pr} — ikkinchi rama uchun ustun qadami 6 m bo'lsa, 4 ga, 12 m bo'lsa, 3,4 ga teng bo'ladi. r_{11} — birlik ko'chish ta'sirida hosil bo'lgan reaktiv kuch. Δ_1 — rama tugunining tashqi kuch ta'siridagi ko'chishi. R_{1p} — tashqi kuchlar ta'sirida hosil bo'lgan reaktiv kuch.

Bo'yлама ramalar. Bo'yлама ramalarga binoning uzunligi bo'yicha joylashgan bir qator ustunlar va bo'yлама konstruksiyalar: kran osti to'sinlar, vertikal bog'lamalar, ustun bo'ylab ta'sir etadigan kerki kuchi va tom yopma konstruksiyalari kiradi (10.3-rasm, v).

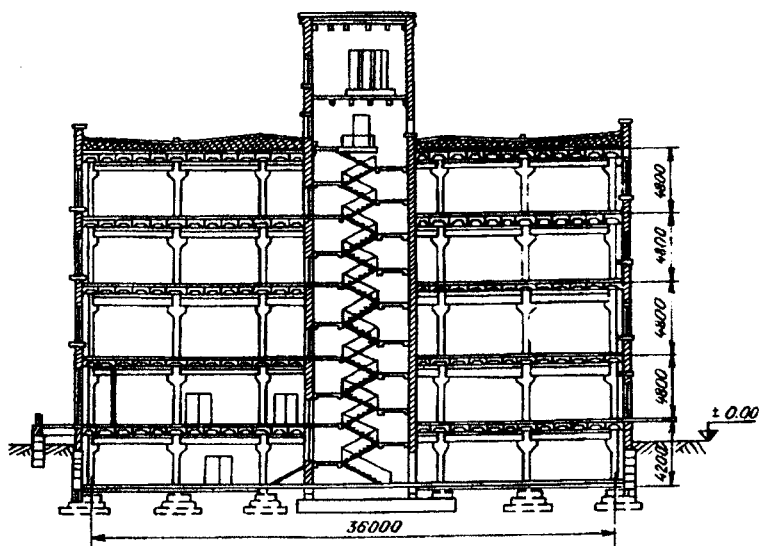
Bo'yлама rama binoning bikirligini bo'yлама yo'nalish bo'yicha ta'minlaydi va u kranning tormozlanishidan hosil bo'ladigan bo'yлама kuch va binoning yon tomonidan ta'sir etuvchi shamol kuchi ta'sirida bo'ladi.

10.2. Ko'p qavatli sinchli binolar

Ko'p qavatli sinchli binolarga yengil sanoat (asbobsozlik, kimyo, oziq-ovqat, to'qimachilik va boshqa) korxonalari, muzxonalar, omborlar, garajlar, shuningdek mehmonxonalar, davolash va ta'lim muassasalari

kabilar joylashtiriladi. Sanoat binolari texnologik va iqtisodiy omillar-dan kelib chiqib 7 qavat (40 m) atrofida, fuqaro binolari — 12 qavatga-cha, baland binolar esa 20 va undan ortiq qavat balandlikda loyihalanadi. Sanoat binolarining eni 18, 24, 36 m va undan ortiq, ustunlar qadami 6 m, qavatlar balandligi 1,2 modulga karrali olinadi. Ustunlarning 6×6; 9×6; 12×6 m o'lchamli turlari keng tarqalgan. Ustun turlarining o'lchamlari muvaqqat yuklarning miqdoriga qarab belgilanadi. Fuqaro binolarining eni asosan 15 m dan ortiq olinmaydi. Ko'p qavatli to'liq sinchli binolarda devorlar o'zini o'zi ko'taradigan yoki osma bo'ladi. To'liq bo'lmagan sinchli binolarda chetki ustunlar yuk ko'taradigan devor bilan almashtiriladi. Sanoat binolari ko'pincha to'liq sinchli qilib loyihalanadi. Ko'p qavatli sanoat binolari umuman sanoat binolarining 30 foiz ni tashkil etadi.

Ko'p qavatli sinchli binolar ko'ndalang ramalar majmuasidan tashkil topib, ular bir-biri bilan qavatlararo yopmalar yordamida biriktiriladi. Yopmalar to'sinli (10.4-rasm) yoki to'sinsiz bo'lishi mumkin. To'sinsiz yopmalarda ustun qoshi bilan puxta biriktirilgan temirbeton plita rigel vazifasini o'taydi. Vertikal yuklar barcha hollarda ko'ndalang ramalarga uzatiladi. Gorizontal yuklarni qabul qilishiga qarab karkasli binolar ramali, rama-bog'lagichli va bog'lagichli tizimlarga bo'linadi.



10.4-rasm. To'sinsimon yopmali ko'p qavatli rama — sinchli bino.

Ramali tizim. Sinchning ramali tizimida yukni ustun va rigellar qabul qiladi. Rigellar ustunlarga bikir biriktiriladi, natijada fazoviy tizim hosil bo'ladi. Qavatlar soni ortishi 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 bixillashtirishni (unifika-siya) qiyinlashtiradi, shuning uchun ramali tizim 8 qavatdan baland binolarda qo'llanmaydi. Ramali tizimlarda gorizontal va vertikal yuklarni to'laligicha ko'ndalang ramalar qabul qiladi, shuning uchun ular ana shu kuchlar ta'siriga hisoblanadi.

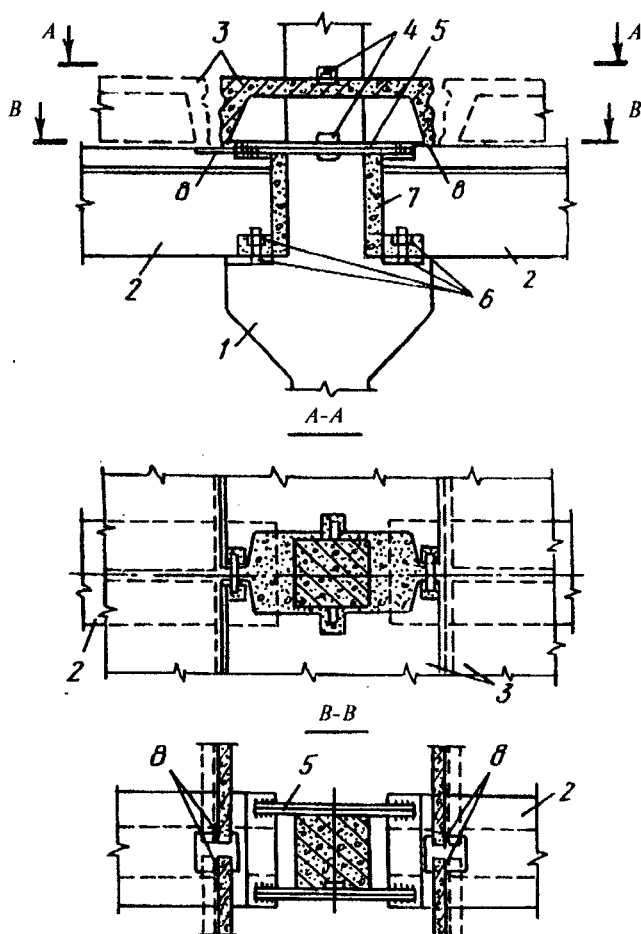
Rama-bog'lagichli tizim. Balandligi 8 qavatdan ortiq bo'lgan binolarda gorizontal yuklarni bikir tugunli ramalar va vertikal joylash-gan bikirlik elementlari, vertikal yuklarni esa ramalar va qisman bikir-lik elementlari qabul qiladi. Bunday elementlar sifatida odatda temirbeton devorlar — diafragmalar yoki metallardan ishlangan bog'lagichlar qo'llaniladi. Loyihalash tajribasining ko'rsatishicha, rama-bog'lagichli tizimlardagi vertikal diafragmalar gorizontal kuchlarning 80...90 foiz ini, agar bir oz kuchaytirilsa, 100 foiz ini o'ziga qabul qila olar ekan. Rama-bog'lagichli tizimlarda gorizontal kuchlar tashqi devorlar orqali qavatlararo yopmalarga uzatiladi. Yopmalar gorizontal diafragma sifati-da ishlab, bosimni vertikal diafragmalarga uzatadi. Vertikal diafragma-lar gorizontal kuchlar ta'sirida poydevorga mahkamlangan konsol singari ishlaydi. Vertikal diafragmalarning bikirligi kamroq bo'lsa, gorizontal kuchlarning bir qismini ko'ndalang ramalar qabul qiladi. Rama-bog'la-gichli tizimlarni seysmik hududlarda keng qo'llash tavsiya etiladi.

Bog'lagichli tizim. Bunday tizimda vertikal yuklarni ramalar va qisman diafragmalar qabul qiladi. Gorizontal yuklarni esa asosan diafragmalar qabul qiladi. Rigel bilan ustunning tutashuv tuguni kichik qiymatli momentni qabul qila oladigan qilib ishlanadi. Momentlar qiymatining doimiyligi birikuv tugunlari va ustun hamda rigellarni bixillashtirish imkonini beradi. So'nggi paytlarda metallni tejash im-koniyatini beradigan sharnirli tugunlar yaratilib, amaliyotga tatbiq etilmoqda. Yig'ma temirbeton elementlaridan tiklanadigan turar joy va jamoat binolarida bog'lagichli tizimlar keng qo'llaniladi.

To'liq bo'lmagan sinchli binolarni ham bog'lagichli tizimlarga kiritisa bo'ladi. Bularda yuk ko'taradigan bo'ylama va ko'ndalang devorlar vertikal diafragma rolini o'ynaydi. Ustun va rigellardan tashkil topgan ichki sinchlar devorlarga tayanib, faqat vertikal yuklarni qabul qiladi.

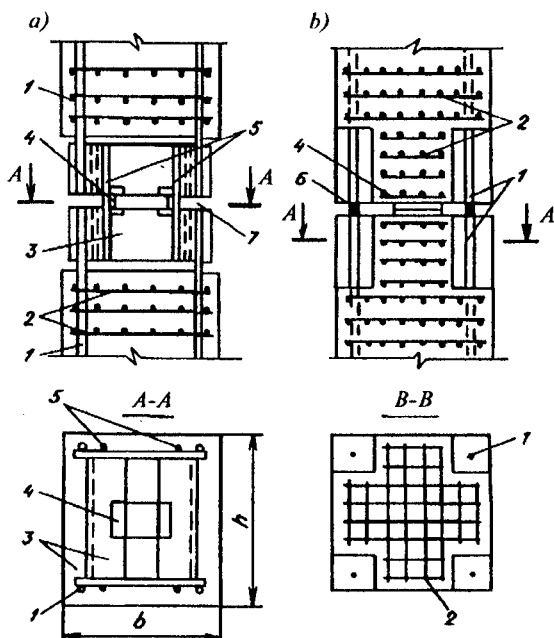
Umuman olganda, ustun va rigellarning ulanish tugunlari bikir va sharnirli bo'lishi mumkin. Ko'pincha rigellarni o'rnatish maqsadida

ustunlardan kichik konsollar chiqarib qoldiriladi. Agar me'moriy jihatdan konsollarning chiqib turishi maqsadga muvofiq bo'lmasa (masalan, fuqaro binolarida), u holda konsolni rigel balandligida qilib o'rnatish uchun rigelda kemtik qoldiriladi. 10.5-rasmda ustun bilan rigelning ulanish tugunlari tasvirlangan. Rigellar o'zaro va ustunlar bilan qo'yilma detallarni



10.5-rasm. Ustun va rigellarning birikuvi:

- 1 — ustun; 2 — rigel; 3 — qovurg'ali plitalar; 4 — ustunning qo'yilma detallari; 5 — uchlik qoplama; 6 — montaj shtiri va burchaklik; 7 — yaxlitlash betoni; 8 — payvand.



10.6-rasm. Ustunning bikir choklari:

a — po'lat kallakli; b — beton bo'rtmali; 1 — ustunning bo'ylama ishchi armaturasi; 2 — payvandlangan simto'rlar; 3 — burchakli va listlardan yasalgan po'lat o'ramalar; 4 — markazlashtiruvchi po'lat plastinalar; 5 — uchlik sterjenlar; 6 — vannali payvand; 7 — chok kavagi.

payvandlash orqali biriktiriladi. Yopma plitalar ham o'zaro hamda rigellarga payvandlanadi. Ustunlar poldan 60—80 sm balandlikda ulansa yaxshi bo'ladi, biroq ko'pincha ular yopma sathida ulanadi. 10.6-rasmda ustunlarni bikir ulash yechimi ko'rsatilgan.

Texnik-iqtisodiy hisoblarga ko'ra, ko'p qavatli sinchli binolarda ramali tizim ancha tejamli bo'lar ekan. Masalan, binoning 1 m² maydoniga sarflanadigan po'latning hajmi rama-bog'lagichli tizimlarda ramali tizimlarga nisbatan 10 — 15 foiz kam bo'ladi, binobarin, narxi ham 2,5 — 5 foiz ga arzon tushadi. Shuni ta'kidlash joizki, sanoat binolarida 6×6 va 9×6 m o'lchamli ustun turlari ko'p hollarda ekspluatasion talablarni qondirmaydi. Ayniqsa texnologik tizimni yangilashda ancha qiyinchiliklar tug'diradi. Hisoblar ustun to'ri 6×24 va 6×36; 12×24 va 12×36 m bo'lgan katta oraliqli ko'p qavatli binolar iqtisodiy jihatdan maqbul ekanligini ko'rsatdi.

10.2.1. Ko'p qavatli fuqaro binolari. Hozirgi davrda zavodlarda tayorlanadigan yirik o'lchamli yig'ma temirbeton elementlardan bunyod etiladigan sinchli va sinchsiz (yirik panelli) binolar eng keng tarqalgan bino turlaridan hisoblanadi.

Sinch-panelli binolar to'la va to'la bo'lmagan sinch ko'rinishida loyihalanadi. To'la sinch variantida qobirg'ali yopmaning uchlari ustunlarga o'rnatiladi. Ustunlar va yopmaning qobirg'alari binoning fazoviy sinchini hosil qiladi. Devor panellari ustunlarga mahkamlanadi. To'la bo'lmagan sinch variantida chetki ustunlar o'rniga yuk ko'taruvchi devorlar tiklanadi, yopmalarining bir uchi ana shu devorlarga, ikkinchi uchi esa ichki ustunlarga tayanadi.

Uy-joy qurilishida yirik panelli (sinchsiz) binolar keng tarqalgan; sinchning yo'qligi va zavodda taxtlash darajasining yuqoriligi, montaj ishlarining kamayishi binoning arzonlashuviga olib keladi. Hisoblar balandligi 20 qavatgacha bo'lgan yirik panelli uylar sinchli binolarga nisbatan ancha arzon ekanligini ko'rsatdi (narxi 5...10 foiz arzon, qurish uchun sarflanadigan mehnat 10...15 foiz kam, armatura ham 30...50 foiz kam sarflanadi). Binolarning eni xonalarni tabiiy yoritish nuqtai nazaridan 12...16 m atrofida olinadi.

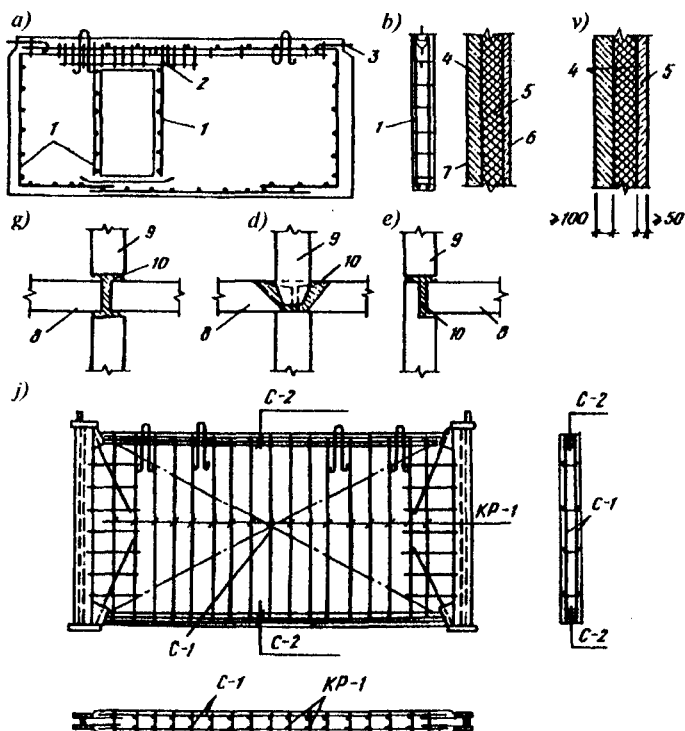
Yirik panelli binolar devorlarining yuk ko'tarishiga qarab ikki guruhga bo'linadi: guruhlarning birida yukni ko'ndalang devorlar, ikkinchisida bo'ylama devorlar ko'taradi. Yukni ko'ndalang devorlar ko'targani ma'qul deb sanaladi, chunki bunda yopmalarining og'irligi ko'ndalang devorlarga berilib, bo'ylama devorlar yuk ko'tarmaydi, ular faqat to'siq vazifasini o'taydi, bu esa ularni engil ashyolardan (keramzitobeton, agloporitobeton, g'ovakli beton va h.k.) katta o'lchamlarda yasash imkonini beradi. Yirik panelli binolarning yopmalari va devorlari ko'pincha xonalar o'lchamida ishlanadi.

Ichki va tashqi devor hamda yopma panellari panelli binolarning asosiy konstruksiyalaridir. Yuk ko'taruvchi ichki devor panellari odatda sinfi B15 dan kam bo'lmagan og'ir betondan bir qatlamli qilib loyihalanadi (10.7-rasm, a). Panel qalinligi mustahkamlik, tovush o'tkazmaslik va olovbardoshlik talablari asosida belgilanadi. Panelning ikkala yo'nalishida qo'yiladigan gorizontal va vertikal armaturaning yuzasi konstruktiv ravishda belgilanib, panel kesimining $0,2 \text{ sm}^2/\text{m}$ miqdorida qabul qilinadi.

Yuk ko'tarmaydigan tashqi devor panellari g'ovakli yengil betondan 240...350 mm qalinlikda bir qatlamli qilib tayyorlanadi. Yuk ko'taradigan tashqi devorlar ikki yoki uch qatlamli qilib ishlanadi (10.7-rasm, b, v). Armatura faqat og'ir betonli qatlamga qo'yiladi. Panelning sarbasta (peremichka) qismiga qo'yiladigan armatura hisoblash yo'li bilan tanlanadi [8].

Yopma panellari ko'p bo'shliqli yoki yaxlit plita tarzida ishlanadi. Oraliq masofasi 4,8 m dan kichik bo'lsa, plita oldindan zo'riqtirilmaydi. Armaturalar plitaning qay tarzda ishlashiga qarab joylashtiriladi. Bo'ylama va ko'ndalang devorlari yuk ko'taradigan binolarda yopma panellari uch yoki to'rt tomoni tiralgan plita sifatida, qolgan hollarda esa ikki uchi tiralgan plita kabi ishlaydi.

Devor va yopma panellarining birikuvi bino elementlarini siqilish, cho'zilish va siljish zo'riqishlarini qabul etishda birgalikda ishlashini ta'minlashi lozim. Panellar orasidagi vertikal choklar beton shponkalari va payvandlash yordamida biriktiriladi. Gorizontaal choklar siqilish zo'riqishlarining uzatilishiga qarab platformali (10.7-rasm, g), kontaktli (10.7-rasm, d) va aralash (10.7-rasm, e) turlarga bo'linadi. Ichki



10.7-rasm. Panel binolar konstruksiyalari:

- 1 — vertikal karkaslar; 2 — sarbasta karkasi; 3 — yondosh elementlarga payvandlash uchun qoldirilgan armaturalar. 4 — og'ir beton qatlami; 5 — issiq saqlash qatlami; 6 — pardoz qatlami; 7 — ichki sirt; 8 — yopma panellari; 9 — devor panellari; 10 — qorishma.

devorlar bilan yopma orasidagi chok odatda platformali usulda, tashqi devorlar — aralash usulda birlashtiriladi.

Butun xonalar yoki xonadonlardan tashkil topgan fazoviy temirbeton bloklarning ishlab chiqilishi va qurilish amaliyotiga tatbiq etilishi yirik panelsozlikda olg'a qo'yilgan bir qadam bo'ldi. Hajmiy bloklar alohida tayyorlangan yassi devor va yopma panellarini zavodning o'zida yig'ish yo'li bilan yoki «stakan», yoki «qalpoq» ko'rinishida quyma (monolit) holda yasaladi. Hajmiy bloklarning ichki pardozlash ishlari ham zavodda bajariladi, shu boisdan qurilish maydonchasida bajariladigan ishlar hajmi ancha qisqaradi. Ko'p ishlar zavodning o'zida mexanizmlar vositasida amalga oshirilganligi sababli hajmiy bloklardan qad ko'targan binolar iqtisodiy jihatdan ancha samaralidir. Bunday binolar 1 m² ning narxi g'isht yoki yirik blokli binolarga nisbatan ancha arzon bo'ladi. Bu turdagi binolarning kamchiligi — tarhiy echimlarining chegaralanganligi va bloklarni tarhda joylashtirganda variantlar sonining kamligidir.

Sirpanuvchi qoliplarda qad ko'taradigan ko'p qavatli monolit temirbeton binolarning istiqboli kengdir. hozirgi paytda ko'pgina shaharlarda shu usulda bunyod etilgan 17—20 qavatli monolit binolarni uchratish mumkin.

10.2.2. Ko'p qavatli binolarni hisoblash. Zamonaviy ko'p qavatli binolar turli xil elementlarni o'z ichiga olgan murakkab fazoviy tizimlardan tashkil topadi. Bunday binolarni hisoblashda barcha konstruktiv xususiyatlari, ta'sir etuvchi yuklarning tavsifini e'tiborga olish qiyin masalalardan sanaladi. Tabiiyki, bunday hisoblarni bajarishda loyihachi eng avval EHM ga suyanadi.

Murakkab hisoblarni amalga oshirishda loyihachiga hisobning muhandislik uslublari hamda yordamchi jadvallar juda qo'l keladi. Shuningdek, hisobning soddalashtirilgan usullari ham mavjud. Masalan, fazoviy tizimni bir necha yassi tizimlarga ajratib, ularning har qaysisi mustaqil ravishda hisoblanadi. Binoning ayrim elementlarida hosil bo'ladigan zo'riqishlarni taqriban aniqlashda shu usuldan foydalaniladi, ko'pincha bu usul aniq natijalar beradi.

Ko'p qavatli binolar asosiy va maxsus yuklar ta'siriga hisoblanadi (2-bobga qar.). Hisob ustun va rigellarning nisbiy bikirliklarini aniqlashdan boshlanadi. Buning uchun mavjud konstruksiyalarga o'xshatma ravishda elementning ko'ndalang kesim o'lchamlari belgilanadi. Kesimni taqribiy hisob asosida belgilasa ham bo'ladi. Masalan, rigelning kesimini tayanch momentı orqali aniqlash ham mumkin:

$$M = (0,6...0,7) M_0; \quad M_0 = \frac{(q + \nu) l_0^2}{8}, \quad (10.7)$$

bu yerda q va ν — rigelning 1 m ga mos bo'lgan doimiy va muvaqqat hisobiy yuk; l_0 — rigelning hisobiy uzunligi.

Rigelning ko'ndalang kesimlari:

$$h_0 = 1,8\sqrt{M / R_b b}; \quad b = (0,3...0,4) h. \quad (10.8)$$

Ustunning ko'ndalang kesimi:

$$A_k = (1,2...1,5) N / R_b; \quad (10.9)$$

bu yerda 1,2...1,5 — ustunga eguvchi moment ta'sirini hisobga oladigan koeffitsiyent; N — yuk maydoni bo'yicha hisoblangan bo'ylama kuch.

Kesimlar taqribiy usulda tanlangach, ustun bilan rigel kesimlari bir-biriga moslashtiriladi, o'lchamlar birxillashtiriladi. Ustun va rigellarning nisbiy bikirliklari ana shu qabul qilingan kesimlar bo'yicha hisoblanadi.

Fazoviy rama karkasini muhandislik uslubida hisoblaganda uni alohida yassi ramalarga ajratiladi. Bino karkasining ko'chishlari odatda kichkina bo'lganligi sababli, kuchlar ta'sirining mustaqilligi qoidasidan foydalanib, har bir rama vertikal va gorizontol yuklar ta'siriga alohida hisoblanadi.

10.2.3. Ramalarni vertikal yuklar ta'siriga hisoblash. Ko'p qavatli rama yuqori, o'rta va quyi qavatlarni o'zida mujassamlashtirgan uch xil bir qavatli ramalarga ajratiladi (10.8-rasm b). Tayyor jadvallardan (14-ilova) foydalangan holda har qaysi rama alohida hisoblanadi. Rama rigellaridagi tayanch momentlari quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$M = (\alpha g + \beta \nu) l^2; \quad (10.10)$$

bu yerda α va β — oraliqlar soni, yuklanish sxemasi hamda ustun va rigel bikirliklari nisbatiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent (koeffitsient qiymatlari 14 ilovada keltirilgan). g va ν — 1 m rigelga to'g'ri kelgan doimiy va muvaqqat yuk; l — rigel oralig'i.

Ustunlardagi eguvchi momentlar tugunda rigellar tayanchida hosil bo'lgan momentlar farqini ustunning nisbiy bikirlikiga mutanosib (proporsional) ravishda taqsim qilish yo'li bilan aniqlanadi. Doimiy va muvaqqat yuklarning turli xil ko'rinishdagi yig'indilari uchun qurilgan eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar epyuralari asosida umumlashma epyura quriladi va zo'riqishlar qayta taqsimlanadi (6-bobga qar.). Agar rama oraliqlari uchtdan ortiq bo'lsa, rama baribir uch oraliqli deb qaralaveradi.

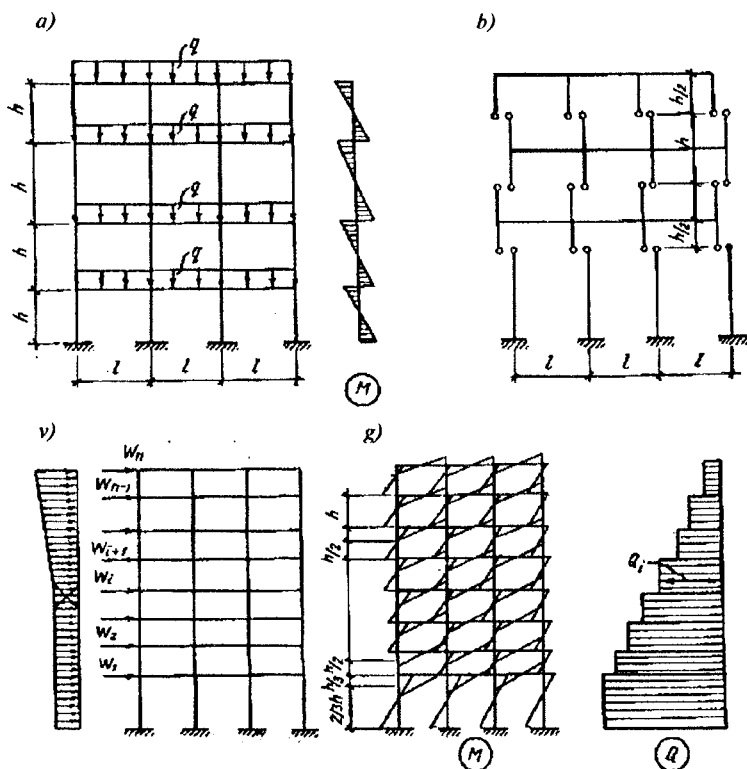
10.2.4. Ramalarni gorizontaal yuk ta'siriga hisoblash.

Ramalarni gorizontaal kuchlar (shamol, zilzila) ta'siriga hisoblaganda, taqribiy usullardan foydalaniladi. Yoyiq gorizontaal yuklar rama tugunlariga qo'yiluvchi yig'iq kuchlar bilan almashtiriladi (10.8-rasm. v). Ustunlardagi eguvchi momentning nolga teng bo'lgan nuqtasi, birinchi qavatdan boshqa qavatlarda, ustunning o'rtasida joylashgan deb olinadi. Birinchi qavatda esa (ustun poydevorga mahkam biriktirilgan bo'lsa) nol nuqta balandlikning 2/3 qismida etadi (10.8-rasm, g).

Qavatga ta'sir etuvchi umumiy ko'ndalang kuch

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (10.11)$$

bo'lib, har bir ustunga ularning bikiirligiga mutanosib ravishda taqsimlanadi:



10.8-rasm. Ko'p qavatli ramalarni vertikal (a, b) va gorizontaal (v, g) yuklar ta'siriga hisoblashga doir:

Q_i — i -qavatdagi ko'ndalang kuch.

$$Q_k = Q_i B / \sum_i^m B_k; \quad (10.12)$$

bu yerda B — hisoblanayotgan ustun kesimining bikirligi; m — qavatdagi ustunlar soni.

Topilgan ko'ndalang kuchlar asosida barcha qavat ustunlarida (birinchi qavatdan tashqari) hosil bo'ladigan eguvchi momentlar aniqlanadi:

$$M = Q_k \cdot h/2 \quad (10.13)$$

Birinchi qavatda ustunning ustki M_i va pastki M_b kesimlarida hosil bo'ladigan eguvchi moment quyidagi formulalardan topiladi:

$$M_i = Q_k \cdot h/3; \quad M_b = Q_k \cdot 2h/3. \quad (10.14)$$

Rigellardagi tayanch momentlari tugunlar muvozanatidan aniqlanadi.

Turli xil (doimiy va muvaqqat) yuklar uchun qurilgan eguvchi moment M va ko'ndalang kuchlar Q epyuralari asosida umumlashma epyuralar quriladi, plastik deformasiyalar hisobiga rigellardagi zo'riqishlar qayta taqsimlanadi; ustun va rigellar hisobi ana shu qayta taqsimlangan epyuralar bo'yicha bajariladi. Rigellar egiluvchi elementlar sifatida normal va qiya kesimlar bo'yicha hisoblanadi (bu haqida 6-bobda batafsil so'z yuritilgan). Ustunlar esa nomarkaziy siqiluvchi elementlar singari hisoblanadi (7-bobga qar.).

Nazorat savollari

1. Sanoat binolari qurilishida bir qavatli sanoat binosi qancha qismni tashkil qiladi? Ularning konstruktiv elyemyentlari nimalardan iborat?
2. Bir qavatli sanoat binolarning o'lchamlari qanaqa?
3. Binoning bo'ylama va ko'ndalang yo'nalishi bo'yicha turg'unligi qanday ta'minlanadi? Bog'lagichlar haqida umumiy ma'lumot bering.
4. Bir qavatli sanoat binosini hisoblashda qaysi kuchlar hisobga olinadi?
5. Hisoblash qanday tartibda olib byeriladi?
6. Bo'ylama ramalar nima uchun xizmat qiladi?
7. Ko'p qavatli binolar va ularning o'lchamlari qanaqa?
8. Sinchli binolar gorizontlar kuchlarni qabul qilishi bo'yicha qanday tizimlarga bo'linadi va ularni alohida-alohida tushuntirib bering.
9. Ko'p qavatli binolar qanday hisoblanadi?
10. Vyertikal va gorizontal yuklar tasiriga ramalar qanday hisoblanadi?

BINO VA INSHOOTLARNING TOM (YEPMA) KONSTRUKSIYALARI

Bino va inshootlar yopmalari (tomlari)ning yuk ko'taruvchi konstruksiyalari to'sin, ferma va arka singari yig'ma elementlardan iborat bo'ladi. Ular orasidagi masofa (qadam) ko'pincha 6 yoki 12 m ni tashkil etadi. Bulardan tashqari, katta oraliqlarni yopishda qobiq, to'lqinsimon qubba va gumbaz ko'rinishidagi yaxlit fazoviy yupqa devorli yopmalar ham qo'llaniladi. Bunday yopmalarda konstruksiya materialidan samarali foydalaniladi. Biroq shunga qaramay, tayorlanishi va o'rnatilishi qulay bo'lmaganligi sababli, qurilishda yassi sistemalar keng tarqalgan.

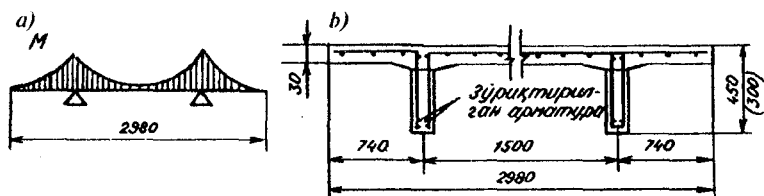
11.1. Temirbeton yopma plitalari

Plitalar tom yuklarini o'ziga qabul qilib, ularni yuk ko'taruvchi konstruksiyalarga uzatadi. Bular orasida Π simon qobirg'ali plitalar eng ko'p tarqalgan bo'lib, tarhda 3×6 va 3×12 m ni tashkil etadi. Bunday plitalar qalinligi 25—30 mm bo'lgan tokchadan, har birining orasi taxminan 1 m bo'lgan ko'ndalang qobirg'alardan va ikkita asosiy bo'ylama qobirg'adan tashkil topadi. Tokcha (polka) payvand simto'r bilan, ko'ndalang qobirg'alar — payvand karkaslar bilan, bo'ylama qobirg'alar esa oldindan zo'riqtirilgan sterjenlar bilan armaturalanadi. 12 m li plita betonning sinfi B30...B40, 6 m li plitaniki esa B15...B30 bo'ladi.

Plitaning bo'ylama yo'nalishdagi hisobi bir oraliqli erkin tayangan tavr kesimli to'sin sifatida, doimiy va muvaqqat yuklarning birgalikdagi ta'siri uchun bajariladi. Plitaning tokchasi, ko'ndalang qobirg'alar orasidagi masofaga qarab, uzluksiz balka yoki butun qirrasini bo'ylab tayangan plita sifatida hisoblanadi (6-bobga qarang).

Qurilishda 2 T shaklidagi ikki konsolli qobirg'ali plitalar ham qo'llaniladi (11.1-rasm, a). Shu tufayli ko'ndalang qobirg'alardan voz kechish imkoniyati tug'iladi, plitani tayyorlash osonlashadi. Plitalar orasidagi bo'ylama choklarni qoplash ishlarining murakkabligi konstruksiyaning kamchiligi hisoblanadi.

Bino tomlarini yopishda 3×18 va 3×24 m o'lchamli ikki nishabli yirik plitalar ham qo'llaniladi. Bunday plitalar binolarga ko'ndalang ravishda bo'ylama devor yoki to'sinlarga o'rnatiladi. Plitaning bo'ylama qobirg'alari o'zgaruvchan balandlikka ega bo'lib, plitaning qirg'og'iga joylashgan bo'ladi.



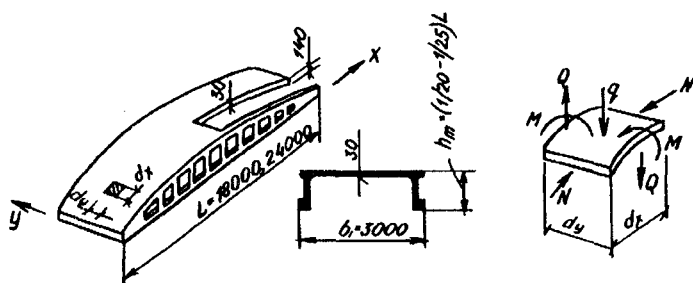
11.1-rasm. 2 T ko'rinishdagi ikki konsolli yopma plita:
a – eguvchi momentlar epyurasi; b – armaturalash.

Yirik o'lchamli temirbeton gumbazsimon (YO'TG) plitalar kalta silindrik qobiqlardan tashkil topib, segment shaklidagi qobirg'a-diafragmasi oldindan zo'riqtirilgan bo'ladi (11.2-rasm). Plitaning tarhdagi o'lchamlari 3×12 ; 3×18 va 3×24 m. Qobiq sirtining shakli kvadrat parabola ko'rinishida bo'ladi. Qobiqning qalinligi o'rtada 30 mm dan kam bo'lmasligi kerak, chetga tomon 140...160 mm ga qadar ortib boradi. Plita ko'ndalang kesimining balandligi o'rtada yukka qarab

$\left(\frac{1}{15} \dots \frac{1}{20}\right)l$ miqdorda olinadi. Plita vaznini kamaytirish maqsadida

uning diafragmasi vertikal qobirg'alar hisobiga yupqa (40 mm) olinadi. Oldindan zo'riqtiriladigan asosiy armatura diafragmaning pastki qismiga joylashtiriladi. Ushbu armatura gumbaz sistemasida tortqich rolini ham o'ynaydi. Diafragmaning tayanch qismi payvand karkas bilan armaturalanadi. Qobiqning o'zi payvand sim to'r bilan qoplanadi. Qobiq bilan diafragma qiya bo'rtiq yordamida ulanadi (11.2 - rasm).

YO'TG plitalari oraliq uzunligi va yukka qarab, B25...B50 sinfli betondan ishlanadi. Plitani hisoblashda silindrik qobiq bilan diafragma



11.2-rasm. Yirik o'lchamli gumbazsimon temirbeton plitalar.

birga ishlaydi deb qaraladi. Qobiqning yo'naltiruvchisi bo'ylab faqat bo'ylama kuch N , ko'ndalang yo'nalishda ko'ndalang kuch Q va eguvchi moment M ta'sir etadi deb faraz qilinadi (11.2-rasm). YO'TG plitalari tejamlı va tayorlashda soddadir. Uning eng asosiy kamchiligi egri chiziqli sirt bo'ylab tom yopishning sermehnat ekanligidir.

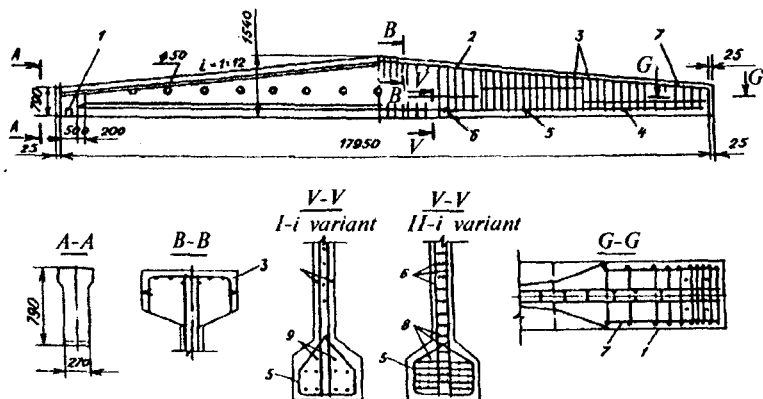
11.2. Temirbeton storopıl to'sinlari

Temirbeton storopıl to'sinlari eni 6, 9, 12 va 18 m bo'lgan bino tomlarini yopishda qo'llaniladi. Eni 24 m va undan ortiq bo'lgan binolarda to'sin o'rni fermalar egallaydi; texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlar shuni taqozo etadi. Tomning tuzilishiga qarab, ikki nishabli, bir nishabli, parallel tokchali, ustki tokchasi siniq chiziqli va egri chiziqli to'sinlar bo'ladi. 12 va 18 m li to'sinlar ikki nishabli qilib ishlanib, armaturasi oldindan taranglanadi. To'sinning ko'ndalang kesimi qo'shtavr shaklida bo'lib, devorining qalinligi 60...100 mm ni tashkil etadi. Ko'ndalang kuchlar qiymati katta bo'lgan tayanch yaqinida devor qalinligi asta oshiriladi, shu yo'l bilan tayanch kesimlarining mustahkamligi va yoriqbardoshligi ta'minlanadi. Ikki nishabli to'sinlarning nishabi 1:12 olinadi. To'sin balandligi oraliqning $1/10 - 1/12$ qismini tashkil etadi. Ystki siqiluvchi tokchani kengligi oraliqning $1/50 - 1/60$ qismiga teng qilib qabul qilinadi. Pastki tokchani o'lchamlari cho'zilishga ishlaydigan armaturani joylashtirish sharoitiga va beton yotqizishdagi qulayliklarga, shuningdek, to'sinning ustunlarga tayanish shartlarga qarab belgilanadi; odatda bu kenglik 25...30 sm atrofida qabul qilinadi (11.3-rasm).

To'sinning siqiluvchi tokchasi va devorlari payvand karkaslar bilan armaturalanadi. Uzunligi 12...18 m bo'lgan barcha to'sinlar oldindan zo'riqtiriladi. Ko'ndalang va bo'ylama montaj armaturalari A—I va A—III sinfli po'latdan yasaladi. To'sinning reaksiya kuchlari va oldindan siqish natijasida katta zo'riqishlar hosil bo'ladigan tayanch qismiga qo'shimcha ravishda sim to'r va vertikal sterjenlar o'rnatiladi. To'sinlarni tayyorlashda B25...B40 sinfli beton ishlatiladi.

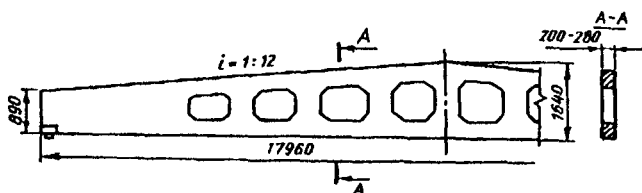
To'sinlarni hisoblashda, ular sharnirli tayangan element sifatida qaralib, oralig'i tayanch reaksiyalari orasidagi masofaga teng deb olinadi. To'sinning bo'ylama va ko'ndalang ishchi armaturalarini tanlash, solqilik va yoriqbardoshligini aniqlash tavr yoki qo'shtavr kesimli oddiy elementdagi singari amalga oshiriladi.

Ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan 18 m uzunlikdagi oldindan zo'riqtirilgan ikki nishabli to'sinlar ham qo'llaniladi (11.4-rasm). Bunday to'sinlarning o'rta qismida vaznni engillashtirish maqsadida sakkiz qirrali



11.3-rasm. 18 m uzunlikdagi oldindan zo'riqtirilgan ikki nishabli to'sin:

- 1 — qo'yilma detal; 2 — qo'shimcha karkas; 3 — ustki tasma karkaslari; 4 va 6 — devor karkaslari; 5 — xomutlar; 7 — tayanchdagi qo'shimcha karkaslar; 8 — simarqon armatura; 9 — sim armatura.



11.4-rasm. Ikki nishabli, oldindan zo'riqtirilgan, panjarali to'sin.

katta tuynuklar qoldiriladi; har bir tuynuk yuzasi $0,5 \pm 1,0 \text{ m}^2$ ni tashkil etadi. Tuynuklar har xil kommunikatsiyalarni o'tkazishda katta qulayliklar yaratadi. Shunga qaramay, qo'shtavr kesimli storopil to'sinlar tuynukli to'sinlarga nisbatan tejamliroqdir (bularda po'lat va beton sarfi taxminan 15 foiz kamroqdir). Sababi, to'sinni ustunga tayanadigan yuzasini ta'minlashda hamda tashish va montaj qilishda elementning bikirligini saqlash maqsadida shunday to'sinlardan foydalaniladi.

11.3. Temirbeton storopil fermalari

Temirbeton fermalar eni 18, 24 va 30 m bo'lgan bino tomlarini yopishda qo'llaniladi, fermalar qadami 6 va 12 m bo'ladi. Temirbeton fermalarda po'latning sarfi po'lat fermalarga nisbatan ikki marta kam

bo'ladi, shuning uchun ham eni 30 m gacha bo'lgan binolarda faqat temirbeton fermalar qo'llash tavsiya etiladi. Bundan katta oraliqlarda esa po'lat fermalar qo'llash maqsadga muvofiqdir, chunki bunda ularning vazni, mehnatni talab qilishi va tannarxi temirbetonga nisbatan ancha arzonga tushadi. Biroq qurilish amaliyotida 60 m va undan ortiq bo'lgan oraliqlarni yopishda oldindan zo'riqtirilgan yig'ma fermalar qo'llanganligi ma'lum. Katta oraliqli temirbeton fermalarning vazni og'ir va tashish noqulay bo'lib, o'rnatishda ko'p mehnat sarflanadi. Shuning uchun ham ular alohida hollardagina qo'llaniladi.

Fermalar ustunlarga o'rnatiladi, anker boltlar yordamida mahkamlanadi yoki metall taxtakachlarga payvandlanadi. Ferma ustiga tom yopmalari yopiladi.

Storopil fermalarining shakli tomning xiliga bog'liq. Nishabli tomlarda yuqori tasmasi siniq chiziqdan iborat bo'lgan hovonli segment fermalar (11.5-rasm, a) hamda arkasimon hovonsiz fermalar (11.5-rasm, v), yassi tomlarda esa parallel tasmali hovonli fermalar (11.5-rasm, b) qo'llaniladi.

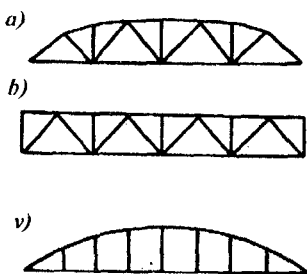
Fermaning balandligi uzunligining $1/7 \div 1/9$ qismini tashkil etadi, fermaning ustki tugunlari orasidagi masofa, qobirg'ali plitalarning bo'ylama qobirg'alari orasidagi masofaga moslab 3 m olinadi. Bu hol yuklarning fermalarga tugunlar orqali uzatilishini ta'minlaydi.

Yuqori tasmasi segment yoki poligonal bo'lgan fermalar boshqalaridan ko'ra maqbulroq sanaladi, chunki bularda statik nuqtai nazardan zo'riqishlar epyurasi oraliq bo'ylab o'zgarib boradi. Bundan tashqari nishabli tomlarni uskunlashda ancha qulayliklarga ega.

Yassi tomli binolarda parallel tasmali fermalar qo'llaniladi. Tom yopishda bu fermalarning ma'lum qulayligi bor. Biroq tayanchlarda ular katta balandlikka ega bo'lib, tashqi devorlar balandligini oshirishdan

tashqari, fermalar orasiga vertikal bog'lanishlar o'rnatishni taqozo etadi. Beton sarfi ham segmentli va arkasimon fermalardan ancha yuqori.

Agar ishlab chiqarish sharoitlariga ko'ra ustunlar qadamini 18 m ga qadar uzaytirish talab etilsa, u holda storopil fermalar va to'sinlar storopil osti fermalariga o'rnatiladi, ularning o'zi esa bo'ylama yo'nalishda ustunlarga mindiriladi. Ba'zan ustun qadami 12 m bo'lganda ham shu usuldan



11.5-рasm. Фермалар тархлари.

foydalaniladi. Temirbeton storopil va storopil osti fermalarining pastki tasmalari oldindan zo'riqtirilgan bo'lib, odatda bir butun — yaxlit holda tayorlanadi.

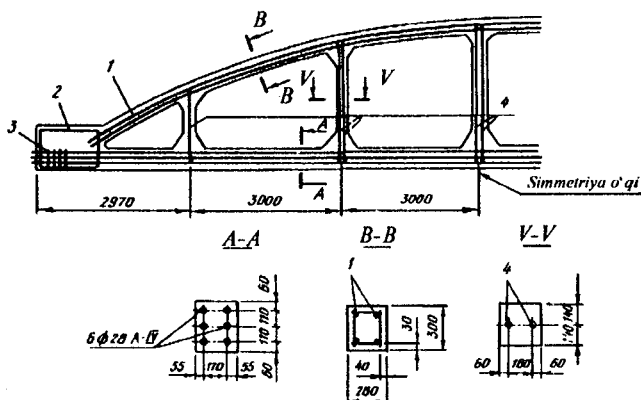
Katta oraliqli fermalarni tashishga mo'ljallangan maxsus transport vositasi bo'lmagan taqdirda zavod sharoitida fermaning alohida qismlari tayorlanadi, o'z joyida alohida qismlardan ferma yig'iladi. Yig'ma fermalar ko'pincha ikkita yarim fermadan yoki bir necha 6 metrlik bloklardan tashkil topishi mumkin. Tutashuv erlari payvandlanib, tugunlar betonlangach, fermaning pastki tasmaida qoldirilgan kanaldan armatura o'tkazib taranglanadi.

Fermalar yopmadan tushadigan yuklar, qor va osma uskunalar og'irligi, shuningdek ularni tayorlash, tashish va o'rnatish jarayonida vujudga keluvchi kuchlar ta'siriga hisoblanadi. Yopmalardan tushadigan yuklar va fermaning xususiy og'irligi yuqori tasma tugunlariga, osma jihoz yuklari pastki tugunlarga qo'yilgan deb olinadi.

Temirbeton fermalarning tugunlari bikir bo'ladi, shuning uchun ham u ko'p marta statik noaniq rama sifatida qaralishi lozim. Biroq mustahkamlik bo'yicha chegaraviy holatga etganda tugunlar darz ketadi, bikirlik kamayadi, natijada tugunlarni sharnirli deb qarab, eguvchi momentlarni hisobga olmasa ham bo'ladi. Bunday hol fermalarni mustahkamlikka hisoblashda, ularni statik aniq sistema deb qarash imkonini beradi. Bunday usul konstruksiya ishini umuman to'g'ri aks ettirib, hisob aniqligi etarli darajada bo'ladi. Sterjen kesimlarini tanlashda ular markaziy siqilish yoki cho'zilishga ishlaydi, deb qaraladi.

Hovonsiz fermalar (11.6-rasm) sterjenlari tugunlarda bikir biriktirilgan statik noaniq sistemalar sifatida hisoblanadi. Sterjen kesimlariga eguvchi moment, bo'ylama va ko'ndalang kuchlar ta'sir etadi deb qaraladi.

Ferma elementlarining kesimi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lib, tayyorlash qulay bo'lishi uchun ustki va pastki tasmalarning kengligi birday ($1/70 \div 1/80$) olinadi. Hovonli fermalarning ustki siqilgan tasmasi va siqiluvchi hovonlari fazoviy karkas bilan (11.7-rasm), cho'ziluvchi hovonlar esa bitta yassi sim to'r bilan armaturalanadi. Fermaning cho'ziluvchi pastki tasmasi armaturasi oldindan zo'riqtiriladi. Bunda tayanch tugunida armaturaning biriktirilishiga (ankerovkasiga) alohida e'tibor berish zarur. Tayanch tugunida katta qirquvchi va siquvchi kuchlarni qabul qilish uchun ko'ndalang armatura 1 o'rnatiladi (11.7-rasm), uning qirg'oqlari sterjen 2 bilan o'ralib, yassi karkas hosil qilinadi. Shunaqa yassi karkasdan ikkitasi tugunda fazoviy karkas hosil qiladi. Zo'riqtirilgan armaturaning birikuvini yaxshilash va betonda bo'ylama



11.6-rasm. Pastki tasmasi va ustunlari oldindan zo'riqtirilgan hovonsiz fermani armaturalash:

1 — ustki tasmaning fazoviy karkasi; 2 — tayanch tugunining yassi karkaslari; 3 — simto'rlar; 4 — ankerli armaturalar.

yoriqlarning oldini olish maqsadida, ankerlash zonasi uzunligida sim to'r 3 ko'rinishida qo'shimcha armatura o'rnatiladi.

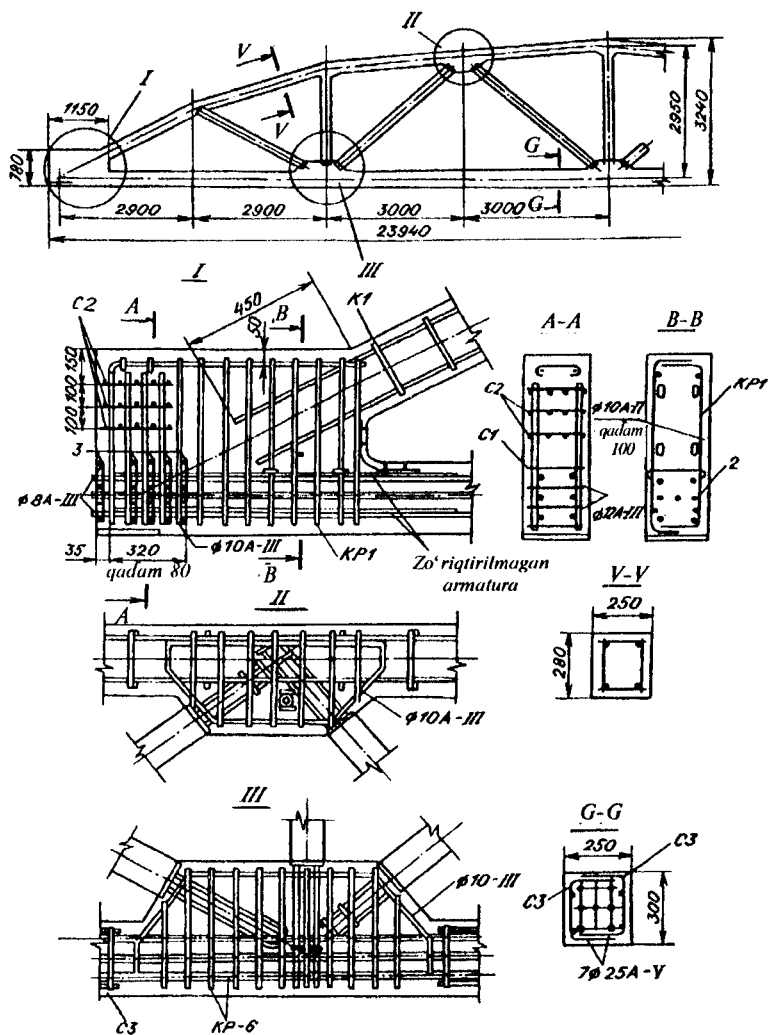
Hovonsiz fermalarda (11.6-rasm) pastki tasмага o'rnatilgan armatura, ba'zi hollarda esa fermaning ustun armaturalari ham oldindan zo'riqtiriladi.

Texnik-iqtisodiy jihatdan hovonli va hovonsiz fermalar bir-biridan kam farqlanadi, ko'pincha segment hovonli fermalar material sarfi bo'yicha hovonsiz fermalarga nisbatan 10—12 foiz tejimli sanaladi.

11.4. Temirbeton stropil arkalari

Temirbeton arkalar katta oraliqli binolarni yopishda, jumladan, oralig'i 100 m dan ortiq bo'lgan angarlar, bozor gumbazlari, sport majmualari, ko'priklar kabi inshootlar tarkibida keng qo'llaniladi. Binoning eni 30 m dan oshgandan keyin arka fermaga nisbatan tejamliroq bo'lib qoladi.

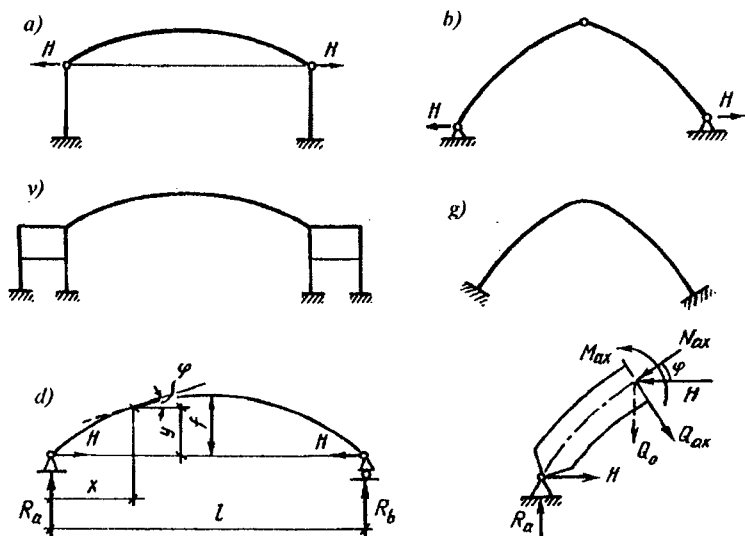
Temirbeton arkalar uch sharnirli, ikki sharnirli va sharnirsiz bo'ladi. Ych sharnirli (statik aniq) arkalarda tayanchlarning gorizontali yoki vertikal yo'nalishda siljishi zo'riqishlarga deyarli ta'sir etmaydi. Ikki sharnirli tortqichsiz arkalar vertikal cho'kish uncha ta'sir etmaydi, ammo gorizontali siljish zo'riqishlar o'zgarishiga ma'lum darajada ta'sir etadi. Sharnirsiz arkalar tayanchining har qanday siljishi zo'riqishlarning sezilarli darajada ortishiga olib keladi. Shuning uchun ulardan tayanchlar kam siljiydigan joylardagina foydalaniladi. Arkalarning o'ziga



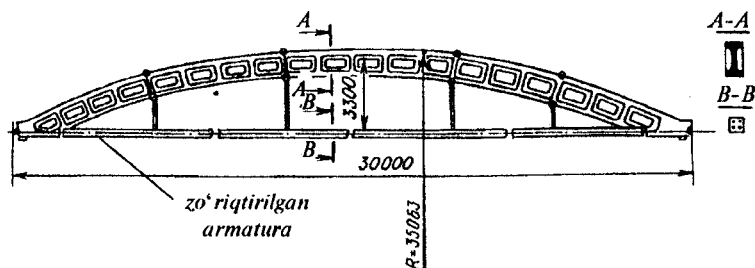
11.7-rasm. Segment panjarali ferma.

xos xususiyatlaridan biri shundan iboratki, ularda kerki kuchlari (raspor) vujudga keladi va bu kuchlarni arka tortqichlari o'ziga qabul qiladi (11.8-rasm, a). Agar me'moriy va texnologik sabablarga ko'ra tortqich ishlatilmasa, u holda kerki kuchini bikir kontrfoslari (11.8-rasm, v) yoki bevosita poydevorning o'zi (11.8-rasm, b, g) qabul qiladi.

Temirbeton arkalar yig'ma va quyma bo'lishi mumkin. Bir qavatli sanoat binolarining tomini yopishda ikki sharnirli tortqichli yig'ma arkalar keng qo'llaniladi (11.9-rasm). Bunday arkalarining balandligi



11.8-rasm. Arkalar va ularga ta'sir etuvchi kuchlar tarhi.



11.9-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan tortqichli yig'ma temirbeton arka.

$(1/5...1/8)l$, arka kesimi balandligi $(1/30...1/50)l$ va kengligi $(0,4...0,5)h$ olinadi. Arkaning ko'ndalang kesimi to'g'ri to'rtburchak yoki qo'shtavr shaklida bo'lib, simmetrik ravishda armaturalanadi.

Arka uzunligi 6 m bo'lgan alohida bloklardan yig'iladi (11.9-rasm). Bloklar o'zaro bo'ylama armaturadan chiqarib qoldirilgan uchlarni vannali payvandlash yo'li bilan ulanadi, choklar mayda donali — to'ldirg'ichli beton bilan to'ldiriladi. Arkalarning ustiga uzunligi $l = 6...12$ m bo'lgan temirbeton plitalar yotqiziladi, maxsus qoldirilgan po'lat taxtakachlarga payvandlanadi; plitalar gorizontal bog'lovchi rolini o'ynaydi. Tortqichlar odatda oldindan zo'riqtiriladi. Tortqich solqilanib qolmasligi uchun uni har 5—6 m da yuqoriga tortib qo'yiladi.

Arkalar sinfi B25...B40 bo'lgan betondan tayyorlanadi. Arkaning ishchi armaturasi A—III sinfli po'latdan, tortqichning oldindan taranglangan armaturasi A—IV va undan yuqori sinfli po'lat sterjenlardan, B—II sinfli sim va K—7, K—19 sinfli sim arqondan (kanat) tashkil topadi.

Arkalarni hisoblashda eng avval qurilish mexanikasi usullaridan foydalanib, tashqi yuklarning nobop joylashgan holi uchun arka kesimlaridagi ichki kuchlar M_{ax} , N_{ax} va Q_{ax} topib olinadi. Arkaga ta'sir etuvchi yuklarga o'zining xususiy og'irligi, tom og'irligi, qor va osma transport yuklari kiradi. Baland arkalar yana shamol kuchi ta'siriga ham hisoblanadi.

Ikki sharnirli tortqichli arka bir noma'lumli statik noaniq sistema hisoblanadi. Yni hisoblashda arka va tortqich kesimlari oldindan qabul qilinib, kuch usuli tenglamalaridan noma'lum kerki kuchi aniqlanadi (11.8-rasm, d). Agar arkaga tekis yoyiq kuch qo'yilgan bo'lsa, kerki kuchi (raspor) quyidagi formuladan topiladi:

$$H = Kq l^2 / 8f, \quad (11.1)$$

bu yerda K — tortqichning elastikligini e'tiborga oluvchi koeffitsiyent bo'lib, qiymati dastlab 0,9 olinadi. N topilgach, bir necha kesim uchun M_{ax} , N_{ax} va Q_{ax} aniqlanadi:

$$M_{ax} = M_x - H_y; \quad (11.2)$$

$$N = H \cos\varphi + Q_x \sin\varphi \quad (11.3)$$

$$Q_{ax} = Q_x \cos\varphi - H \sin\varphi, \quad (11.4)$$

bu yerda M_{ax} , N_{ax} , Q_{ax} — chap tayanchdan x masofada yotgan arka kesimida hosil bo'ladigan ichki kuchlar; M_x va Q_x — oddiy balkaning

o'sha kesimida hosil bo'ladigan eguvchi moment va qirquvchi kuch; φ — arkaning o'sha kesimiga o'tkazilgan urinma bilan gorizontaal chiziqli orasidagi burchak.

Arkaning bo'yлама armaturasi nomarkaziy siqilish formulalariga ko'ra tanlanadi; bunda hisobiy uzunlik ikki sharnirli arka uchun — $0,54L$, uch sharnirli arka uchun — $0,59L$ olinadi. Bu yerda L — arka o'qining uzunligi. Tortqich esa markaziy cho'zilishga hisoblanadi. Arka simmetrik armaturalanadi. Armatura mustahkamlik sharti bo'yicha tanlanadi, so'ngra tortqichning yoriqbardoshligi tekshiriladi.

11.5. Yupqa devorli fazoviy yopmalar

Yupqa devorli fazoviy yopmalar (plita, to'sin, ferma va boshqa konstruksiyalar to'plamidan iborat) yassi sistemalardan farqli ravishda ikki yo'nalishda ishlaydi. Statik ishlash sharoiti yaxshi bo'lganligi tufayli bunday konstruksiyalarga material kam sarflanadi, bularda xususiy og'irlikning foydali yukka bo'lgan nisbati minimaldir. Yupqa devorli fazoviy konstruksiyalar istalgan geometrik shaklda tayyorlanish imkoniyati borligidan temirbetonning eng yaxshi xossalariidan samaraliroq foydalanish mumkin. Masalan, qobiqning shakli shunday tanlanadiki, natijada u faqat siqilishga ishlaydigan bo'ladi. Ana shu tomonlari tufayli yupqa devorli fazoviy konstruksiyalar binokorlikda keng tarqalgan.

Yupqa devorli *fazoviy yopmalarning afzalliklari*:

- oraliq tayanchlarsiz katta oraliqlarni yopish imkoniyati mavjudligi;
- yassi konstruksiyalarga nisbatan materialning 25...40 foiz kam sarflanishi;

- bir yo'la yuk ko'tarish va to'sish vazifalarini bajarishi;

- konstruksiya vaznining yengilligi;

- me'moriy ko'rkamlik va h.k.

Bunday konstruksiyalarning *kamchiliklari*:

- tiklash jarayonida ko'p mehnat talab etishi;

- osma transportni uskunalashda moslamalarning murakkabligi;

- ayniqsa ikki tomonlama qiyalikka ega bo'lgan yopmalarda tom ishlarining murakkabligi;

- egri chiziqli elementlarni tayyorlash texnologiyasi to'g'ri chiziqli elementlarga nisbatan murakkab ekanligi va h.k.

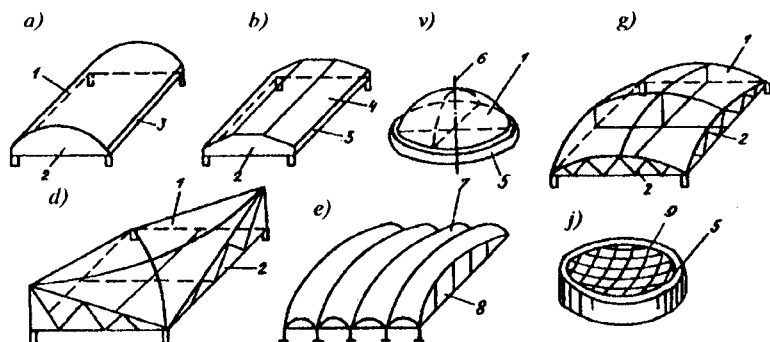
Shunga qaramasdan yupqa devorli konstruksiyalarning qo'llanilishi yil sayin ortib bormoqda. Orasiga ustun qo'ymasdan bunday konstruksiyalar bilan bir va undan ortiq gektaga ega bo'lgan maydonlarni yopish mumkin. Yupqa devorli yopmalar ustunlar qadami 36×36 , 40×40

m va h.k. bo'lgan ko'p oraliqli binolarda ham ishlatiladi. Tarhdagi o'lchamlari 18×24 va 18×30 m bo'lgan yig'ma qobiqlar tayyorlash keng yo'lga qo'yilgan.

Quyidagilar yupqa devorli temirbeton yopmalarning asosiy turlari hisoblanadi: silindrik qobiqlar (11.10-rasm, a); taxlanma yopmalar (11.10-rasm, b); aylanma qobiq-gumbazlar (11.10-rasm, v); tarhi to'g'ri to'rtburchak bo'lgan ikkiyoqlama musbat Gauss egriligidagi qobiqlar (11.10-rasm, g); shuning o'zi, manfiy ishorali qobiqlar (11.10-rasm, d); to'liqinsimon qubbalar (11.10-rasm, e) va arqonli (vantli) osma qobiqlar (11.10-rasm, j).

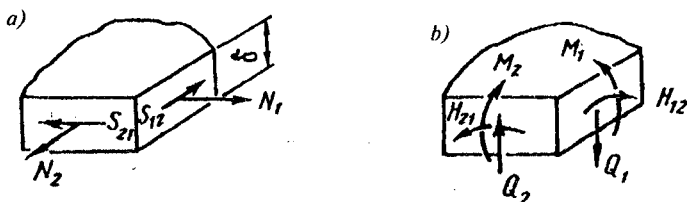
Fazoviy yopmalarning konstruksiyalari turi me'moriy talablar va bunyod etish sharoitlari e'tiborga olingan holda, texnika-iqtisodiy hisoblar asosida tanlanadi. Yuk ko'taruvchi yupqa devorli fazoviy konstruksiyalar uchun sinfi B15 dan kam bo'lmagan og'ir beton yoki B12,5 dan kam bo'lmagan engil betonlar qo'llash tavsiya etiladi.

Temirbeton qobiqlar, odatda, ko'chma sirtlar yoki aylanma sirtlar orqali hosil qilinadi. Qobiqlarning chekkalari arka, ferma va bort elementlariga yoki toyanch halqasiga (11.10-rasm) tayanadi. Arka va fermalar ko'p to'liqinli yopmalarda qo'llanadi, bunda qobiq to'rtta burchakdagi nuqtalarga tayanadi. Bino perimetri bo'ylab tayangan alohida qobiqlar devorlarga yoki yaqin joylashgan ustunlarga o'rnatiladi.



11.10-rasm. Yupqa devorli fazoviy temirbeton yopmalarning turlari:
a—silindrik qobiq; b—taxlama yopma; v—gumbaz; g—musbat Gauss egriligidagi qobiq; d—manfiy Gauss egriligidagi qobiq; e—to'liqinsimon qubba; j—vantli osma yopma; 1—qobiqning "o'zi"; 2—diafragma; 3—bort elementi; 4—taxlamaning yassi plitasi; 5—tayanch halqasi; 6—aylanish o'qi; 7—qubba to'liqini; 8—tortqich; 9—po'lat vantlar.

Agar qobiqning qalinligi kichik egrilik radiusining $1/20$ qismidan oshmasa, u yupqa devorli deb ataladi. Qobiqning qalinligi hisob yo'li bilan ustuvorlikka tekshiriladi. Umumiy holda qobiqning normal kesimida vujudga keladigan ichki kuchlarni ikki guruhga ajratish mumkin: 1) bo'ylama N_1, N_2 va siljituvchi $S_{12}=S_{21}$ kuchlar (11.11-rasm, a); 2) eguvchi momentlar M_1 va M_2 , ko'ndalang kuchlar Q_1 va Q_2 hamda burovchi momentlar $H_{12}=H_{21}$ (11.11-rasm, b). Ichki kuchlarning birinchi gu-



11.11-rasm. Qobiq kesimlarida vujudga keladigan zo'riqishlar.

ruhi qobiqning momentsiz holatini ifodalaydi, ikkinchi guruh kuchlari qobiq egilishining natijasidir. Ma'lum shartlar bajarilsa, ikkinchi guruh kuchlari paydo bo'lishining oldini olish mumkin yoki ularning qiymatini o'ta kichraytirsa bo'ladi. U holda qobiqdagi zo'riqishlar quyidagicha ifodalanadi:

$$N_1 = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad N_2 = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad (11.5)$$

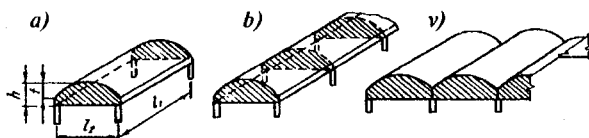
$$S_{12} = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}, \quad (11.6)$$

bu yerda $F_{(x,y)}$ — kuchlanishlar funksiyasi.

Qobiqda moment hosil bo'lmashligi shartlari quyidagilardan iborat: Qobiq qirralari gorizontaal va burchakli ko'chish imkoniyatiga ega bo'lishi hamda butun sirt bo'ylab Gauss egriligi musbat ishorali bo'lishi zarur, teshiklar bo'lmashligi, qalinlik keskin o'zgarmashligi, yig'iq kuchlar mavjud bo'lmashligi, yoyiq yukning o'zgarmashligi talab etiladi.

11.5.1. Silindrik qobiqlar. Silindrik qobiqlar qubba va chetlari, qobiq tayanchi vazifasini o'tovchi bort elementlari va diafragmalardan tashkil topadi (11.10-rasm, a). Diafragma orasidagi masofa *qobiq* uzunligi, bort elementlari orasidagi masofa esa *to'lqin* uzunligi deb ataladi. Qobiq uzunligining to'lqin uzunligiga nisbati l_1/l_2 ga qarab (11.12-rasm), uzun silindrik qobiqlar $l_1/l_2 \geq 1$ va kalta silindrik qobiqlar $l_1/l_2 < 1$ bo'ladi.

Bort elementlarini qo'shib hisoblagandagi qobiq balandligi h harfi bilan, bortsiz balandligi f harfi bilan belgilanadi. Ularning qiymatlari taxminan



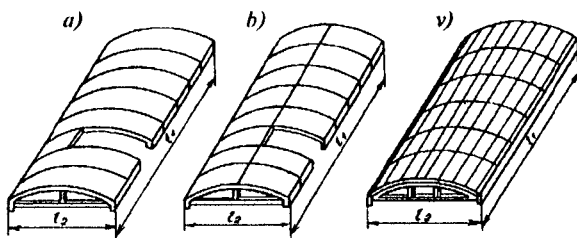
11.12-rasm. Silindrik qobiqlar:

a – bir oraliqli; b – ko'p oraliqli; v – ko'p to'liqli.

quyidagicha olinadi (element oldindan zo'riqtirilmagan bo'lsa): $h \geq (1/10 \dots 1/15)l_1$ va $f \geq (1/6 \dots 1/8)l_2$. Bort elementlarining balandligi $(1/20 \dots 1/30)l_1$ chegarada olinadi. Amalda uzun qobiqlar o'lchamlari 24; 30; 36 m va $l_2 = 12$ m, kalta qobiqlar esa $l_1 = 12$ m va $l_2 = 24; 30$ m olinadi. Qobiqning ko'ndalang kesimi shakli aylana yoyidan iborat bo'ladi.

Silindrik qobiqlar quyma va yig'ma bo'lishi mumkin. Yig'ma qobiqlar alohida tayyorlanadigan bort to'sinlari va plitalardan tashkil topadi (11.13-rasm).

Uzun silindrik qobiqlar yuk ta'sirida yupqa devorli to'sin singari egiladi. Bunda ochiq yupqa devorli profil ko'ndalang yo'nalishda deformasiyalanadi. Bort elementlarini o'rnatish orqali ko'ndalang kesimning bikirligi oshiriladi, qobiq elementlarining turini tanlash qobiq qirralarining tayanish shartiga, ko'ndalang qobirg'alarining bor-yo'qligiga va boshqalarga bog'liq. Qobiq diafragmasi sifatida balandligi o'zgaruvchan bo'lgan qo'shtavr kesimli to'sin, tortqichli arka, segmentli ferma, rigeli egrichiziqli bo'lgan ramalar qo'llanilishi mumkin.



11.13-rasm. Yig'ma silindrik qobiqlar:

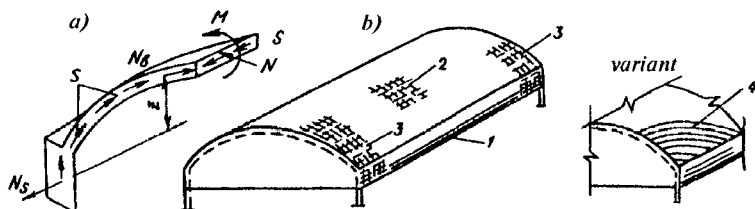
a – bort elementlariga ega bo'lgan egri qovurg'ali panellardan tuzilgan; b – elementi bitta bo'lgan egri qovurg'ali paneldan tuzilgan; v – yassi qovurg'ali yoki tekis plita, bort to'sini va diafragmadan tuzilgan.

Temirbeton qobiqlar yuklanishning dastlabki bosqichda elastik holatda bo'ladi, betonning cho'zilish zonasida yoriqlar paydo bo'lgach, ularda plastik deformasiyalar rivojlana boradi va yuk yana oshirilsa, buzilish sodir bo'ladi. Shunga muvofiq qobiqlarning statik hisobi elastik bosqich bo'yicha, shuningdek chegaraviy muvozanat holati (ya'ni buzilish bosqichi) bo'yicha amalga oshiriladi.

Qobiqning barcha elementlari ularni tayyorlash, o'rnatish va foydalanish jarayonida vujudga keladigan zo'riqishlar ta'siriga hisoblanishi zarur. Qobiqlarning elastik holatdagi aniq hisobi matematik nuqtai nazardan ancha murakkabdir. Amaliy hisoblar uchun bir oz soddalashtirilgan usullar yaratilgan. Yzun silindrik qobiqlar quyidagi zo'riqishlar ta'siriga hisoblanadi (11.14-rasm, a): tashkil etuvchi yo'nalishdagi bo'ylama kuchlar $N_s = N_b$; ko'ndalang eguvchi moment M va bo'ylama kuch N hamda siljituvchi kuch S . Bo'ylama cho'zuvchi zo'riqish N_s to'laligicha bort elementlariga joylashgan ishchi armaturaga uzatiladi (11.14-rasm, b), siquvchi zo'riqish N_b ni beton va qisman siqilish zonasidagi armatura qabul qiladi. Asosiy cho'ziluvchi bo'ylama armaturani yuqori mustahkam bo'lgan po'latdan ishlab, oldindan zo'riqtirish tavsiya etiladi.

Bikir konturli uzun silindrik qobiqlar mustahkamligini hisoblashda, ularni bo'ylama va ko'ndalang yo'nalishlarda alohida ravishda hisoblasa bo'ladi. Bo'ylama yo'nalishda qobiq ko'ndalang kesimi egri chiziqli bo'lgan to'sin sifatida chegaraviy muvozanat usulida hisoblanadi. Ko'ndalang yo'nalishda esa qobiqdan qirqib olingan elementar tasmaning muvozanat shartlariga muvofiq ravishda siljituvchi kuch va eguvchi moment ta'siriga hisoblanadi.

Yig'ma silindrik qobiqning elementlari (plita qobirg'asi, bort to'sinlari) yassi karkas va (plitalar) sim to'r bilan armaturalanadi. Yig'ma elementlar po'lat taxtakachlarni payvandlash va choklarni betonlash yo'li bilan birlashtiriladi. Qobiq diafragmalari asosan qubbadan beri-



11.14-rasm. Ta'sir etuvchi kuchlar sxemasi (a) va uzun silindrik qobiqlarni armaturalash (b):

- 1 — asosiy ishchi armatura; 2 — qobiqning asosiy to'ri;
3 — qo'shimcha tayanch to'rlari; 4 — og'ma armatura.

ladigan siljituvchi kuchlarni qabul qiladi. Bunda diafragma kesimlari nomarkaziy cho'zilish holatida bo'ladi.

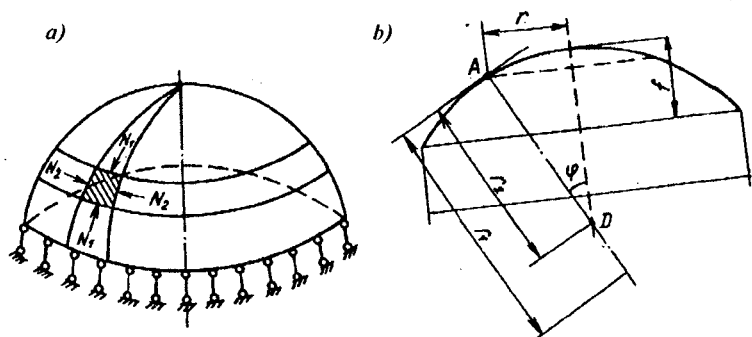
11.5.2. Gumbazlar. Gumbazlar tarhdagi shakli doira yoki ko'pburchak, oralig'i 200 m gacha bo'lgan binolar tomini yopishda qo'llaniladi. Gumbazlarning shakli me'moriy, texnologik va boshqa talablarga muvofiq ravishda tanlanadi. Gumbaz sirti ko'pincha aylana yoyini vertikal o'q atrofida aylantirish yo'li bilan hosil qilinadi. Shu yo'l bilan hosil qilingan gumbaz *sferik gumbaz* deb ataladi. Agar vertikal o'q atrofida ellips yoyi aylantirilsa — *elleptik gumbaz*, to'g'ri chiziq aylantirilsa — *konussimon gumbaz* hosil bo'ladi va h. k.

Yupqa devorli gumbazlarning balandligi f keng doirada $1/2 D$ dan $1/10 D$ gacha o'zgarishi mumkin. Balandligi $f=(1/3...1/5) D$ bo'lgan gumbazlar eng tejimli sanaladi. Gumbazning kerki kuchi (raspor) ni qabul qiluvchi tayanch halqasi tekis zaminda, devorda yoki alohida ustunlarda yotishi mumkin. Tayanch halqasi quyma yoki yig'ma bo'ladi. Halqaning yoriqbardoshligi va bikirligini oshirish uchun u oldindan zo'riqtiriladi. Oldindan kuchlanish hosil qilish uchun halqaga perimetr bo'ylab o'ta mustahkam B—II sinfli sim o'raladi va ustidan betonlanadi. Halqani sim arqon va sterjenlar orqali zo'riqtirsa ham bo'ladi. Buning uchun sim arqon yoki sterjenlar halqadagi o'yiqlarga tushirib taranglanadi, maxsus qoldirilgan bo'rtmalarga mahkamlanadi, keyin ustiga torkretlash yo'li bilan beton qoplanadi.

Gumbazga o'zgaruvchi yuk ta'sir etganda, unda meridian va halqa bo'ylab zo'riqishlar, eguvchi momentlar, siljituvchi, ko'ndalang va boshqa ichki kuchlar hosil bo'ladi. Bunday kuchlar yupqa devorli qobiqlar nazariyasining tenglamalaridan aniqlanadi. Agar gumbaz simmetrik yuk bilan yuklanib, silliq sirtga ega bo'lsa, qobiq devori yupqa va tayanchlar chiziqli hamda burchakli ko'chishlarga yo'l qo'ysa, u holda ichki eguvchi va burovchi momentlar, ko'ndalang kuchlar hosil bo'lmaydi, bunda gumbazlar hisobi momentsiz nazariya asosida bajariladi. Real konstruksiyalarda gumbazlar kontur bo'ylab tayanch halqalariga mahkamlanadi, bularda tayanch momentlari hosil bo'ladi. Bu momentlar qurilish mexanikasi usullari yordamida aniqlanadi.

Gumbaz momentsiz holatda ishlasa, uning elementiga faqat bo'ylama — meridional kuch N_1 va halqaviy kuch N_2 ta'sir etadi (11.15-rasm, a). Bu kuchlarni gumbaz elementining muvozanat shartidan topish mumkin. Quyidagi belgilashlarni qabul qilamiz (11.15-rasm, b); r_1 — meridianning egrilik radiusi; r_2 — normal bo'yicha qaralayotgan A nuqtasidan aylanish o'qigacha bo'lgan masofa; r — parallel aylana radiusi; φ —

aylanish o'qi bilan r_1 radius orasidagi burchak. Sharsimon (sferik) gumbazda $r_1 = r_2$. Agar bunday gumbazga vertikal yo'nalishda tekis yoyiq yuk qo'yilgan bo'lsa, u holda meridional kuch N_1 barcha kesimlarda siquvchi bo'lib, miqdor jihatidan o'zgarmas bo'ladi. Gumbazning yuqori nuqtasida $\varphi = 0$ bo'lganda halqaviy kuch N_2 eng katta qiymatga erishadi. Bu yerda yuk simmetrik bo'lgani uchun $N_1 = N_2$ $\varphi = 45^\circ$ bo'lsa, halqaviy kuch $N_2 = 0$, agar $\varphi > 45^\circ$ bo'lsa, ishorasi musbatga aylanadi, ya'ni cho'zuvchi kuch bo'lib qoladi. $N_2 = 0$ bo'lgan kesim o'tish choki deb ataladi. Agar gumbaz balandligi f ni chegaralab qo'yilsa, ya'ni tayanch kesimi



11.15-rasm. Gumbazni momentsiz nazariya bo'yicha hisoblashga doir.

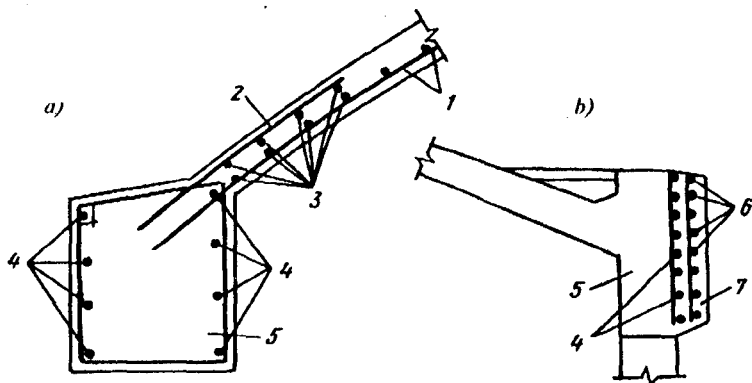
burchagi $\varphi_0 < \varphi$ bo'lsa, u holda gumbazning barcha kesimlarida faqat siquvchi zo'riqishlar vujudga keladi. Cho'zilish zo'riqishining eng katta qiymati tayanch halqasining o'tish chokida hosil bo'ladi.

Temirbeton gumbazlarning momentsiz ishlash shartlari, ko'pincha, qalin tayanch halqasi o'rnatish zarurati va ba'zan gumbaz yuqorisida fonar uchun halqa ishlanishi tufayli buziladi. Bunday hollarda gumbazda vujudga keladigan to'liq zo'riqish momentli va momentsiz holatlar uchun topilgan zo'riqishlar yig'indisiga teng bo'ladi. Natijada N_1 va N_2 kuchlariga, gumbazni armaturalashga aloqasi bo'lmagan, eguvchi moment M va boshqa kuchlar qo'shiladi.

Momentli gumbaz devorining qalinligi taxminan $r/600$ olinadi, lekin u 5 sm dan kam bo'lmasligi kerak. Gumbazning meridian yo'nalishdagi armaturasi kesimni nomarkaziy siqilishga (meridional bo'ylama kuch va meridional momentning birgalikda ta'siriga) hisoblash yo'li bilan belgilanadi. Halqa bo'ylab qo'yiladigan armatura halqaviy zo'riqishning qiymatiga qarab tanlanadi. Gumbaz devori sim to'r bilan armaturalanadi; bunda bir yo'nalishdagi simlar meridional, ikkinchi

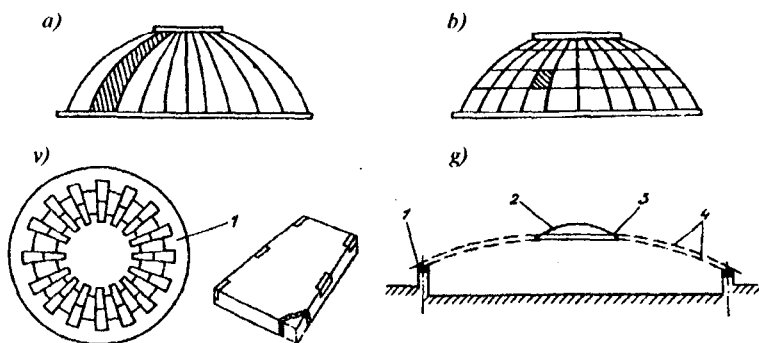
yo'nalishdagi simlar esa halqaviy zo'riqishlarni qabul qiladi. Gumbaz bilan tayanch halqasining tutashuv eriga tayanch momentlarini qabul qilish uchun qo'shimcha armatura qo'yiladi (11.16-rasm, a). Tayanch halqasi cho'zilishga hisoblanadi, barcha zo'riqishlarni tayanch halqasining halqaviy armaturasi qabul qiladi.

Yig'ma gumbazlar egri chiziqli meridional qobirg'ali elementlardan (11.17-rasm, a) yoki qobirg'ali trapesiyasimon plitalardan (11.17-rasm, b, v) tashkil topadi. Yig'ma gumbaz elementlari montajini osonlashtirish uchun hovoza-



11.16-rasm. Quyma gumbazni armaturalash:

- 1 — asosiy simto'r; 2 — qo'shimcha simto'r; 3 — hisobiy halqa armaturasi; 4 — tayanch halqasining ishchi armaturasi; 5 — tayanch halqasi; 6 — zo'riqtirilgan armatura; 7 — torkret suvoq.



11.17-rasm. Yig'ma gumbazlar:

- 1 — quyma tayanch halqasi; 2 — fonar; 3 — quyma tasma; 4 — yig'ma plitalar.

siz usuldan foydalaniladi. Bu usulga ko'ra trapesiyasimon plitalarning har bir qatorini o'rnatganda navbatdagi qator plitalari uchun konsollar qoldiriladi (11.17-rasm, v). Ana shu maqsadda trapesiyasimon pog'onali plitalar qo'llaniladi. Bularni montaj qilish tartibi 11.17-rasm, g da tasvirlangan.

Nazorat savollari

1. Tom yopma plitalarining turlari va ular haqida umumiy ma'lumot bering.
2. Temitbeton stropil to'sinlari va ularni loyihalash.
3. Stropil fermalari va ularning hisoblash tartibi.
4. Temirbeton stropil arkalari, hisoblash tarhi va hisoblash tartibini chizmalar yordamida tushuntirib bering.
5. Yupqa devorlar fazoviy yopma, uning turlari va ishlash prinsiplari qanaqa?
6. Fazoviy yopmalarning afzalliklari va kamchiliklari, boshqa yopmalardan nimasi bilan farqlanadi?
7. Konstruktsiyada mavjudga keladigan zo'riqish hamda ichki kuchlanishlar qanday aniqlanadi va ularni chizma yordamida tushuntirib bering.
8. Silindrik qobiqlar va ularning o'lchamlari qanday aniqlanadi?
9. Silindrik qobiqlarning ishlash tarhi va uni armaturalash usulini chizmalar yordamida tushuntirib bering.
10. Gumbazlarni hisoblash tarhi va ularni armaturalashni tushuntirib bering.

12-bob

MYHANDISLIK INSHOOTLARI

Temirbetondan tiklanadigan muhandislik inshootlari turli-tumandir. Ko'priklar, yo'l o'tkazgichlar, tonnellar, rezervuarlar, suv sovutgichlar, suv bosimi minoralari, tirgak devorlar, bunkerlar, silos saqlanadigan inshootlar, yer osti kanallari, mo'rilar, suv va kanalizasiya tizimlari va boshqalar shular jumlasidandir.

12.1. Rezervuarlar

Temirbeton rezervuarlar turli suyuqliklar (neft va neft mahsulotlari, spirt va boshqalar) ni saqlash vazifasini o'taydi. Rezervuarining ichki sirti suyuqlikning kimyoviy tarkibiga qarab bo'yoq, lok yoki plitkalar bilan qoplanadi.

Temirbeton rezervuarlarni loyihalash va qurishda uning devorlari va tubining yoriqbardoshligi hamda suv o'tkazmasligiga alohida e'tibor berish talab etiladi. Yoriqbardoshlikni oshirishning eng yaxshi usuli rezervuar devorida oldindan kuchlanish uyg'otishdir. Suv o'tkazmasligini ta'minlash uchun zich beton qo'llash va ichki sirtlarga maxsus qoplamalar qoplash tavsiya etiladi.

Shakliga ko'ra rezervuarlar odatda doira va to'g'ri to'rtburchak shakliga ega bo'ladi. Joylanish sathiga ko'ra yer osti va yer usti rezervuarlari, qurilish usuliga ko'ra monolit, yig'ma — monolit rezervuarlar bo'ladi. Armaturasi oddiy yoki oldindan zo'riqtirilgan bo'lishi mumkin. Rezervuarlarning ochiq va yopiq xillari mavjud.

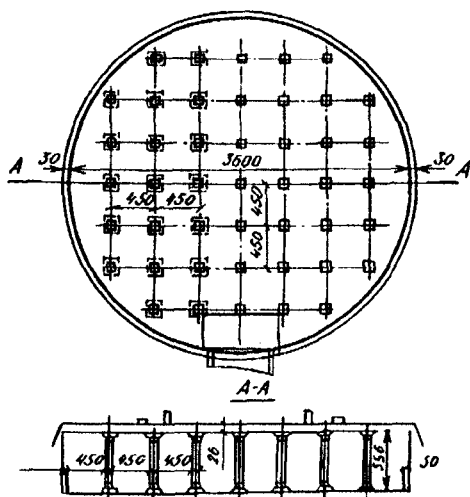
Rezervuarlarning shakli va o'lchamlari turli xil variantlarni texnik-iqtisodiy tahlil qilish asosida belgilanadi. Tajribalarning ko'rsatishicha, suv to'playdigan rezervuarlarning sig'imi 2—3 ming m³ gacha bo'lsa, uni doira shaklida, 5—6 ming m³ dan ortiq bo'lsa, to'g'ri to'rtburchak shaklida olish maqsadga muvofiqdir.

Rezervuarining devorlari va tubi mustahkamlik sinfi B15 — B30, suv o'tkazmaslik markasi W4 — W10, sovuqbardoshlik markasi F100 — F150

bo'lgan og'ir betondan ishlanadi. Oldindan zo'riqtirilmaydigan konstruksiyalar uchun A-I, A-II, A-III va Br-I; oldindan zo'riqtiriladigan konstruksiyalar uchun A-IV, A-V, A-VI va Br-II sinfli armaturalar qo'llanadi.

Kichik hajmli rezervuarlarda armaturalar oldindan zo'riqtirilmaydi. Sig'imi 500 m^3 va undan ortiq bo'lganda, devorlarning yoriqbardoshligini oshirish uchun, armatura oldindan zo'riqtiriladi. Oldindan taranglanadigan gorizontal armatura rezervuar devorining tashqi sirtiga o'raladi. Devorning o'zi ikki qavat sim to'r bilan jihozlanadi.

Doira shaklli temirbeton rezervuarlar o'zaro monolit bog'langan uch xil konstruktiv elementdan — tub, silindrik devor va yopmalardan tashkil topadi (12.1-rasm). Doiraviy rezervuarlarning yopmalari yupqa devorli qobiq, qobirg'ali yoki to'sinsiz yassi tom ko'rinishida ishlanadi. Diametri katta bo'lmagan rezervuarlar devorlarining qalinligi balandlik bo'ylab o'zgarmas bo'ladi. Katta rezervuarlarning devori trapesiya shaklida ishlanadi. Bunda foydalanish qulay bo'lsin uchun devorning ichki sirti tik olinadi. Agar suv muzlaydigan bo'lsa, rezervuarni emirilishdan asrash uchun devorning ichki sirtini qiya holatda loyihalash maqsadga muvofiq sanaladi.



12.1-rasm. To'sinsiz yassi yopmali doiraviy rezervuar.

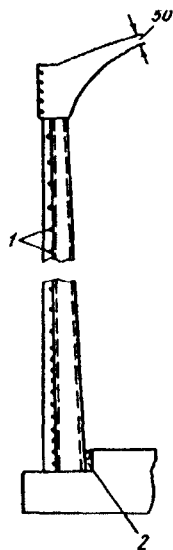
Rezervuarining tubi yopma turiga qarab belgilanadi. Agar rezervuar yopmasi qubba shaklida bo'lsa, uning tubi yassi temirbeton plita shaklida ishlanadi. Bunda oraliq tayanchlari mavjud bo'lmaganligi sababli eguvchi moment faqat tub perimetri bo'ylab plitaning devor bilan tutashgan yerida hosil bo'ladi. Tubning bunday konstruksiyasi tejamkor hisoblanadi. Agar yopma to'sinsiz yassi plita ko'rinishida bo'lib, oraliq ustunlarga ega bo'lsa, rezervuar tubi to'ntarilgan to'sinsiz plita kabi ishlanadi (12.1-rasm).

Doiraviy rezervuarining devori gorizontal va vertikal yo'nalishlarda armaturalanadi. Gorizontal sterjenlar yopiq xalqa tashkil etib, cho'zuvchi zo'riqishlarni o'ziga qabul qiladi. Bu zo'riqishlar pastga tomon asta kamayib boradi. Biroq xalqa armaturaning kesim yuzasi devorning eng pastki qismigacha o'zgarishsiz qolaveradi.

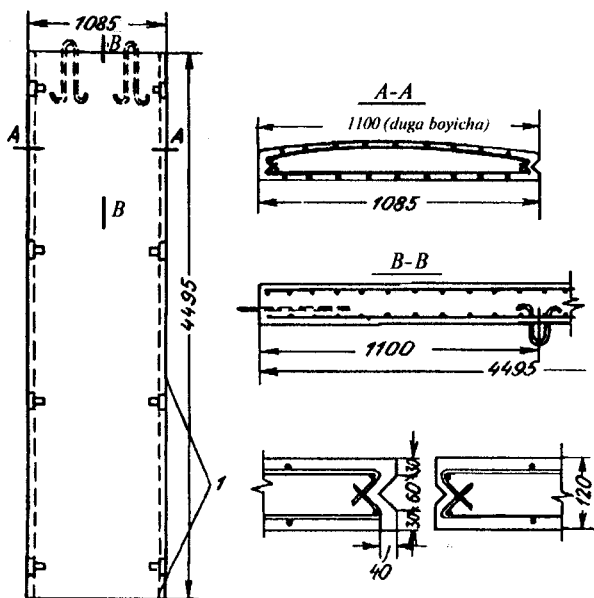
Vertikal armatura vertikal yo'nalishdagi momentlarni qabul qilish uchun qo'yiladi. Bundan tashqari vertikal sterjenlar xalqa armaturalar uchun montaj armaturasi vazifasini o'taydi. Vertikal sterjenlar 10—20 sm oralatib qo'yiladi. Vertikal yo'nalishdagi eguvchi momentlarning yuqoriga qarab so'nishini ye'tiborga olib, vertikal sterjenlarning taxminan yarmi devorning eng tepasigacha etkazilmay, 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.

Devorlarning yoriqbardoshligini oshirishning eng yaxshi yo'li xalqa armaturada oldindan kuchlanish uyg'otishdir. Biroq devor tubga bikir tutashgan bo'lsa, oldindan uyg'otilgan zo'riqish devorda radial eguvchi moment va ko'ndalang kuchlar paydo qiladi. Shuning uchun radial eguvchi momentlarni kamaytirish maqsadida devor bilan tub orasida chok qoldiriladi (12.2-rasm), bu chok devorning radial yo'nalishda siljishiga yo'l beradi. Suv o'tmaydigan qilish uchun choklar rezina, plastik mastika kabi material bilan to'ldiriladi. Oldindan zo'riqtiriladigan rezervuarining devorini alohida temirbeton panellardan ishlash mumkin (12.3-rasm). Montaj jarayonida panellar monolit tubning o'yiq joylariga o'rnatiladi. Metall qo'yilma (zaklad-



12.2-rasm.
Silindrik rezervuar-
ning oldindan
zo'riqtirilgan devorini
tub bilan birlashtirish:
1 — taranglangan
halqa armatura; 2—
suv o'tkazmaydigan
prokladka.



12.3-rasm. Yig'ma rezervuar devorining paneli.

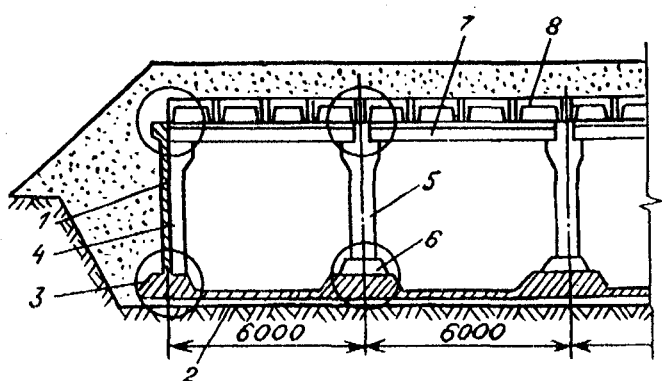
noy) detallar payvand qilinadi, vertikal choklar kengayuvchi sement qorishmasi bilan bosim ostida to'ldiriladi. Shundan keyin xalqa yoki spiral armatura tortiladi va ustidan torkretbetondan himoya qatlami qoplanadi. Rezervuarlar 2 holatda: 1) suyuqlik bilan to'ldirilgan; 2) suyuqlik bilan to'ldirilmagan holatda hisoblanadi.

Doiraviy rezervuarlar bilan bir qatorda suv ta'minoti va kanalizasiya tizimida to'g'ri burchakli temirbeton rezervuarlaridan ham keng foydalanilgan. Bunday rezervuarlarning balandligi 6 m dan oshmaydi, plandagi o'lchamlari istalgancha olinishi mumkin.

To'g'ri burchakli rezervuarning devorlari ham vertikal, ham gorizontal yo'nalishlarda egilishga ishlaydi. Bundan tashqari, devorlar gorizontal yo'nalishda cho'zilishga ham ishlaydi. Shuning uchun devor qalinligi doiraviy rezervuarlarga qaraganda kengroq olinadi.

Vazifasiga qarab to'g'ri burchakli rezervuarlar ochiq yoki yopiq bo'lishi mumkin. Yopiq monolit rezervuarlarda yopmalar to'sinli yoki to'sinsiz plitalardan ishlanadi. Yig'ma rezervuarlarda ustun to'ri 6x6 m bo'lgan to'sinli panel yopmalar qo'llaniladi (12.4-rasm).

Ta'sir etayotgan zo'riqishlarga muvofiq ravishda to'g'ri burchakli rezervuarlarning devorlari nomarkaziy cho'zilishga hisoblanadi. Devorlar mustahkamlikdan tashqari yoriqbardoshlikka ham tekshiriladi.



12.4-rasm. Yig'ma to'rtburchak shaklli rezervuarining konstruksiyasi:

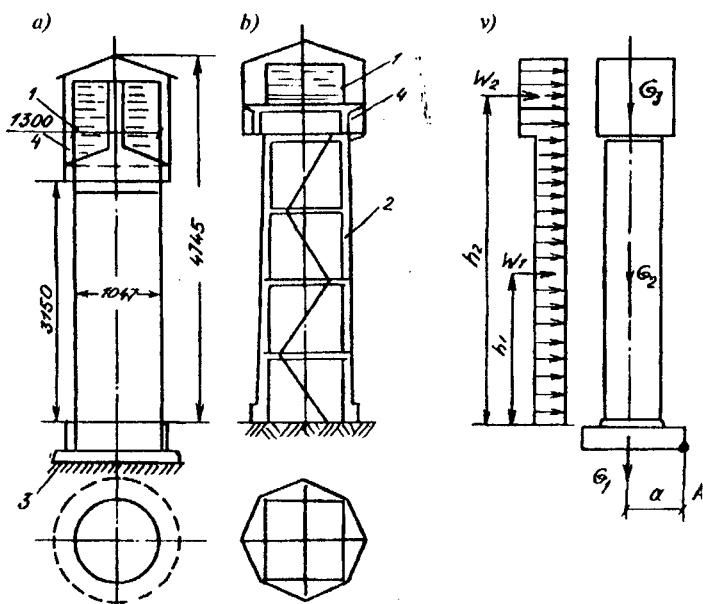
- 1 — devor panellari; 2 — monolit tub; 3 — chetki ustun;
- 4 — chetki ustun; 5 — oraliq ustun; 6 — poydevor bloki;
- 7 — yopma to'sini; 8 — panellar.

Rezervuar devorlari yoriqbardoshlik bo'yicha I-toifa konstruksiyalariga kiradi, shu boisdan yoriqlar hosil bo'lishini aniqlashda hisobiy yuk sifatida N_k qabul qilinadi. Yopma, ustun va tub konstruksiyalari xususiy og'irlik, tomga to'shalgan tuproq og'irligi va muvaqqat yuklar ta'siriga hisoblanadi.

12.2. Suv bosimi minoralari

Suv ta'minoti tizimida kerakli bosim hosil qilish uchun ba'zan rezervuarlar turli minoralarga o'rnatiladi. Suv bosimi minorasining konstruksiyasi rezervuar, tayanch va poydevordan tashkil topadi (12.5-rasm, a). Minoralar monolit temirbeton silindr ko'rinishida ishlanishi mumkin (12.5-rasm, a). Minoraning tayanchi fazoviy rama ko'rinishiga ega bo'ladi (12.5-rasm, b). Minora sinchining ustunlari alohida poydevorlarga yoki tasmasimon halqa poydevorlarga, bo'sh gruntlarda esa yaxlit temirbeton plitaga tayanadi.

Suv bosimi minorasi rezervuarining sig'imi 15...3000 m³, tayanch qismining balandligi 6...50 m bo'lishi mumkin. Rezervuar sig'imi 50 m³ gacha bo'lsa, uni po'latdan, sig'imi kattaroq bo'lsa, po'lat yoki temirbetondan ishlanadi. Silindrik devor va yassi tubdan tashkil topgan



12.5-rasm. Suv bosimi minoralari (a, b) va ag'darilishga hisoblash tarhi (v): a — temirbeton silindrik tayanch; b — rama tayanch.

temirbeton rezervuar o'zining sodda konstruksiyasi bilan ajralib turadi (12.5-rasm, a).

Suv bosimi minorasining rezervuari, tayanchi va poydevori hisob yo'li bilan mustahkamlikka tekshiriladi. Rezervuar devorining mustahkamligi va yoriqbardoshligi undagi suyuqlikning bosimiga bog'liq. Devorning yoriqbardoshligini oshirish uchun oldindan zo'riqtiriladi.

Agar minora temirbeton silindr ko'rinishida ishlangan bo'lsa, u o'zining xususiy og'irligi va shamol ta'siriga hisoblanadi (12.5-rasm, v). Silindr devorining qalinligi konstruktiv nuqtai nazardan pastdan yuqorigacha o'zgarmas bo'ladi. Bo'ylama armaturaning kesim yuzasi nomarkaziy siqilish uchun berilgan formulalardan aniqlanadi.

Sinchli minoralarning fazoviy ramalari ba'zan oddiy yassi ramalarga va ustki tayanch xalqasiga ajratgan holda hisoblanadi. Bunda oddiy ramalar xususiy og'irlikdan tashkil topgan vertikal yuk va gorizontaal shamol kuchi ta'siriga tekshiriladi. Xalqa ko'rinishidagi tayanch to'sini uzluksiz balka sifatida egilishga va burovchi momentlar ta'siriga hisoblanadi.

Minoraning poydevori qabul qilingan konstruksiyaga qarab elastik zaminda yotuvchi to'sin yoki plita sifatida hisoblanadi. Poydevorlarni hisoblashda vertikal yuklardan tashqari ustunlar zaminida vujudga keladigan eguvchi momentlar ta'sirini ham inobatga olish zarur. Minoralarni mustahkamlikdan tashqari rezervuarining bo'sh (suyuqliksiz) holati uchun ag'darilishga qarshi ustuvorlikka ham hisoblanadi. Ag'darilishga qarshi ustuvorlik koeffitsiyenti $k = M_1 / M_2$ kamida 1,5 olinadi. Bu yerda $M_1 = \sum G_i a_i$ va $M_2 = \sum W_i h_i$.

Minoralarga o'rnatiladigan katta hajmli temirbeton rezervuarlarning tubi sferik qubba shaklida ishlanadi. Texnik-iqtisodiy hisoblar bunday tublar boshqacha konstruksiyadagi tublarga nisbatan ancha tejamli ekanligini ko'rsatadi.

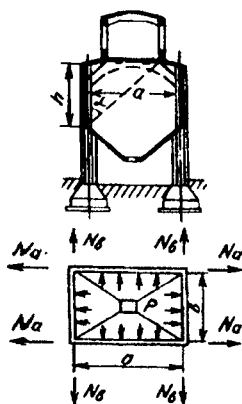
12.3. Bunkerlar va siloslar

Har ikkalovi ham sochiluvchi materiallarni saqlaydigan idishdir. Bular bir-biridan hajmi bilan farq qiladi; silosning hajmi bunkerga nisbatan kattaroq bo'ladi. Agar $h \leq 1,5a$, $h \leq 1,5d$ bo'lsa bunker deb, $h > 1,5a$ bo'lsa silos deb ataladi (12.6-rasm).

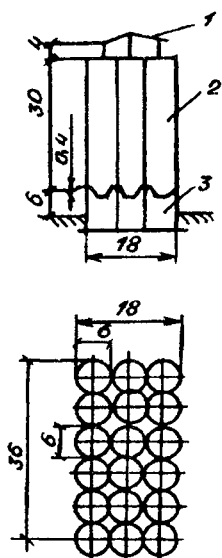
Bunkerlar planda ko'pincha kvadrat yoki to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'ladi. Bunkerlar ba'zan yonma-yon joylashtirilib, ko'p yacheykali bunkerlarni tashkil etadi. Bunker devorini siyqalanishdan asrash uchun ularga tunuka yoki cho'yan plitkalar qoplanadi. Bunkerlar odatda ustunlarga o'rnatiladi. Bunkerning keng tarqalgan o'lchamlari: $a = 6 - 8$ m, $h = 9 - 12$ m. Temirbeton bunkerlar ishlanishiga ko'ra monolit, yig'ma va yig'ma-monolit bo'lishi mumkin.

Bunker devorlari murakkab kuchlanish holatida bo'ladi: sochiluvchi materiallarning bosimi R ta'sirida har bir devor ikki yo'nalishda cho'zilish va egilishga ishlaydi. Hisobda bunker devorlarining xususiy og'irligi ham e'tiborga olinadi.

Siloslar balandligi bilan bunkerlardan ajralib turadi. Planda ko'pincha doira shakliga ega bo'ladi. Kichik hajmli siloslar kvadrat shaklida ishlanishi ham mumkin. Doiraviy siloslar planda bir qator yoki shaxmat shaklida joylashtirilishi mumkin (12.7-rasm).



12.6-rasm. Bunker hisobiga doir.



12.7-rasm. Doiraviy siloslar tarhi:

- 1 – silos usti galereyasi;
- 2 – silos idishlari;
- 3 – silos osti qavati.

Siloslarning diametri unda saqlanadigan materialning xiliga qarab 6 m dan 24 m gacha olinishi mumkin. Masalan, don saqlansa 6 m; sement saqlansa 12, 15, 18 m; ko'mir saqlansa 12, 24 m va h.k. Silosning tipovoy balandligi $h = 30$ m.

Monolit siloslar devorining beton sinfi B20 dan kam bo'lmisligi, yig'ma temirbeton siloslarniki esa B30 dan kam bo'lmisligi kerak. Silos devorlari odatda qo'sh armatura bilan jihozlanadi. Vertikal armaturalarning diametri 10 mm bo'lib, har 30—35 sm masofada o'rnatiladi. Aylana bo'ylab qo'yiladigan davriy profilli armaturaning diametri 16 mm bo'lib, har 10—20 sm da qo'yiladi. Diametri 12 m va undan ortiq bo'lgan doiraviy siloslarda armatura oldindan zo'riqtiriladi. Bunda armaturani silos devorlari hamma vaqt siqilishga ishlaydigan qilib taranglanadi. Yig'ma siloslar alohida egri chiziqli elementlardan tashkil topadi. Egri elementlar o'zaro boltlar yordamida biriktiriladi.

12.4. Tirgak devorlar

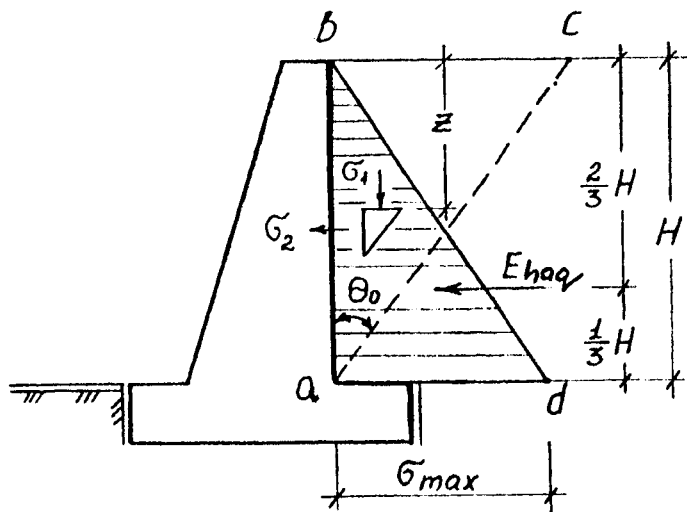
Tirgak devorlar grunt yoki sochiluvchi materiallarni tegishli holatda saqlab turish uchun xizmat qiladi. Tirgak devorlar asosan ikki guruhga bo'linadi: qalin (massiv) va yupqa devorli. Qalin tirgak devorlar grunt bosimini o'z og'irligi bilan saqlaydi (12.8-rasm). Yupqa tirgak devorlarni esa ag'darilishdan yoki siljishdan uyum gruntning og'irligi saqlaydi.

Qalin tirgak devorlarni beton, xarsang-beton (buta beton) va tosh-g'ishtdan, yupqa tirgak devorlar esa temirbetondan quriladi. Temirbeton tirgak devorlar burchakli, kontroforsli, ankerli va boshqa turlarga bo'linadi.

Temirbeton tirgak devorlarning beton yoki toshdan qurilgan devorlarga nisbatan tannarxi arzon bo'ladi. Shuning uchun ham bunday konstruksiyalar asosan yig'ma temirbetonlardan tayyorlanadi.

Burchakli tirgak devorlarni asosan devorning balandligi 4,5 m dan oshmagan holda qo'llash maqsadga muvofiqdir. Bunda tirgak devorlar

yaxlit blok holatida yig'ma temirbetondan eni $B=2\ldots 3$ m bo'lgan holda tayyorlanadi. Shu bilan birga bunday konstruksiyaning 2 elementdan iborat bo'lgan (plita-devor va poydevor plita), alohida qilingan tipovoy



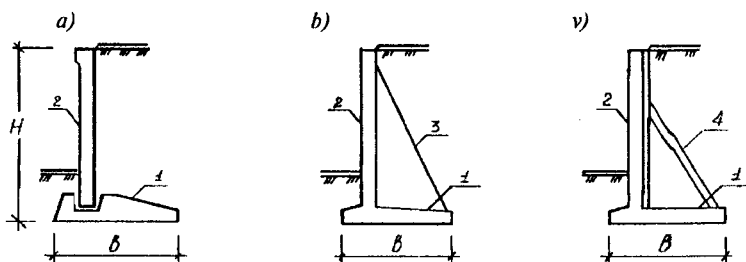
12.8-rasm. Qalin tirgak devorga grunt bosimining ta'siri.

loyihalari mavjud (12.9-rasm). Bunda gruntning balandligi $h = 1,2; 1,8; 2,4; 3$ va $3,6$ m; plitaning uzunligi 3 m, poydevor plitasi 3 va $1,5$ m va taglikning eni $b=2,2; 2,5; 3,1$ va $3,7$ m o'lchamli tirgak devorlar tayyorlanadi. Kontroforsli tirgak devorlar 2 yoki 3 elementlarni yig'ib tayyorlanadi. Tirgak devorni hisoblashda: grunt faol (aktiv) va nofaol (passiv) bosim ta'sirida bo'ladi. Tirgak devor faol yon bosishni ushlab turishga xizmat qiladi. Nofaol bosim esa devorning siljishi natijasida sodir bo'ladi. Agar devor bikir bo'lsa, grunt bilan devor orasida hosil bo'ladigan ishqalanish hisobga olinmaganda yuqoridan pastga z masofada joylashgan gorizontall yuza siqilish bosim ostida bo'ladi ya'ni:

$$\sigma_1 = \gamma \cdot z \quad (12.1)$$

bu yerda γ — gruntning hajmiy og'irligi.

Tirgak devorga yon tarafdin grunt bosimi ta'sirida σ_2 kuchlar muvozanatda bo'lgan holda, siljishga bo'lgan ta'siri Kulon qonuni orqali topiladi



12.9-rasm. Yupqa tirgak devorlarning turlari: 1 — fundament plitasi; 2 — devor plitasi; 3 — kontrofos; 4 — anker tortqich.

$$\sigma_2 = \gamma \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12.2)$$

bu yerda φ — gruntning ichki ishqalanish burchagi.

Nofaol holat uchun

$$\sigma_2 = \gamma \cdot tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12.3)$$

Gruntning devorga bosimi uning pastda joylashgan z masofaga bog'liq.

Devorga ta'sir qiladigan bosim miqdori uchburchak qonuniga ko'ra

$$\sigma_{2max} = \gamma H \cdot tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (12.4)$$

To'liq faol bosimning devorga ta'siri uchburchak yuzasidan

$$E_h = \frac{\sigma_{2max} H}{2} \quad \text{yoki} \quad E_h = \frac{1}{2} \gamma H^2 tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.5)$$

Nofaol holat uchun esa

$$E_{h1} = \frac{1}{2} \gamma H^2 tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (12.6)$$

Bunda E_h va E_{h1} teng ta'sir etuvchisining qo'yilgan nuqtasi $\frac{1}{3} H$ masofada bo'ladi.

Misol tariqasida temirbetondan tayyorlangan burchakli tirgak devorning hisobini ko'rib chiqamiz.

Silos saqlanadigan inshootning devori T shaklli bloklardan qurilgan bo'lib, uni mustahkamlikka va turg'unlikka hisoblash kerak. Buning uchun devor ikki marta hisoblanadi.

I. Bo'sh silos inshootining tashqi gruntning yon tomondan ta'siriga statik hisobi (silos to'kilmagan holda).

II. Silos bilan to'ldirilgan inshootning tashqi gruntning faqat vertikal holatdagi tayanch plitasiga ta'siri hisobi.

10-misol. Tirgak devorni hisoblash.

Berilgan:

Tirgak devorning balandligi $H = 4,5$ m, qalinligi $0,20 \dots 0,10$ m. Poydevor tagining o'lchamlari: eni $b = 2$ m, uzunligi $l = 1,5$ m. Poydevorning qalinligi $h_{pl} = 25$ sm.

Grunt: — hajmiy og'irligi $\gamma_p = 1800$ kg/m³;
 — ichki ishqalanish burchagi $\varphi = 30^\circ$;
 — betonning gruntga ishqalanish koeffitsiyenti $f = 0,4$.

Silos: — hajmiy og'irligi $\gamma_s = 1000$ kg/m³;
 — ichki ishqalanish burchagi $\varphi = 60^\circ$.

Beton sinfi B 30:

Betonning siqilishdagi mustahkamligi $R_b = 17,0$ MPa.

Hisobiy cho'zilishdagi mustahkamlik $R_{bt} = 1,2$ MPa.

Me'yoriy cho'zilishdagi mustahkamlik $R_{btin} = 1,8$ MPa.

Betonning boshlang'ich elastiklik moduli $E_b = 0,325 \cdot 10^5$ MPa.

Ishchi armatura sinfi A—II:

Armaturaning hisobiy qarshiligi $R_s = 280,0$ MPa.

Armaturaning elastiklik moduli $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ MPa.

Taqsimlovchi armatura sinfi Br-I:

$R_s = 360$ MPa. ϕ 5 mm.

$E_s = 1,7 \cdot 10^5$ MPa.

Tirgak devorning vertikal bo'yicha nishabi $i = 1:10$.

Bo'sh silos inshootining statik hisobi (silos to'kilmagan holda). Hisob ishlari uchun tirgak devorning bir blokini ($l = 1,5$ m) olamiz.

Tirgak devorga ta'sir etuvchi kuchlar:

a) devorning vazni

$$G^{ser} = V \gamma_b = (4,25 \cdot 0,18 + 0,25 \cdot 2) 1,5 \cdot 2200 \cdot (10) = 42000 \text{ H} = 42 \text{ kN}.$$

b) tayanch plitaning orqa tomonida yotgan grunt vazni

$$Q_z^{ser} = V \gamma_{zp} = \frac{4,35 + 4,43}{2} \cdot 0,8 \cdot 1,5 \cdot 1800 \cdot (10) = 95000 \text{ H} = 95 \text{ kN}.$$

v) gruntning yon tomondagi bosimini O dan q_E^{ser} devorning tag qismigacha bo'lgan o'zgarishi

$$q_E^{ser} = 1,5 \gamma_{zp} \cdot H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) =$$

$$= 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 4,5 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 40000 \text{ H / m} = 40 \text{ kN/m}$$

g) grunt bosimining $y = \frac{1}{3} H = \frac{4,5}{3} = 1,5 \text{ m}$ masofadagi teng ta'sir etuvchisi

$$E^{ser} = \frac{1}{2} \gamma_{zp} H^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) l = \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot (10) \cdot 4,5^2 \cdot 0,333 \cdot 1,5 =$$

$$= 91000 \text{ N} = 91 \text{ kN}.$$

Tirgak devor zaminini ustuvorlikka (siljish va ag'darilishga), devorni esa mustahkamlikka hisoblanadi.

Zaminning deformasiyalanishi va siljishi konstruksiyani normal sharoitda ishlashini ta'minlay olmasligi mumkin, shuning uchun ham ikkala (I va II) chegaraviy holatini ikkinchi guruh bo'yicha hisoblash lozim ($\gamma_f=1$).

Aslida zaminni ustuvorlikka (ag'darilishga) va devorni esa mustahkamlikka birinchi chegaraviy holat bo'yicha hisoblanadi. Shuning uchun ham yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti γ_f :

- a) o'z vazni uchun $\gamma_f=1,1$ yoki $\gamma_f=0,9$;
- b) grunt vazni uchun $\gamma_f=1,2$ yoki $\gamma_f=0,8$.

Devorni siljishidagi hisobiy kuch

$$T = f(\gamma_f G^{ser} + \gamma_f Q_z^{ser}) = 0,4 \cdot (1 \cdot 42 + 1 \cdot 95) = 54,8 \text{ kN}$$

Hisobiy siljituvchi bosim miqdori

$$E = \gamma_f \cdot E^{ser} = 1 \cdot 91 = 91 \text{ kN}.$$

$$T = 54,8 < E = 91 \text{ kN}.$$

Demak, siljituvchi kuchning bir qismini beton polga (qalinligi $h_{pol}=25\text{sm}$) beriladi.

$$N = E - T = 91 - 54,8 = 36,2 \text{ kN}.$$

Polga ta'sir qiluvchi kuchdan hosil bo'lgan kuchlanish

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{36,2 \cdot 10}{150 \cdot 25} = 0,097 \text{ MPa}.$$

Ta'sir qiluvchi kuchning miqdori kamligi va kuchlanish ($\sigma = 0,097$ MPa) bo'lgani uchun tirgak devorning polini hisob qilinmasa ham bo'ladi. A nuqtaga nisbatan devorni ag'daruvchi moment:

$$M_A = \gamma_f \cdot E^{ser} \cdot y = 1,2 \cdot 91 \cdot 1,5 = 163 \text{ kNm}.$$

Ag'darilishdan ushlab turuvchi moment

$$\begin{aligned} M_y &= \gamma_f \cdot G^{ser} x_1 + \gamma_f \cdot Q_z^{ser} x_2 = \\ &= 0,9 \cdot 42 \cdot 1 + 0,8 \cdot 95 \cdot (1 + 0,55) = 156 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Agar $\frac{M_y}{M_A} = \frac{156}{163} = 0,96 \approx 1$ bo'lsa, demak ustuvorlik ta'minlangan.

Demak, qabul qilingan tayanch plitaning o'lchamlari etarli $F = b \cdot l = 2 \cdot 1,5 \text{ m}^2$, yuzasi va qarshilik momenti

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{2 \cdot 1,5^2}{6} = 0,75 \text{ m}^3.$$

Devorga ta'sir etuvchi G^{ser} , Q_z^{ser} va E^{ser} kuchlar ta'siridan:

a) devor zomini markazida hosil bo'lgan bo'ylama kuch:

$$N^{ser} = G^{ser} + Q_z^{ser} = 42 + 95 = 137 \text{ kN}$$

b) eguvchi moment:

$$M^{ser} = E^{ser} \cdot y - Q_z^{ser} x = 91 \cdot 1,5 - 95 \cdot 0,55 = 84 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

v) devor zaminida yuza bo'ylab ta'sir etuvchi kuchlanish:

$$\sigma_{\max} = \frac{N^{ser}}{F} + \frac{M^{ser}}{W} = \frac{137}{3 \cdot 10^3} + \frac{84}{0,75 \cdot 10^3} = 0,157 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N^{ser}}{F} - \frac{M^{ser}}{W} = \frac{137}{3 \cdot 10^3} - \frac{84}{0,75 \cdot 10^3} = -0,066 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{yp} = \frac{\sigma_{\min} \cdot b}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,066 \cdot 2}{0,157 + 0,066} = -0,59 \text{ m}$$

Manfiy epyura uzunligi x

$$x = \frac{\sigma_{\min} \cdot b}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{0,066 \cdot 2}{0,157 + 0,066} = 0,59 \text{ m},$$

bu tayanch plita enining 0,30 qismini tashkil etadi. Bu talab darajasida. Xandaq silos bilan to'liq bo'lgan holatda tayanch plitaning old qismiga silos og'irligidan ta'sir etadigan kuch

$$G_c^{ser} = v \cdot l = b_0 \cdot H \cdot l \cdot \gamma_c = 0,88 \cdot 4,5 \cdot 1,5 \cdot 1000 \cdot (10) = 59400 \text{ H} = 59,4 \text{ kN}$$

va betonli pol

$$G_b^{ser} = \sigma_{yp} = \frac{\sigma_{max} + \sigma_{min}}{2} = \frac{0,157 - 0,066}{2} = 0,045 \text{ MPa} \cdot 0,1 + 0,5 \cdot 0,08 \cdot 0,78) 1,5 \cdot 2200 (10) = 3700 \text{ N} = 3,7 \text{ kN}$$

Bunda grunt va silos og'irligidan hosil bo'luvchi bosimlar bir birini so'ndiradi.

Y holda tayanch plitaga bo'ylama kuch ta'sir etadi

$$N_n^{ser} = G^{ser} + Q_z^{ser} + G_c^{ser} + G_b^{ser} = 42 + 95 + 59,4 + 3,7 = 200,1 \text{ kH.}$$

Plita tagidagi gruntning qarshilik ko'rsata olishi

$$\sigma_{yp} = \frac{N_n^{ser}}{F} = \frac{200,1}{3 \cdot 10^3} = 0,0667 \text{ MPa}$$

Gruntning hisobiy qarshiligi

$$R_p = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} (M_\gamma k_z b \gamma_{11} + M_g d_1 \gamma_{11}') = \frac{1,2 \cdot 1,2}{1,1} (1,151 \cdot 2 \cdot 1800 + 5,59 \cdot 4,5 \cdot 1800) \cdot \frac{1}{10^5} = 0,647 \text{ MPa}$$

Bu yerda γ_{c1}, γ_{c2} — gruntning ish sharoiti koeffitsiyenti.

$k; M_\gamma; M_g$ — QMQ 2.02.01—98[15] olinadigan koeffitsiyentlar

k_z - koeffitsient $k_z = 1$;

b - poydevor tag qismining eng $b = 2 \text{ m}$;

$\gamma_{11}, \gamma_{11}'$ - gruntning o'rtacha solishtirma og'irligi;

d_1 - poydevorning joylashgan sathi $d_1 = 4,5 \text{ m}$

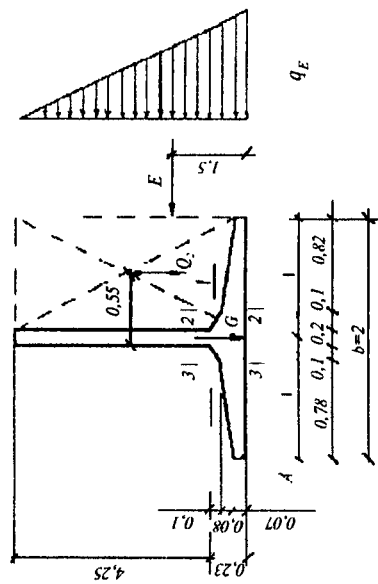
$$\sigma_{max} = 0,157 < 1,2 R_{gr} = 1,2 \cdot 0,647 = 0,776 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ur} = 0,0667 < R_{gr} = 0,647 \text{ MPa}$$

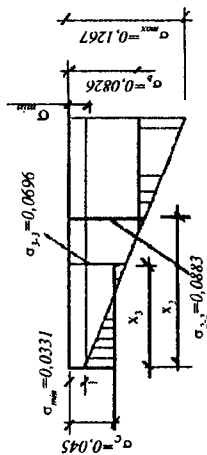
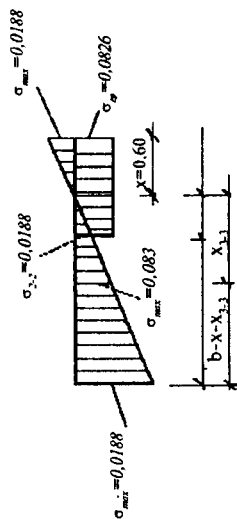
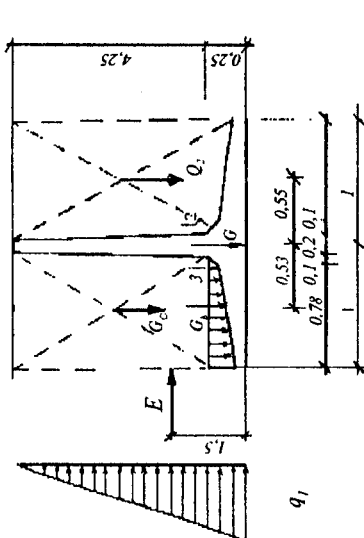
shart bajarildi, demak asosning yuk ko'tarishi ta'minlangan.

Xandaq to'ldirilgan holatidagi tirgak devorning hisobi. (12.10-rasm, a)

a)



b)



12.10-*rasm*. Xandaq to'ldirilmagan holatidagi tirgak devorming hisobi (a), to'ldirilgan holatidagi hisobi (b).

Vertikal devor konsol holatida ishlaydi (1-1 kesimda mahkamlangan), gruntning yon tomondan bosimi uchburchak shaklidagi yuk ta'siridan

$$q_q^{\text{scr}} = e \cdot \gamma_{\text{tp}} \cdot h \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) = 1,5 \cdot 1800 \cdot (10) \cdot 4,25 \cdot 0,333 =$$

$$= 38200 \text{ N/m} = 38,2 \text{ kN/m}$$

$$q_1 = 38,2 \cdot 1,2 = 45,8 \text{ kN/m}$$

Konsoldagi maksimal hisobiy eguvchi moment

$$M = \frac{q_1 l^2}{6} = \frac{45,8 \cdot 4,25^2}{6} = 138 \text{ kH} \cdot \text{m} \cdot$$

Kesimning hisobiy balandligi

$$h_0 = h_{\text{cr}} - a = 20 - 1,5 - 0,6 = 17,9 \text{ sm}$$

$$\alpha_R = 0,461; \xi_R = 0,72 \text{ (4.1-jadval)}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b h_0^2} = \frac{1380000 \cdot 10}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 17,9^2} = 0,17 < \alpha_R = 0,461; \xi = 0,19$$

Armaturaning yuzasi

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,19 \cdot 150 \cdot 17,9 \cdot \frac{17}{280} = 30,9 \text{ sm}^2$$

qabul qilamiz 20 Ø 14 A-II $A_s = 30,8 \text{ cm}^2$

Bu armaturalarni devorning tashqi tarafidan joylashtiramiz.

Devorda eguvchi moment miqdorining yuqoriga qarab kamayib borishini e'tiborga olib, armaturaning bir qismini 10 Ø 14 A-II. $A_s = 15,4 \text{ sm}^2$ ma'lum balandlikda uzamiz. Sterjenlarni uzish joyidan devorning yuqori qismigacha bo'lgan masofani $l_1 = 3 \text{ m}$ deb qabul qilsak, unda shu qismidagi eguvchi moment miqdori

$$q_2 = l \gamma_{\text{ep}} \cdot l_1 \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \gamma_f =$$

$$= 1,5 \cdot 1800 \cdot 10 \cdot 3 \cdot 0,333 \cdot 1,2 = 32400 \text{ H/m} = 32,4 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{q_2 \cdot l_1^2}{6} = \frac{32,4 \cdot 3^2}{6} = 48,6 \text{ kH} \cdot \text{m}$$

Sterjenlarni* uzish joyidagi devor qalinligi $h=17,0$ sm ($h=17,0$ sm ni qanday topilganligi quyida keltirilgan). Kesim yuzasining^{ning} ishchi balandligi

$$h_0 = h - a = 17,0 - 2,4 = 14,6 \text{ sm}$$

$$\text{unda } \xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0} = \frac{15,4 \cdot 280 \cdot 10^2}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 14,6} = 0,12.$$

4.1-jadvaldan $\alpha_m = 0,113$. Qolgan armatura bilan shu kesim yuzasi qabul qila oladigan moment

$$M = \alpha_m \cdot b h_0^2 R_b = 0,113 \cdot 150 \cdot 14,6^2 \cdot 17 \cdot 10^2 = 6140000 \text{ N}\cdot\text{cm} = 61,4 \text{ kN}\cdot\text{m},$$

$$M = 61,4 > M = 48,6 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Kesim yuzasining mustahkamligi ta'minlangan.

Tayanch plitaning old qismi 3-3 kesimda konsol holda va unga ta'sir etayotgan trapesiya ko'rinishidagi yuk (gruntning qarshi bosimi) ta'sirida ishlaydi. Konsolning uzunligi $l_k = 0,78$ m. Plita tagidagi hisobiy bo'ylama kuch va eguvchi moment.

$$N = \gamma_f \cdot G^{ser} + \gamma_f \cdot Q_z^{ser} = 1,1 \cdot 42 + 1,2 \cdot 95 = 160,2 \text{ kN}.$$

$$M = \gamma_f \cdot E^{ser} \cdot y - \gamma_f \cdot E_z^{ser} x = 1,2 \cdot 91 \cdot 1,5 - 1,2 \cdot 95 \cdot 0,55 = 101 \text{ kH}\cdot\text{m}$$

Tayanch plita tagidagi hisobiy kuchlanish

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{160,2}{2 \cdot 10^3 \cdot 1,5} + \frac{101}{0,75 \cdot 10^3} = 0,188 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{160,2}{2 \cdot 10^3 \cdot 1,5} - \frac{101}{0,75 \cdot 10^3} = -0,081 \text{ MPa}.$$

$$* h_3 = i \cdot H = 0,1 \cdot 4,25 = 0,425 \text{ m}$$

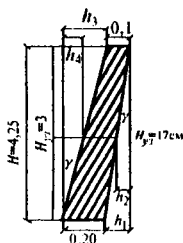
$$h_1 = h_3 + 0,1 - 0,20 = 0,33 \text{ m}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{h_1}{H} = \frac{0,33}{4,25} = 0,08$$

$$h_2 = l_{yt} \cdot \operatorname{tg} \alpha_1 = 3 \cdot 0,08 = 0,24 \text{ m}$$

$$h_4 = \operatorname{tg} \alpha_1 (H - l_{yt}) = (4,25 - 3) \cdot 0,1 = 0,125 \text{ m}$$

$$h = h_1 - 0,20 - h_2 - h_4 = 0,33 - 0,20 - 0,24 - 0,125 = 0,17 \text{ m}$$



$\sigma_{3-3} = 0,083 \cdot \text{MPa}$ (kuchlanish epyurasining hisobi quyida keltirilgan). 3-3 kesimda hisobiy eguvchi moment (12.10-rasm, a)

$$M = \frac{2\sigma_{\max} + \sigma_{3-3}}{6} l_k^2 \cdot l = \frac{2 \cdot 0,188 + 0,083 \cdot 10^3}{6} \cdot 0,78^2 \cdot 1,5 = 69,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3-3 kesimda poydevorning qalinligi $h = 15 \text{ sm}$ va unda ishchi balandlik

$$h_0 = h - a = 15 - 3 - 0,7 = 11,3 \text{ sm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b \cdot b h_0^2} = \frac{6990000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 11,3^2} = 0,21 < \alpha_R = 0,461$$

$\xi = 0,24$ (4.1 - jadval).

Armaturaning yuzasi

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,24 \cdot 150 \cdot 11,3 \frac{17 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 24,7 \text{ sm}^2.$$

Qabul qilamiz 16 Ø 14 A-II, $A_s = 24,62 \text{ sm}^2$. Bu armaturalarni poydevorning pastki qismiga joylashtiramiz.

Tayanch plitaning orqa qismi 2-2 kesimda konsol holda ishlaydi va unga ta'sir etayotgan ikkita epyuraning teng ta'sir etuvchisi:

1) kuchlanish $\sigma_{\min} = -0,081 \text{ MPa}$ va $\sigma_{2-2} = 0,0296 \text{ MPa}$

2) orqa tayanch plitadagi grunt bosimi

$$\sigma_{ep} = \frac{\gamma_f \cdot Q_Z^{ser}}{F} = \frac{1,2 \cdot 95}{(0,82 + 0,1) \cdot 1,5 \cdot 10^3} = 0,0826 \text{ MPa}$$

Tayanch plitaga gruntning qarshi bosimi manfiy qiymatli bo'lishi mumkin emas, shuning uchun u hisobga kiritilmaydi.

Shunday qilib, konsolga yuqoridan pastga qarab quyidagi bosim (kuchlanish) ta'sir etadi:

$$* x_{3-3} = b - x - 0,78 = 2 - 0,60 - 0,78 = 0,62 \text{ m}$$

$$\sigma_{3-3} = \frac{\sigma_{\max} \cdot x_{3-3}}{b - x} = \frac{0,188 \cdot 0,62}{2 - 0,60} = 0,083 \text{ MPa}$$

$$x = \frac{b \cdot \sigma_{\min}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} = \frac{2 \cdot 0,081}{0,188 + 0,081} = 0,60 \text{ m}$$

$$x_{2-2} = 0,82 - 0,60 = 0,22 \text{ m}$$

$$\frac{\sigma_{2-2}}{\sigma_{\max}} = \frac{x_{2-2}}{b - x}$$

$$\sigma_{2-2} = \frac{\sigma_{\max} \cdot x_{2-2}}{b - x} = \frac{0,188 \cdot 0,22}{2 - 0,60} = 0,0296 \text{ MPa}$$

— qisilgan joyda $\sigma = 0,0826 - 0,0296 = 0,053$ MPa;

— qisilgan joydan $x = 0,60$ m masofada $\sigma = 0,0826$ MPa.

Konsolning uzunligi $l_k = 0,82$ m. Konsol mahkamlangan joydagi hisobiy eguvchi moment

$$M = 1,5 \left(\frac{0,0826 \cdot 10^3 \cdot 0,82^2}{2} - \frac{0,053 \cdot 10^3 \cdot 0,60^2}{6} \right) = 36,9 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{3690000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 11,3^2} = 0,11 < \alpha_R = 0,461$$

$\xi = 0,12$ (4.1-jadvaldan)

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,12 \cdot 150 \cdot 11,3 \cdot \frac{17 \cdot 10^2}{280 \cdot 10^2} = 12,35 \text{ sm}^2$$

Qabul qilamiz, 11Ø12 A-II, $A_s = 12,44 \text{ sm}^2$.

Bu armaturalarni poydevorning yuqori qismiga joylashtiramiz.

Xandaq to'ldirilgan holatidagi tirgak devorining hisobi (12.10-rasm, b). Bunda vertikal devorga uchburchak shaklli silos bosimi ta'sir etadi.

$$q_1 = l \gamma_c h \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{60^\circ}{2} \right) \gamma_f = 1,5 \cdot 1000 \cdot (10) \cdot 4,25 \cdot 0,072 \cdot 1,2 =$$

$$= 5500 \text{ N/m} = 5,5 \text{ kN/m}$$

Eguvchi maksimal moment

$$M^{\min} = \frac{q_1 \cdot h^2}{6} = \frac{5,5 \cdot 4,25^2}{6} = 16,6 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1660000}{17 \cdot 10^2 \cdot 150 \cdot 15,9^2} = 0,03$$

$$\xi = 0,03 \text{ (4.1-jadvaldan)}$$

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} = 0,03 \cdot 150 \cdot 15,9 \cdot \frac{17 \cdot 10^2}{360 \cdot 10^2} = 3,38 \text{ sm}^2 > A_{s,\min} = 1,19 \text{ sm}^2$$

$$A_{s,\min} = 0,0005 \cdot b h_0 = 0,0005 \cdot 150 \cdot 15,9 = 1,19 \text{ sm}^2$$

Qabul qilamiz, 17Ø5 Br-I, $A_s = 3,33 \text{ sm}^2$. Bu armaturalarni devorning ichki tarafidan qo'yamiz.

Tayanch plitani mustahkamlikka hisoblash uchun:

$$N = G + G_c + G_b + Q_z = 1,2 \cdot 42 + 1,2 \cdot 59,4 + 1,1 \cdot 3,7 + 1,2 \cdot 95 = 239,8 \text{ kN}.$$

$$E_c = \gamma_f \cdot \frac{1}{2} \gamma_c h^2 / \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{60^\circ}{2} \right) = 1,2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1000 \cdot (10) \cdot 4,25^2 \cdot$$

$$\cdot 1,5 \cdot 0,072 = 11700 \text{ H} = 11,7 \text{ kH}$$

eguvchi moment qiymati

$$M = E_c y + Q_Z^{\text{ser}} \cdot \gamma_f x_1 - (G_c \gamma_f + G_b \gamma_f) x_2 =$$

$$= 11,7 \cdot 1,5 + 95 \cdot 1,2 \cdot 0,55 - (59,4 \cdot 1,2 + 3,7 \cdot 1,1) \cdot 0,60 = 35,1 \text{ kN}.$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} + \frac{M}{W} = \frac{239,8}{3 \cdot 10^3} + \frac{35,1}{0,75 \cdot 10^3} = 0,1267 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{F} - \frac{M}{W} = \frac{239,8}{3 \cdot 10^3} - \frac{35,1}{0,75 \cdot 10^3} = 0,0331 \text{ MPa}$$

Plitaning oldi tomoniga silos bosimi $\sigma_c = \frac{1,2 \cdot 59,4}{1,5 \cdot 10^3 \cdot 0,88} = 0,054 \text{ MPa}$, orqa

tomoniga esa grunt bosimi $\sigma_{gr} = 0,0826 \text{ MPa}$ ta'sir etadi.

Plitaning oldi tomoni 3-3 kesimida pastdan yuqoriga qarab ta'sir etuvchi bosim

$$\sigma = \sigma_{3-3} - \sigma_c = 0,0696 - 0,054 = 0,0156 \text{ MPa}$$

($\sigma_{3-3} = 0,0696^* \text{ MPa}$ qiymatini aniqlash quyida keltirilgan).

Plitaning chiqib turgan qismi uchidan yuqoridan pastga qarab ta'sir etadigan bosim

$$\sigma = \sigma_c - \sigma_{\min} = 0,054 - 0,0331 = 0,0209 \text{ MPa}.$$

Konsolga turli tomonlardan bosim ta'sir etmoqda va uning umumiy qiymati kichik bo'lgani uchun plita oldiga qo'yiladigan armaturani hisoblamasa ham bo'ladi. Lekin oldin qabul qilingan (xandaq to'ldirilgan holatidagi) sterjenlarni qoldiramiz, ya'ni pastki qismida 16Ø14 A-II, $A_s = 24,62 \text{ sm}^2$; yuqori qismida 11Ø12 A-II, $A_s = 12,44 \text{ sm}^2$.

Tayanch plitaning orqa tomoni 2-2 kesimida yuqoridan pastga qarab ta'sir etuvchi bosim

$$\sigma = \sigma_{gr} - \sigma_{2-2} = 0,0826 - 0,0883 = -0,0057 \text{ MPa}.$$

$$^* \sigma_{3-3} = \sigma_{\min} + \frac{x_3(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{2} = 0,0331 + 0,78 \cdot \frac{(0,1267 - 0,0331)}{2} = 0,0696 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{2-2} = \sigma_{\min} + \frac{x_2(\sigma_{\max} - \sigma_{\min})}{2} = 0,0331 + 1,18 \cdot \frac{(0,1267 - 0,0331)}{2} = 0,0883 \text{ MPa}$$

Plitaning chiqib turgan qismi — oxiridan pastdan yuqoriga qarab ta'sir etuvchi bosim

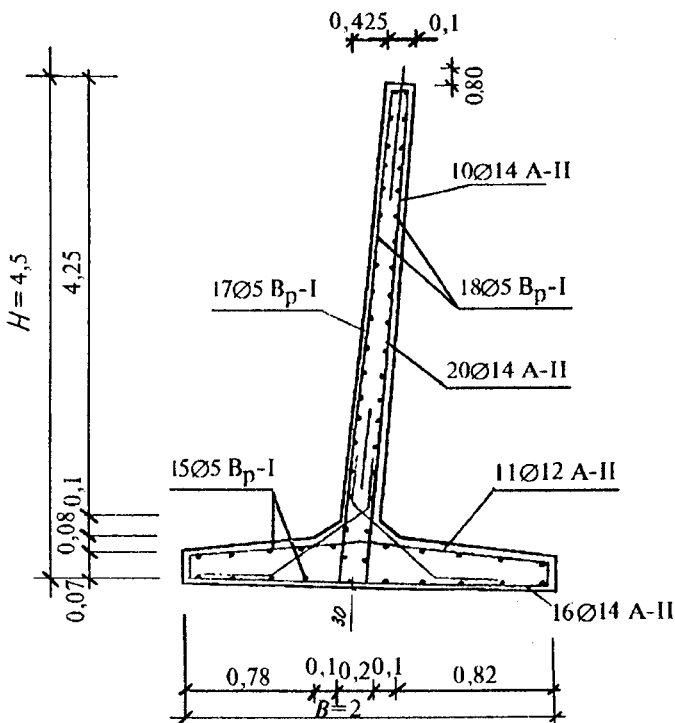
$$\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{gr} = 0,1267 - 0,0826 = 0,0441 \text{ MPa.}$$

Konsolning maksimal eguvchi moment qiymatini (uchburchak yuk ta'sirida) quyidagi formuladan topish mumkin:

$$M = \frac{\sigma \cdot b_0^2 l}{3} = \frac{0,0441 \cdot 0,82^2 \cdot 10^3}{3} \cdot 1,5 = 14,9 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 69,9 \text{ kN} \cdot \text{m},$$

agar $M = 14,9 \text{ kN} \cdot \text{m} < M = 69,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$ bo'lsa, oldin qabul qilingan armatura ($16 \text{ } \varnothing 14 \text{ A-II}$, $A_s = 24,62 \text{ cm}^2$) etarli, plitaning orqa qismini hisoblashning keragi yo'q.

Shunday qilib, tirgak devor quyidagicha armaturalanadi (12.11-rasm):



12.11-rasm. Tirgak devor konstruksiyasini armaturalash.

- devorning tashqi tarafidan vertikal sterjenlar bilan 20 Ø 14 A-II;
- devorning ichki tarafidan vertikal sterjenlar bilan 17 Ø 5 Br-I;
- devorning ichki va tashqi tarafidan gorizontal sterjenlar bilan 18 Ø 5 Br-I;
- tayanch plitada (eni bo'yicha) gorizontal armatura yuqori qismida 11 Ø 12 A-II, pastki qismida 16 Ø 14 A-II;
- devor o'qi yo'nalishida poydevorning yuqori va pastki qismlarida 15 Ø 5 Br-I.

Nazorat savollari

1. Temirbetondan tayorlangan tsilindrik rezervuarlarning konstruktiv echimi qnday?
2. Suv bosimi minoralari va ularni ag'darilishga hisoblash qanday amalga oshiriladi?
3. Bunker va siloslarning konstruktiv echimi va ishlash tartibi nimalardan iborat?
4. Temirbetondan tayorlangan tirgak devorlarining turlari qanday?
5. Qalin tirgak devorga grunt bosimining ta'siri qanday aniqlanadi?
6. Tirgak devorlarini hisoblash.
7. Tirgak devorining hisoblashning o'ziga xos xususiyatlari.
8. Tirgak devorning devori va tayanch plitasi qanday armaturalanadi?

13-bob

ZILZILABARDOSH BINOLAR KONSTRUKSIYALARI

13.1. Zilzilabardosh binolarni loyihalashning umumiy qoidalari

Zilzilaga bardoshli binolar loyahasini tuzayotganda ularning plandagi ko'rinishi simmetrik bo'lishiga hamda massa va bikirliklarning bir tekisda taqsimlanishiga erishishga intilmoq zarur. Devorlar va ramalarni binoning bo'ylama va ko'ndalang o'qlariga nisbatan simmetrik ravishda joylashtirish lozim. Shu yo'l bilan buralma tebranishlarning oldi olinadi yoki ularning rivojlanishiga chek qo'yiladi.

Binoning plani iloji boricha sodda bo'lgani ma'qul. Planda aylana, muntazam ko'pburchak, kvadrat yoki to'g'ri to'rtburchak shaklidagi binolar zilzila kuchlariga qarshilik ko'rsatishda murakkab shaklli binolardan ustun turadi. Agar me'morchilik yoki ekspluatatsiya talablariga ko'ra planda murakkab shakldagi bino barpo etish lozim bo'lsa, u holda binoni antiseysmik choklar vositasida oddiy shaklli qismlarga ajratish kerak. Oddiy shaklli binolarning devorlari va konstruktiv elementlari turli yo'nalishlarda o'zaro teng yoki bir-biriga yaqin mustahkamlik hamda bikirlikka ega bo'ladi; shu sababli gorizontal seysmik kuchning istalgan yo'nalishida bunday binolar teng qarshilik ko'rsatadi. Shu xildagi binolar buralma tebranishlarga ham nisbatan yaxshi bardosh beradi. Masalan, Toshkentdagi san'at saroyining tomosha zali planda aylana shaklida bo'lganligi sababli, episentrga yaqin joylashgan bo'lishiga qaramay, 1966 yil zilzilasiga juda yaxshi bardosh berganligi fikrimizning yorqin dalilidir [17].

Bino yoki uning alohida qismlarining uzunligi me'yorga ko'ra cheklangan bo'ladi, chunki me'yordan ortiqcha uzunlikdagi binoning ayrim bo'laklari tebranishning turli fazalariga tushib qolsa, seysmik ta'sir kuchayib ketadi. Shu sababli uzun binolar antiseysmik choklar yordamida kichik qismlarga ajratiladi. Loyihalashda antiseysmik choklar temperatura va cho'kma choklar bilan qo'shib yuboriladi. Binoning konstruktiv yechimiga qarab, antiseysmik choklar qo'sh devor yoki qo'sh ustun ko'rinishida olinadi.

Antiseysmik choklarning kengligi (eni) binoning balandligi va bikirligiga bog'liq. Balandligi 5 m gacha bo'lgan binolarda chokning eni 3 sm dan kam bo'lmashligi kerak. Baland binoda chokning eni har 5 m da 2 sm dan kengaytirib boriladi. Antiseysmik choklar ajratilgan qismlarning bemaolol siljishiga (tebranishiga) imkon bermog'i lozim. Aks holda qo'shni qismlar o'zaro urilib, qattiq shikastlanishi mumkin.

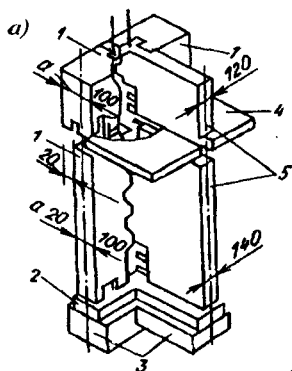
Ymuman seysmik kuchlar miqdorini kamaytirish uchun bino konstruksiyalarining vaznini kamaytirish lozim. Buning uchun konstruksiya elementlarining ko'ndalang kesimini kichikroq (mustahkamlikka putur yetkazmagan holda) olish yoki yengil qurilish materiallaridan foydalanish lozim. Binoning zaminida hosil bo'ladigan maksimal ichki kuchlar (ko'ndalang kuch, eguvchi moment) miqdorini kichraytirish maqsadida seysmik kuchlar teng ta'sir etuvchisining mumkin qadar pastroqdan o'tishiga erishish zarur. Bunga binoning yuqori qismlarini yengil materiallardan ishlash, og'ir jihozlarni pastki qavatlariga ko'chirish yo'li bilan erishish mumkin.

Keyingi yillarda binokorlikda yig'ma temirbeton konstruksiyalar keng ko'lamda qo'llanilmoqda. Zilzila kuchlariga qarshilik ko'rsatishda yig'ma elementlarning tutashgan choklari nozik joy hisoblanadi. Shu boisdan tugun va choklar puxta ishlanishi lozim. Choklar sonini kamaytirish maqsadida, yig'ma elementlar o'lchamlarini kattaroq olish tavsiya etiladi.

Yirik panelli binolar seysmik va noseysmik rayonlarda keng ko'lamda qo'llaniladi. Bino vaznining yengilligi (g'isht devorli binolarga nisbatan 1,2-2 baravar yengil), devor materialining mustahkamligi, yuk ko'taruvchi konstruksiyalarning soddaligi va ularning planda bir me'yorda tarqalganligi yirik panelli uylarning afzalliklaridan hisoblanadi.

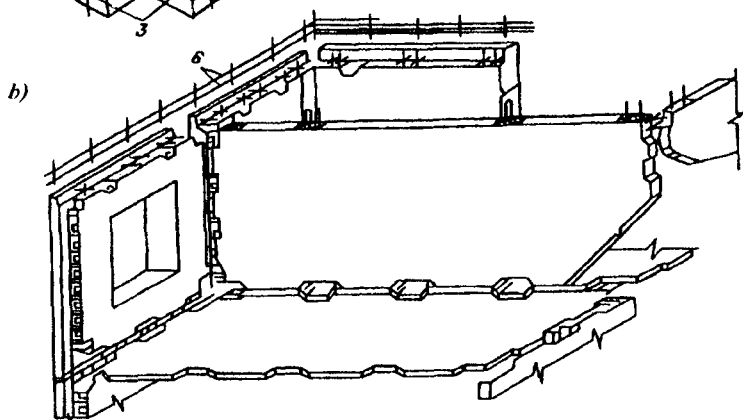
Binoning ostki devorlari poydevor yoki yerto'la devorlaridan chiqib turgan armaturalarga mahkamlanadi. Agar poydevor yig'ma bo'lsa, devor ostiga monolit temirbetondan yostiq ishlanadi. Agar yerto'la bo'lmasa, yig'ma beton bloklari ustiga 100 mm qalinlikda yotqizilgan temirbeton kamar yordamida bir-biriga bog'lanadi. Kamar ustiga tashqi va ichki devorlar o'rnatiladi, chiqarib qoldirilgan armaturalar payvandlanadi, so'ng B15 sinfli beton bilan yaxlitlanadi.

Seysmik hududlarda qo'llaniladigan tashqi devor panellarning konstruksiyasi bir va uch qatlamli bo'lishi mumkin. Bir qatlamli panellar, odatda, keramzit, agloporit betonlardan yoki yengil betonlarning boshqa turlaridan tayyorlanadi. Uch qatlamli panellarning ikkita chetki qatlami temirbetondan ishlanib, o'rta qatlami mineral paxta, ko'pik beton singari issiq-sovuqni o'tkazmaydigan engil materiallardan tayyorlanadi. Uch qavatli panellarning ichkariga qaragan temirbeton qatlami yuk ko'taruvchi



13.1-rasm. Yirik panelli bino konstruksiyalari:

a — poydevor va devorning ulanishi; b — devor va yopmalarning ulanishi; 1 — tashqi devor panellari; 2 — monolit temirbeton kamar; 3 — poydevor bloklari; 4 — yopma panelli; 5 — ichki devor panellari; 6 — yaxlitlovchi kamar karkasi.



qatlam hisoblanadi. Yning qalinligi hisoblab belgilanadi, bu qalinlik 7—8 balli hududlarda 8 sm va 9 balli hududlarda 10 sm dan kam bo'lmisligi lozim. Ichki va tashqi qatlamlar temirbeton qovurg'a yordamida bog'lanadi. Ichki devorlar bir qatlamli qilib ishlanib, panel qalinligi 12 sm dan kam bo'lmisligi kerak.

Seysmik hududlarda qo'llaniladigan devor panellari fazoviy karkas ko'rinishida ishlangan qo'sh armatura bilan kuchaytiriladi. 7 balli hududlarga quriladigan, balandligi 5 qavatgacha bo'lgan binolarda armaturani bir qavat qo'ysa ham bo'ladi.

Armaturalarning ma'lum bir qismi devor panellaridan tashqariga chiqib turishi kerak; bu qo'shni panellar va yopma panellari bilan bog'lanish uchun zarurdir. Armaturalar o'zaro payvandlangach, choklar beton bilan to'ldiriladi (13.1-rasm, b).

Seysmomustahkam binolarning yopma panellari xona o'Ichamida yasaliib, to'rtala qirradi bilan devorga tiralishi lozim. Yopma panellari yaxlit yoki bo'shliqli plitalardan tayorlanadi. Yondosh yopmalar va devorlar bilan bog'lanishi oson bo'lganidan yaxlit plitalar eng yaxshi konstruksiya hisoblanadi. Agarda yopma alohida elementlardan tashkil topgan bo'lsa, elementlar mustahkam birikib, seysmik kuchlarni taqsim qila oladigan bikir gorizontal disk hosil qilishi kerak. Buning uchun panel chekkalaridan o'yiqlar va ochiq armaturalar qoldiriladi. Armaturalar qo'shni element armaturalari bilan payvandlanadi, so'ng o'yiqlarga beton quyiladi. Natijada hosil bo'lgan shponka tutash panellarning o'zaro siljishiga va uzilishiga qarshilik ko'rsatadi.

Seysmik hududlarga mo'ljallangan sinchli binolarni hisoblash va loyihalash qoidalari noseysmik hududlardagi kabidir. Faqat farqi shundaki, seysmik hududlarda qad ko'taradigan binolar, odatdagi hisobdan tashqari, seysmik kuchlar ta'siriga ham hisoblanadi hamda shunga yarasha konstruktiv chora-tadbirlar belgilanadi.

Bino sinchi ustun (kolonna), to'sin (rigel) va yopmadan tashkil topgan bo'lib, ular o'zaro mustahkam biriktirilgach, yagona, bir butun fazoviy tizim hosil qiladi. Barcha elementlar ham vertikal, ham gorizontal (seysmik) kuchlarni qabul qiladi. Sinchlar orasiga devor uriladi. Devor konstruksiyasining xiliga va uni sinch bilan biriktirilish uslubiga qarab, sinchli binolarni hisoblash sxemalari turlicha bo'ladi (bu haqda 10-bobda alohida to'xtab o'tilgan).

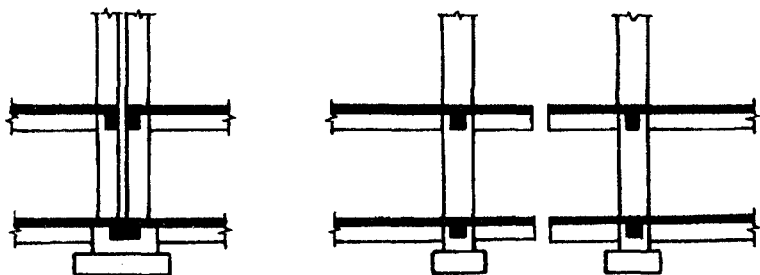
Bikirlik diafragmasi bo'lgan ramalarda g'isht devorlar sinch elementlariga puxta biriktirilishi lozim. Ystun va rigellardan chiqib turgan armaturalar devor g'ishtlarining orasiga olinadi. Sinchlar orasi monolit beton bilan to'ldirilganda ham ana shunday armaturalarga bog'lanadi. Bikirlik diafragmasi temirbeton panellardan ishlansa, panel ustun va rigellarga payvandlash yo'li bilan biriktiriladi.

O'z navbatida yopma plitalarini sinchlarga hamda o'zaro biriktirish uchun yon tomonlaridan armatura chiqarib qoldiriladi. Armaturalar payvandlangandan so'ng ustiga beton yotqiziladi.

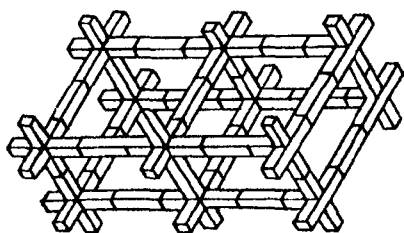
Sinchli binolarning poydevorlarini yaxlit plita yoki temirbeton tasma ko'rinishida ishlansa, juda soz bo'ladi. Agar poydevor har bir ustunga alohida ishlansa, u holda ustunlarni to'sinlar yordamida bog'lash zarur.

Qo'shni bo'linmalar bir-biri bilan antiseysmik choklar yordamida ajratiladi (13.2-rasm).

Sinchlarni alohida elementlarga ajratishning fazoviy tarhi binokorlarni murakkab tutashish uzellari tayorlashdan xalos etadi (13.3-rasm). Tosh-



13.2-rasm. Sinchli binolarda antiseysmik choklar.



13.3-rasm. Sinchlarni alohida elementlarga ajratish tarhlari.

kentning Navoiy ko'chasida shu tarh bo'yicha 7 qavatli eksperimental uy qurilgan.

Eksperimental binoning sinchi butsimon yig'ma temir-beton elementlardan tashkil topgan. Elementning ustunidan bo'ylama va ko'ndalang yo'nalishlarda konsollar chiqarilgan. Ystunlar

qavat o'rtasida ulanadi. Konsollar o'zaro tutashib, rigel hosil qiladi. Ystunlar orasi katta bo'lsa, konsollar qo'shimcha balkacha yordamida tutashtiriladi. Chok uchun qoldirilgan maxsus metall qismlar payvandlanadi va ustidan beton quyiladi, natijada yaxlit rigel hosil bo'ladi. 9 sm qalinlikdagi yopma panellari butun kontur bo'ylab tiralib turadi. Bu esa sinchning ham bo'ylama, ham ko'ndalang yo'nalishda birday ishlashini ta'minlaydi.

Osma panellar konstruksiyasini loyihalashda ularni mumkin qadar sinch ishida qatnashmaydigan qilishga harakat qilinadi.

13.2. Binolarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblashning asosiy qoidalari

Binolarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblaganda hisobiy yuklar quyidagi uyg'unlashtirish (sochetaniye) koeffitsiyent ψ , ko'paytiriladi:

Doimiy yuklar uchun

0,9

Uzoq muddatli yuklar uchun	0,8
Qisqa muddatli yuklar va qor uchun	0,5

Konstruksiyalarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblaganda shamol va turli dinamik kuchlar, egiluvchan osmalarga osilgan massalarda uyg'onadigan inersiya kuchlari kabilar e'tiborga olinmaydi. Seysmik kuchlar qavatlararo yopmalar sathida gorizontaal yo'nalishda qo'yilgan, deb faraz etiladi. Har bir qavatning vazni ham shu sathda to'plangan deb qaraladi.

Me'yorlarda hisobiy seysmik kuchlar bino va inshootlarga statik ravishda ta'sir etadi, deb olinadi. Biroq bu kuch statik ta'sir etishiga qaramay, inshoot qismlarida inersiya kuchlari vujudga keltirishi mumkin bo'lgan ichki zo'riqishlarni hosil qiladi. Demak, hisobiy seysmik kuchlar zilzila jarayonida bino va inshootlarda hosil bo'ladigan inersiya kuchlariga ekvivalent bo'lgan kuchlardir [13].

Bino va inshootlar xususiy tyebranishlarining i -shakli bo'yicha k nuqtasida hosil bo'ladigan hisobiy syeysmik kuch (yuk) quyidagi formula orqali aniqlanadi:

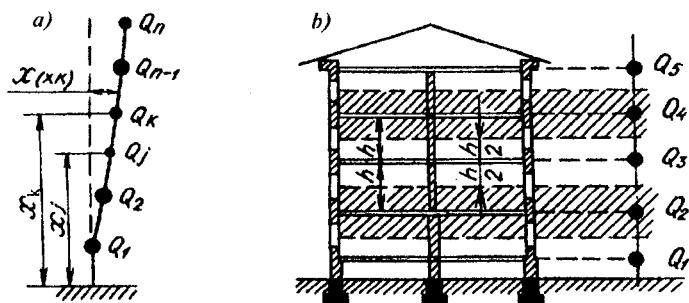
$$S_{ik} = K_O K_{II} K_{ET} K_p S_{oik}, \quad (13.1)$$

bu yerda K_{ET} — bino qavatlar soniga bog'liq bo'lgan koeffitsient: masalan, qavatlar soni $n > 5$ bo'lgan sinchli binolar uchun $K_{ET} = 1 + 0,1 \cdot (n - 5) \leq 1,5$ yirik panelli binolar va hajmiy blokli binolar uchun

$K_{ET} = 0,9 + 0,07 \cdot (n - 5) < 1,3$ olinadi. 2.10 jadval [13]

K_p — muntazamlik (regulyarnost) koeffitsienti. 2.5 jadval [13]

K_O — mas'ullik koeffitsienti. 2.3 jadval [13]



13.4-rasm. Qavatlar bo'yicha vertikal yuklarni to'plashga doir tarh:

a — η_{ik} koeffitsientini aniqlashga doir sxema;

b — binoni massasini aniqlashga oid.

K_{Π} – zilzilaning takroriylikni hisobga oluvchi koeffitsient bo'lib, 13.1 jadvaldan [13] aniqlanadi.

13.1 jadval

Takroriylik oralig'i (yillar hisobida)	Takroriylik koeffitsienti K_{Π}	
	7 va 8 ball uchun	9 yuqori ballar uchun
250	1,2	1,25
300-600	1,0	1,15
650-1000	0,8	1,0
>1000	-	0,9

Formuladagi S_{oik} , konstruktsiya elastik zonada deformatsiyalanadi deb faraz etilganda, erkin tebranishlarning i -shakli bo'yicha hosil bo'ladigan seysmik kuchning qiymati bo'lib, quyidagi ifodadan aniqlanadi:

$$S_{oik} = \alpha Q_k W_i K_{\delta} \eta_{ik} \quad (13.2)$$

α - qurilish maydonchasining zilzilaviyligiga qarab 13.2 jadvaldan olinadigan koeffitsient [13]

13.2 jadval

Qurilish maydonchasining zilzilaviyligi, ball	7	8	9	>9	9*
α koeffitsienti	0,25	0,5	1,0	1,4	2

W_i – spektral koeffitsient, loyihalashtirilayotgan ob'ektning hususiy tebranishlar davri hamda gruntlarning seysmik xossalarini va ularning toifalariga bog'liq holda olinadi (13.5 rasm).

Q_k – bino va inshoot qismlarining k nuqtasiga to'plangan vazni (13.4-rasm, a); buni hisoblashda hisobiy yuk va uyg'unlashtirish koeffitsientlari ψ_i e'tiborga olinadi.

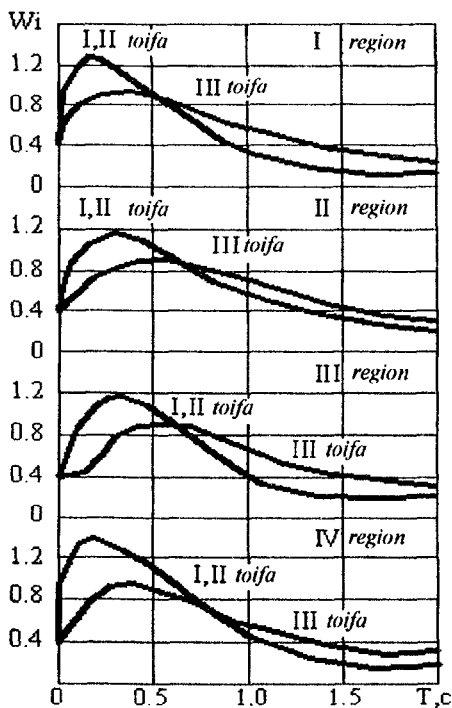
K_{δ} – koeffitsient bino va inshootlarning konstruktiv xiliga va fazoviy o'lchamlariga bog'liq bo'lib, (13.3-jadval) konstruktsiya va zaminlar dissipativ xususiyatlarini hisobga oladi; K_{δ} koeffitsienti quyidagi formuladan aniqlanadi

$$K_{\delta} = e^{(0,548 - \sqrt{\delta})0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{T_1}}} \quad (13.3)$$

K_8 — koefitsientning qiymatlari

№	Bino (inshoot) larning konstruktiv echimlari	Tebranishlar dekrementi, δ
1	Plandagi o'lchamlari kichik bo'lgan buyi baland inshootlar (minoralar, machtalar, mo'rilar, liftlarning alohida shaxtalari va hakoza)	0,15
2	Ustun balandligi h ning ko'ndalang o'lchami b ga nisbati 25 ga teng yoki undan ortiq bo'lgan, devor to'ldirgichi sinch deformatsiyasiga ta'sir etmaydigan sinch binolar	0,15
3	1-2 — bandlarda ko'zda tutilmagan bino va inshootlar	0,3

Bu yerda δ - tebranishlar dekrementi bo'lib, 13.3 jadvaldan aniqlanadi. Sistemaning xususiy tebranishlari davri T_i inshootlar dinamikasi usullari asosida topiladi.

13.5-rasm. Spektral koefitsienti W_i grafigi.

Bu yerda $x_i(x_k)$ va $x_j(x_j)$ — inshootning i shakl bo'yicha erkin tebranishlari jarayonida k nuqtasida va yuklar to'plangan barcha j nuqtalarda vujudga keladigan ko'chishlar; Q_j — bino yoki inshootning j nuqtasiga to'plangan yuk (13.4-rasm, a).

Bino qavatlar soni 5 tagacha bo'lib, $T_1 < 0,4$ s bo'lsa, η_k quyidagi formuladan aniqlanishi mumkin

$$\eta_k = \frac{X_k \sum_{j=1}^n Q_j X_j}{\sum_{j=1}^n Q_j X_j^2} \quad (13.5)$$

bu yerda X_k va X_j — poydevorning yuqori sirtqi qismidan k va j nuqtalarigacha bo'lgan masofa.

Ma'lumki, har bir tebranish shaklining o'ziga yarasha seysmik kuchi bo'ladi. Bu kuchlar konstruktsiya elementlarida tegishli zo'riqishlar uyg'otadi. Seysmik kuchlarning konstruktsiya elementlariga bo'lgan umumiy ta'sirini hisoblash uchun, avval (13.2) formula asosida har bir tebranish shakli uchun seysmik kuchlarning maksimal qiymatlari s_{0ik} aniqlanadi; so'ngra har bir aniqlangan kuch ta'sirida zo'riqishlar epyuralari (M , Q , N va hokazo) quriladi. Shundan keyin ma'lum tartibda ularning yig'indisi hisoblab topiladi. Masalan, QMQ 2.01.03-96 [13] bo'yicha inshootning k kesimida hosil bo'ladigan zo'riqishning to'liq qiymati quyidagi formula bilan aniqlanadi:

Bino va inshootlar xususiy tebranishlarning i - shakli bo'yicha k nuqtasida hosil bo'ladigan hisobiy seysmik kuch (yuk) quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$N_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}; \quad (13.6)$$

bu yerda N_i — tebranishlarning i -shakliga tegishli bo'lgan seysmik kuchlar ta'sirida tegishli kesimda hosil bo'lgan zo'riqish yoki kuchlanishlarning qiymati; n — hisobga olinadigan tebranish shakllari soni.

Eng katta zo'riqishlar tebranishlarning birinchi shaklida hosil bo'ladi. Shu sababli, inshootlarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblashda xususiy tebranishlarning dastlabki uchta shakli hisobga olinadi. Agar inshootning tebranishlar davri $T_1 \leq 0,4$ s bo'lsa, u holda tebranishlarning faqat birinchi shakli bilan chegaralansa bo'ladi.

Uzunligi 30 m dan ortiq bo'lgan binolarni hisoblashda, yuqorida ko'rib o'tilgan gorizontal seysmik kuchlardan tashqari, binoning bikirlik markazidan o'tuvchi vertikal o'qqa nisbatan hosil bo'ladigan burovchi moment ta'sirini ham e'tiborga olish zarur. Binoning k nuqtasiga to'plangan burovchi momentning hisobiy qiymati quyidagi formuladan topiladi:

$$M_{ik} = a_k S_{ik} \quad (13.7)$$

bu yerda $a_k > 0,02 B$ bo'lib, B — S_{ik} kuchining ta'siriga tik yo'nalishdagi binoning plandagi o'lchamidir.

Ba'zi hollarda binolarni hisoblashda normal gorizontal seysmik kuchlar bilan bir qatorda, vertikal seysmik kuchlarni ham e'tiborga olish zarurligi uqtiriladi. Toshkent, Ashxobod singari episentral zilzilalar bo'ladigan hududlarda seysmik kuchlarning vertikal tashkil etuvchilarini hisobga olish muhim ahamiyat kasb etadi. Binolarning konsolli qismlarini, eni 24 m dan ortiq bo'lgan sanoat binolarini, g'ishtli binolarni hisoblashda seysmik kuchlarning vertikal va gorizontal tashkil etuvchilari birgalikda hisobga olinadi. G'isht devorlarni hisoblashda vertikal seysmik kuchning qiymati 7 va 8 balli hududlarda vertikal statik yukning 15 foiz miqdorida, 9 balli hududda esa 30 foiz miqdorida qabul qilinadi.

Seysmik kuchlarni aniqlashning yuqorida ko'rib o'tilgan usullari taqribiy usullardir. Barcha bino va inshootlar shu usullar asosida hisoblanadi. Biroq o'ta muhim va baland binolar real akselerogrammlar ta'siriga ham qo'shimcha ravishda hisoblanadi. Bunday hisoblarni EHM-siz amalga oshirib bo'lmaydi.

Temirbeton konstruksiyalarning seysmik kuchlar ta'siriga bo'lgan mustahkamligini tekshirishda, ularni qisqa muddat ta'sir etishini e'tiborga olib, ish sharoiti koeffisiyenti γ_i ga ko'paytiriladi; og'ir betondan tayorlangan temirbeton elementlarning normal kesimida A-II va A-III sinfli armatura uchun $\gamma_i = 1,2$; armatura yuqori sinfli bo'lsa $\gamma_i = 1,1$; og'ma kesimlar uchun $\gamma_i = 1$; ko'p qavatli binolarning og'ma kesimlari uchun $\gamma_i = 0,9$ olinadi.

Normal kesimlarda siqilish zonasining chegaraviy qiymati mo'rt emirilishdan saqlanish maqsadida $0,85 \xi_k$ ga, betonning ish sharoiti koeffisiyenti γ_{b2} esa birga teng deb qabul qilinadi.

Zilzilaviy hududlarda bunyod etiladigan binolarning zilzilabardoshligini konstruksiyalarni mustahkamlash yo'li bilan ta'minlash seysmohimoyaning passiv (nafaol) turiga kiradi. Binoning kuchli tebranishlarining oldini olishga va seysmik ta'sirlarga bino re-

aksiyasini pasaytirishga qaratilgan maxsus konstruktiv tadbirlar faol seysmohimoyalarga kiradi. Xilma-xil tebranish so'ndirgichlari, seysmoamortizatorlar (prujinalar tizimi, rezina qistirma, osma sterjenlar va h. q.) ana shular jumlasidandir. Qadimda Markaziy Osiyoda so'ndirgich sifatida poydevor bilan devor orasiga qamish qatlami yotqizilgan.

13.3. Konstruksiya elementlarini dinamik yuklar ta'siriga hisoblash

Konstruksiya elementlarida tebranish uyg'otadigan har qanday kuch *dinamik kuch* (yuk) deb ataladi. Dinamik kuchlarning turi juda xilma-xil. Aylanma, ilgarilama qaytma harakat qiladigan qismlardan tashkil topgan mashinalar (elektromotorlar, ventilyatorlar, to'quv dastgohlari), zarb yoki turtki beradigan mashinalar, portlash, kuchli shamol va zilzila kuchlari inshootda tebranish uyg'otadi. Dinamik ta'sirlarning xavfli tomoni shundan iboratki, xususiy va majburiy tebranishlar takrorligi o'zaro mos tushganda (tenglashganda) konstruksiyada rezonans vujudga keladi, ya'ni tebranish amplitudalari keskin kattalashib ketadi. Natijada konstruksiyada buzilish xavfi paydo bo'ladi, agar tezda uning oldi olinmasa, konstruksiya ishdan chiqadi.

Konstruksiyalarni dinamik kuchlar ta'siriga hisoblash usullari statik usullarga o'xshab ketadi. Farqi shundaki, dinamik hisoblarda konstruksiyaga ta'sir etadigan inersiya kuchlari hamda konstruksiyaning dinamik tavsiflari inobatga olinadi.

Dinamik hisob jarayonida quyidagi masalalar hal etiladi:

- 1) dinamik yuklar ta'siriga inshoot yoki uning alohida elementlarining mustahkamligi va toliqish bo'yicha chidamliligi tekshiriladi;
- 2) majburiy tebranishlarning odamlarga, ishlab chiqarishning texnologik jarayoniga, shuningdek konstruksiyaning normal ishlashiga bo'lga ta'siri tekshiriladi.

Konstruksiya elementlarini dinamik yuklar ta'siriga hisoblaganda, eng avval, dinamik zo'riqishlar miqdori aniqlanadi hamda statik kuchlarni ham hisobga olgan holda, elementning mustahkamligi tekshiriladi. So'ngra majburiy tebranishlar amplitudasi aniqlanib, temirbeton elementlarning yaroqlilik darajasi belgilanadi.

Statik va dinamik kuchlar ta'sirida bo'lgan elementlarning yuk ko'tarish qobiliyati chegaraviy holatlarning birinchi guruhi, normal ekspluatatsiyaga yaroqliligi esa chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblanadi.

13.3.1. Chegaraviy holatlar birinchi guruhi. Statik va dinamik yuk ta'sirida bo'lgan inshoot uchun quyidagi shart qanoatlantirilsa, egiluvchi elementlarning mustahkamligi ta'minlangan bo'ladi:

$$M_{st} = M_d \leq M_{per}; \quad (13.8)$$

bu yerda M_{st} — hisobiy statik yukdan hosil bo'lgan egiluvchi moment; M_d — dinamik yukdan hosil bo'lgan egiluvchi moment; M_{per} — ish sharoiti ko'effitsiyentlari hisobga olinganda kesim qabul qila oladigan egiluvchi moment.

Elementning toliqishga ko'ra chidamliligi ta'minlanishi uchun quyidagi shart bajarilishi zarur.

$$\sigma_{b_1 \max} \leq R_b \gamma_{b_1}; \sigma_{s_1 \max} \leq R_s \gamma_{s_1}.$$

Bu yerda $\sigma_{b_1 \max}$ — hisobiy statik yukdan hosil bo'lgan kuchlanish; $\sigma_{s_1 \max}$ — ko'pkarra takrorlanuvchi dinamik yukdan cho'ziluvchi armaturada hosil bo'lgan kuchlanish; R_{b_1} ; R_s — beton va armaturaning hisobiy qarshiliklari; γ_{b_1} γ_{s_1} — beton va armaturaning ish sharoiti ko'effitsiyentlari.

Siqiluvchi armatura chidamlilikka hisoblanmaydi.

Dinamika masalalarida ish sharoiti ko'effitsiyentlarining qiymati 0,4,...1 orasidagi sonlardan iborat bo'lib, ular yuklar ko'p karrali ta'sir etganda, material mustahkamligining kamayishini hisobga oladi.

13.3.2. Chegaraviy holatlar ikkinchi guruhi. Ko'pkarrali takroriy yuklar ta'sirida elementni yorilishga hisoblash chidamlilikka hisoblash singari amalga oshiriladi, ya'ni

$$\sigma_{b_1} \leq R_{b_1, ser} \gamma_{b_1};$$

bu yerda $R_{b_1, ser}$ — chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha betonning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi; σ_{b_1} — betondagi cho'zilish kuchlanishi.

Tebranish amplitudalarining kattaligi quyidagi shartni qanoatlantirishi lozim:

$$u \leq [u_0]; \quad (13.9)$$

bu yerda u — majburiy tebranishlar amplitudasi; u_0 — majburiy tebranishlarning eng yuqori qiymati bo'lib, amplituda bundan oshganda odamlar, mashinalar, asbob va uskunalar normal ishlashiga putur yetadi;

$$u_0 = \frac{a_0}{4\pi^2 n^2} \text{ yoki } u_0 = \frac{v_0}{2\pi n}; \quad (13.10)$$

n — majburiy tebranishlar takrorligi, Gs; a_0 — tezlanishning eng katta qiymati, mm/s²; v_0 — tezlikning eng katta qiymati, mm/s.

Tezlanish va tezlikning o'rtacha chegaraviy qiymatlari sifatida quyidagilarni olish mumkin:

$n < 10$ Gs bo'lganda $a_0 = 150$ mm/s²;

$n \geq 10$ Gs bo'lganda $v_0 = 2,4$ mm/s.

Agar (13.9) shart qanoatlantirilmasa, majburiy tebranishlar amplitudasini kamaytirish uchun konstruktiv choralar ko'riladi. Buning uchun tebranish manbaini boshqa joyga ko'chirish, mashinalarni muvozanatlash, elementning erkin tebranishi takrorligini o'zgartirish kabi tadbirlar amalga oshiriladi. Elementning erkin tebranishi takrorligini o'zgartirish uchun uning bikirligi, konstruktiv sxemasi yoki o'lchamlari o'zgartiriladi. Masalan, to'sinning erkin tayanchlari qis-tirma tayanchlar bilan almashtirilsa, bunda to'sinning erkin tebra-nishlari takrorligi deyarli 2 baravar ortadi; to'singa qo'shimcha bog'lagichlarning kiritilishi ham uning bikirligini oshiradi.

Temirbetondan qurilgan ikki qavatli sinchli binoni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblanishini ko'rib chiqamiz. Bino sinchi bo'ylama va ko'ndalang yo'nalishlarda bikir tugunli rama deb qaraladi.

11-misol. Temirbetondan qurilgan sinchli ikki qavatli binoni hisoblash.

Cinch B30 sinfli betondan ishlangan ($E_b = 2,6 \cdot 10^4$ MPa). Rigellarning ko'ndalang kesimi tavr shakliga ega (13.6-rasm). Devorlari keramzitbeton panellardan iborat. Oyna derazalari lentasimon shaklda.

Qurilish hududining seysmikligi — 9 ball, Toshkent shahri.

Qurilish maydonchasidagi gruntning zilzilaviy toifasi II.

$l_1 = 6,0$ m; $l_2 = 6,0$ m; $H_1 = 4,385$ m; $H_2 = 4,72$ m.

Binoning o'lchami $l_{o1} \times l_{o2} = 18 \times 60$ m

Ustunlar qadami $b = 6$ m.

Binoning uzunligi $h_x = 10 \times 6$ m = 60 m.

Binoning eni $h_y = 3 \times 6$ m = 18 m.

Chetki ustunlar kesimi $0,4 \times 0,4$ m.

O'rta ustunlar kesimi $0,4 \times 0,5$ m.

O'rayopma sathida to'plangan yuk vazni $Q_1 = 32,95 \cdot 10^5$ N (13.5 jadval)

Tom sathida to'plangan yuk vazni $Q_2 = 12,3 \cdot 10^5$ N

Ikki qavatli temirbetondan qurilgan sinchli binoning seysmik kuchlar ta'siriga bo'lgan hisobi uch bosqichdan iborat.

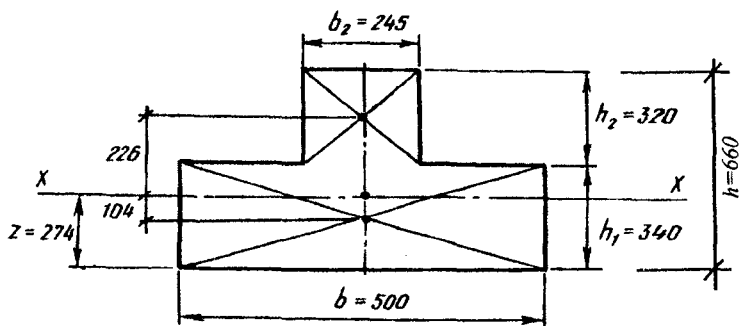
I. Sinchli binoning birlik ko'chishlarini aniqlash;

II. Binoning dinamik tavsifi hamda binoga ta'sir etadigan seysmik kuchlarga hisoblash;

III. Bino sinchiga seysmik kuchlarning ta'sirini aniqlash.

I. Qavatlararo yopma va tom sathida bino sinchining birlik ko'chishlarini aniqlash

O'isob ishlarini rigel va ustun kesimlarining inertsiya momentlarini aniqlashdan boshlaymiz (13.6-rasm).



13.6-rasm. Rigelning ko'ndalang kesimi.

Avval rigelning og'irlik markazini aniqlaymiz:

$$Z = \frac{A_1 y_1 + A_2 y_2}{A_1 + A_2} = \frac{0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,17 + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,5}{0,5 \cdot 0,34 + 0,245 \cdot 0,32} = 0,274 \text{ m.}$$

So'ngra rigelning og'irlik markazidan o'tuvchi X—X o'qiga nisbatan kesimning inersiya momentini hisoblaymiz:

$$J_{X-X} = \frac{0,5 \cdot 0,34^3}{12} + 0,5 \cdot 0,34 \cdot 0,104^2 + \frac{0,245 \cdot 0,32^3}{12} + 0,245 \cdot 0,32 \cdot 0,226^2 = 81,49 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

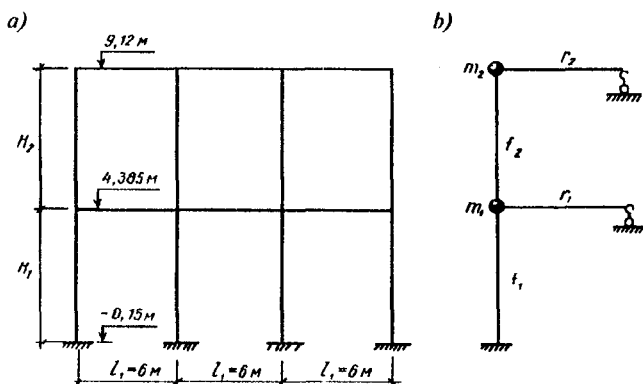
Chetki ustun kesimining inersiya momenti:

$$J_k = \frac{0,4 \cdot 0,4^3}{12} = 21,3 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

O'rta qator ustunlar kesimining inersiya momenti:

$$J_k^c = \frac{0,4 \cdot 0,5^3}{12} = 41,67 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.$$

Bino karkasini dinamik - seysmik yuklar ta'siriga hisoblash sxemasi 13.7-rasmda keltirilgan.



13.7-rasm. Ikki qavatli ramaning statik (a) va dinamik (b) hisoblash tarhi.

Binoning birinchi (+4,385 m) va (+9,12 m) ikkinchi qavat sathlari rigellarning og'irlik markazlariga (-0,15 m) esa poydevor yuqori sirtining sathiga mos keladi.

Binoning plani va ko'ndalang qirgimi 13.8-rasmda tasvirlangan.

Ystun va rigellarning tutashgan erlarini bikir tugun deb qabul qilamiz. Shunga ko'ra elementlarning nisbiy bikirliklarini aniqlashda ularning erkin uzunligidan foydalanamiz. Chetki oraliqning hisobiy uzunligi $l_{01} = l - (550 + 550 + 200) = 6000 - 1300 = 4700$ mm. O'rta oraliqning hisobiy uzunligi $l_{02} = l - (550 + 550) = 6000 - 1100 = 4900$ mm. Ko'ndalang ramani hisoblash tarhi 13.9-rasmda berilgan.

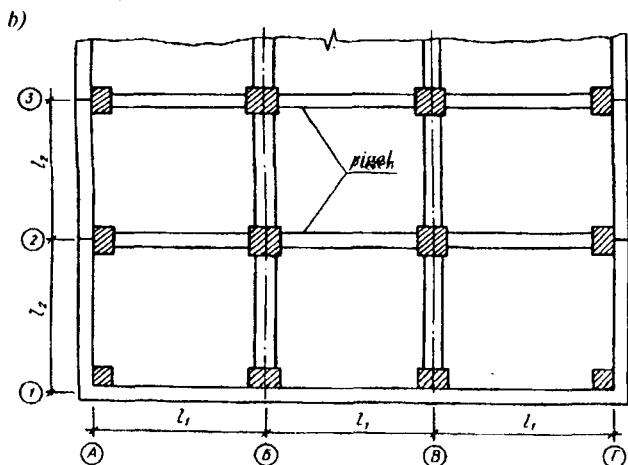
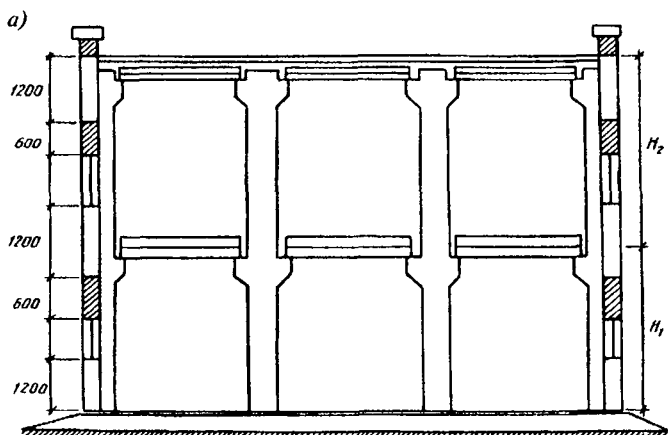
Ustun va rigellarning jamlangan nisbiy bikirliklarini aniqlash

Nisbiy bikirliklar quyidagi formuladan foydalanib aniqlanadi:

$$f_k = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_k}{h_k} \quad \text{ustunlar uchun;} \quad (13.11)$$

$$r_p = \sum_{i=1}^n \frac{EJ_p}{l_p} \quad \text{rigellar uchun.}$$

Birinchi qavat ustunlarining nisbiy bikirligi:



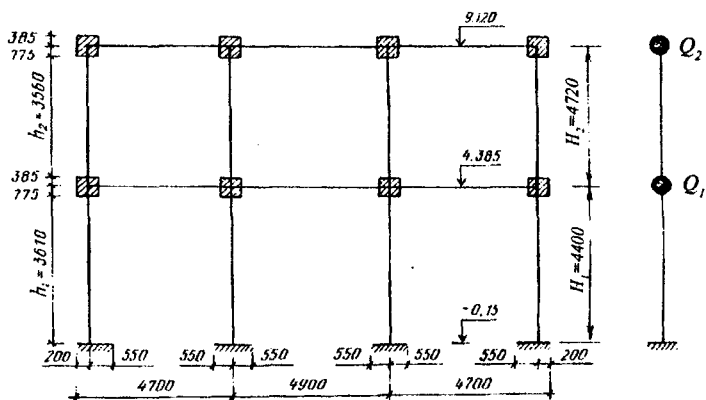
13.8-rasm. Binoning ko'ndalang qirgimi (a) va tarhi (b).

$$f_1 = \frac{2E(21,3+41,67)10^{-4}}{3,61} = 34,886 \cdot 10^{-4} E, \text{ m}^3$$

Ikkinchi qavat ustunlarining nisbiy bikirligi:

$$f_2 = \frac{2E(21,3+41,67)10^{-4}}{3,56} = 35,376 \cdot 10^{-4} E, \text{ m}^3$$

Rigelning kesimlari birinchi va ikkinchi qavatlarda bir xil bo'lgani uchun



13.9-rasm. Ko'ndalang ramani hisoblash tarhi.

$$r_1 = r_2 = \frac{2E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} + \frac{E \cdot 81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 51,307 \cdot 10^{-4} E, \text{ m}^3$$

Ko'chishlarni aniqlashda taqribiy formulalardan foydalanamiz:

$$A_1 = \frac{h_1^2}{f_1} = \frac{3,61^2}{34,886 \cdot 10^{-4} E} = 3735,0 E^{-1};$$

$$A_2 = \frac{h_1^2}{f_1} + \frac{h_2^2}{f_2} = 3735,0 E^{-1} + \frac{3,56^2}{35,376 \cdot 10^{-4} E} = 7317,5 E^{-1};$$

$$R_1 = \frac{h_1^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{3,61^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 601,278 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$R_2 = \frac{(h_1 + h_2)^2}{4r_1 + 0,33f_1} = \frac{(3,61 + 3,56)^2}{(4 \cdot 51,307 + 0,33 \cdot 34,886) \cdot 10^{-4} E} = 2371,916 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1^2}{4r_1} = \frac{3,61^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 635,0 \cdot E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_2^2}{4r_2} = \frac{3,56^2}{4 \cdot 51,307 \cdot 10^{-4} E} = 617,538 E^{-1}, \frac{1}{M};$$

$$\frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = \frac{3,61 \cdot 3,56}{(48 \cdot 51,307 + 4 \cdot 34,886) 10^{-4} E} = 49,385 E^{-1}, \frac{1}{M}$$

Topilgan qiymatlarni formulaga qo'yib, birlik ko'chishlarni aniqlaymiz:

$$\begin{aligned}\delta_{11} &= \frac{1}{12} (A_1 + R_1) = \frac{3735+601,278}{12 \cdot E} = 361,356 E^{-1} = \\ &= \frac{361,356}{2,6 \cdot 10^4} = 138,983 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{22} &= \frac{1}{12} \left(A_2 + R_2 + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) = \frac{1}{12} (7317,5 + 2371,916 + 617,538) E^{-1} = \\ &= 858,912 \cdot E^{-1} = \frac{858,912}{2,6 \cdot 10^4} = 330,351 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{N};\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta_{12} = \delta_{21} &= \delta_{11} + \frac{h_1 h_2}{48r_1 + 4f_1} = (361,356 + 49,385) E^{-1} = \\ &= 410,741 E^{-1} = \frac{410,741}{2,6 \cdot 10^4} = 157,977 \cdot 10^{-10}, \frac{M}{N}\end{aligned}$$

Tekshirish. Barcha amallar to'g'ri bajarilgan bo'lsa, quyidagi tenglik qanoatlantiriladi:

$$\frac{1}{12} \left(\sum_k A_k + \sum_k R_k + \sum_k \frac{h_k^2}{4r_k} \right) = \sum_k \delta_{kk}.$$

Bizning hol uchun bu tenglik quyidagicha yoziladi:

$$\begin{aligned}\frac{1}{12} \left(A_1 + A_2 + R_1 + R_2 + \frac{h_1^2}{4r_1} + \frac{h_2^2}{4r_2} \right) &= \delta_{11} + \delta_{22}; \\ \frac{1}{12} (3735 + 7317,5 + 601,278 + 2371,916 + 635 + 617,538) \cdot E^{-1} &= \\ &= 1273,186 \cdot E^{-1};\end{aligned}$$

$$\delta_{11} + \delta_{22} = (361,356 + 858,912) \cdot E^{-1} = 1220,268 E^{-1}.$$

Xatolik foizi

$$\frac{1273,186 - 1220,268}{1220,268} \cdot 100 = 4,3\% < 5\%.$$

Xatolik yo'l qo'yiladigan darajada ekan.
Demak, birlik ko'chishlar to'g'ri topilgan.

II. Binoning dinamik tavsifi.

Bino karkasining dinamik tavsifi hamda binoga ta'sir etuvchi hisobiy seysmik yukni aniqlash.

Orayopma va tom satxida to'plangan massalar Q_1 va Q_2 larning miqdorini aniqlash.

To'plangan yuklar massalar qiymatini aniqlash uchun 13.4 jadvaldan foydalanamiz. Jadvaldan 1 m² yuzaga to'g'ri keladigan yuklar vazni berilgan.

1 m² yuzaga ta'sir etuvchi vertikal yuklar

13.4-jadval

№	Vertikal yuklar	O'lcham birligi	Me'yoriy yuk	Koeffitsientlar		Hisobiy yuk
				Yuk bo'yicha ishonchlilik	Uyg'unlashuv	
1	2	3	4	5	6	7
A. Doimiy yuklar						
1	Tom yopmasi (кровля)	kPa	0,2	1,2	0,8	0,22
2	Siment-qum soviq va issiq sqlagich	kPa	1,8	1,3	0,9	2,11
3	Yopma plitasi va to'ldirilgan choklar	kPa	6,15	1,1	0,9	6,09
4	Orayopma plitasinig vazni	kPa	6,0	1,1	0,9	5,94
5	Pol va to'siqlar	kPa	2,45	1,1	0,9	2,43
6	Yaxlit devor panellari	kPa	2,0	1,1	0,9	1,98
7	Lentasimon derazalar	kPa	0,5	1,1	0,9	0,5
8	Ustunlar vazni: 0,4 × 0,4 m kesimli 0,4 × 0,5 m kesimli	kN · m	4 5	1,1 1,1	0,9 0,9	3,96 4,95
9	Rigellar vazni	kN · m	6,2	1,1	0,9	6,14
B. Uzoq ta'sir etuvchi vaqtincha yuklar						
10	Statsionar jihozlar vazni	kN · m	20	1,05	0,8	16,8
V. Qisqa muddatli yuklar						
11	Orayop maga ta'sir etuvchi qisqa muddatli yuk	kPa	5	1,2	0,5	3,0
12	Qor og'irligi	kPa	1,5	1,4	0,5	1,05

Orayopma va tom yopmasidan tushadigan yuklar

№	Vertikal yuklar	Orayopma yuklari Q_1 , kN	Tom yuklari Q_2 kN
1	2	3	4
A. Doimiy yuklar			
1	Tom yopmasi (кровля) va issiq saqlagich vazni	-	$8,42 \cdot 6 \cdot 18 = 909,36$
2	Orayopma, pol va to'siqlar vazni	$8,37 \cdot 6 \cdot 18 = 903,96$	
3	Devor panellari vazni	$1,98 \cdot 1,8 \cdot 6 \cdot 2 = 42,77$	$1,98 \cdot 1,8 \cdot 6 \cdot 2 = 42,77$
4	Lentasimon derazalar	$0,5 \cdot 3 \cdot 6 \cdot 2 = 18$	$0,5(3:2)6 \cdot 2 = 9$
5	Ustunlar vazni	$3,96(4,72+4,4)/22 + 4,95(4,72+4,4)/22 = 81,26$	$3,96(4,72:2)2 + 4,95(4,72:2)2 = 42,06$
6	Rigellar vazni	$6,14 \cdot 18 = 110,52$	$6,14 \cdot 18 = 110,52$
Jami:		1156,51	1113,71
B. Uzoq ta'sir etuvchi vaqtincha yuklar			
7	Statsionar jihozlar	$16,8 \cdot 6 \cdot 18 = 1814,4$	-
V. Qisqa muddatli yuklar			
8	Orayopma yuklar	$3 \cdot 6 \cdot 18 = 324$	-
9	Qor og'irligi	-	$1,05 \cdot 6 \cdot 18 = 113,4$
Q_k yuk miqdori		3294,91	1227,11

*Bino sinchi xususiy tebranishlarining takrorligi
va shaklini aniqlash*

Erkinlik darajasi ikkiga teng bo'lgan sistemaning xususiy tebranishlari tenglamasi quyidagi ko'rinishga ega (13.8-rasmga qar.):

$$\left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_i^2}\right)X_1 + m_2\delta_{12}X_2 = 0; \quad m_1\delta_{21}X_1 + \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_i^2}\right)X_2 = 0 \quad (13.12)$$

Bu yerda

$$m_1 = \frac{Q_1}{g} = \frac{32,95 \cdot 10^5}{9,81} = 33,6 \cdot 10^4; \quad \frac{N \cdot s^2}{m}$$

$$m_2 = \frac{Q_2}{g} = \frac{12,3 \cdot 10^5}{9,81} = 12,5 \cdot 10^4, \quad \frac{N \cdot s^2}{m}$$

X_1 va X_2 ning qiymati noldan farqli bo'lishi uchun tenglamalar sistemasining aniqlovchisi nolga teng bo'lishi zarur:

$$\begin{vmatrix} \left(m_1\delta_{11} - \frac{1}{\omega_i^2}\right) & m_2\delta_{12} \\ m_1\delta_{21} & \left(m_2\delta_{22} - \frac{1}{\omega_i^2}\right) \end{vmatrix} = 0 \quad (13.13)$$

Aniqlovchini ochib, takrorliklar tenglamasiga ega bo'lamiz:

$$\frac{1}{\omega_i^4} - (m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22})\frac{1}{\omega_i^2} + m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2) = 0 \quad (13.14)$$

Tenglamani quyidagi formula yordamida yechsa bo'ladi:

$$\omega_i^2 = \frac{A \mp \sqrt{A^2 - 4B}}{2B}, \quad (13.15)$$

bu yerda

$$A = m_1\delta_{11} + m_2\delta_{22};$$

$$B = m_1m_2(\delta_{11}\delta_{22} - \delta_{12}^2).$$

Sistemaning erkin tebranishlar takrorligi va ularga mos davrlari:

$$A = (33,6 \cdot 10^4 \cdot 138,983 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 330,351) \cdot 10^{-10} = \\ = 88,323 \cdot 10^{-4}, \quad s^2.$$

$$B = 33,6 \cdot 10^4 \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot [138,983 \cdot 10^{-10} \cdot 330,351 \cdot 10^{-10} - \\ - (157,997 \cdot 10^{-10})^2] = 887,212 \cdot 10^{-8} \quad s^4.$$

$$\omega_{1,2}^2 = \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp \sqrt{(88,323 \cdot 10^{-4})^2 - 4 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}}}{2 \cdot 887,212 \cdot 10^{-8}} =$$

$$= \frac{88,323 \cdot 10^{-4} \mp 65,208 \cdot 10^{-4}}{1774,424 \cdot 10^{-8}};$$

$$\omega_1^2 = 130,268 \frac{1}{s^2} \quad \omega_1 = 11,41 \frac{1}{s}$$

$$\omega_2^2 = 865,239 \frac{1}{s^2} \quad \omega_2 = 29,42 \frac{1}{s}$$

Shu takrorliklarga mos bo'lgan davrlar:

$$T_1 = \frac{2\pi}{\omega_1} = \frac{2 \cdot 3,14}{11,41} = 0,55 \text{ s};$$

$$T_2 = \frac{2\pi}{\omega_2} = \frac{2 \cdot 3,14}{29,42} = 0,21 \text{ s}.$$

Erkin tebranishlar shaklini aniqlash

Erkin (xususiy) tebranishlar amplitudasi (13.12) tenglamadan topiladi. Buning uchun tenglamaga ω , ning qiymatlari qo'yiladi. Biroq tebranishning shaklini aniqlash uchun amplitudalar qiymatini topish shart emas. Buning uchun biror amplituda qiymatini birga teng, deb olinsa kifoya.

Tebranishlarning birinchi shakli. $X_{11}=1$ deb olamiz. U holda

$$X_{21} = \frac{m_1 \delta_{12} \omega_1^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_1^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 130,268}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 130,268} = 1,51.$$

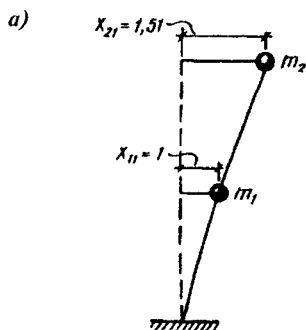
Tebranishlarning ikkinchi shakli. $X_{12}=1$ deb olamiz. U holda

$$X_{22} = \frac{m_1 \delta_{21} \omega_2^2}{1 - \delta_{22} m_2 \omega_2^2} = \frac{33,6 \cdot 10^4 \cdot 157,977 \cdot 10^{-10} \cdot 865,239}{1 - 330,351 \cdot 10^{-10} \cdot 12,5 \cdot 10^4 \cdot 865,239} = -1,766.$$

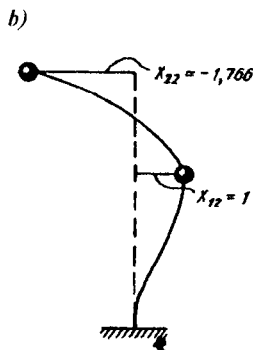
13.10-rasmda ikki massali sistemaning tebranish shakllari tasvirlangan.

Tebranishlarning shakl koeffitsiyentini aniqlash.

Inshootlarning shakl koeffitsiyenti η_{ik} inshootlar turli sathlaridagi nuqtalar turli amplituda $X(x_k)$ bilan, binobarin, turli tezlanish bilan



Birinci shakl



Ikkinchi shakl

13.10-rasm. Tebranishlar shakli:
a – birinchi shakli; b – ikkinchi shakli.

tebranishini hisobga oladigan koeffitsiyentdir. Koeffitsiyentning miqdori (13.6) formuladan topiladi.

Tebranishlar birinchi shaklining koeffitsiyenti:

$$\eta_1 = X_{11} \frac{Q_1 X_{11} + Q_2 X_{21}}{Q_1 X_{11}^2 + Q_2 X_{21}^2} = 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot 1,51}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,3 \cdot 10^5 \cdot 1,51^2} = 0,845;$$

$$\eta_2 = X_{21} \eta_1 = 1,51 \cdot 0,845 = 1,274.$$

Tebranishlar ikkinchi shaklining koeffitsiyenti:

$$\eta_1 = 1 \frac{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot (-1,766)}{32,95 \cdot 10^5 \cdot 1^2 + 12,27 \cdot 10^5 \cdot (-1,766)^2} = 0,155;$$

$$\eta_2 = X_{22} \eta_1 = -1,766 \cdot 0,155 = -0,274.$$

Tekshirish

1. Erkinlik darajasi cheksiz bo'lgan sistemalarda ixtiyoriy nuqtadagi shakl koeffitsiyentlarining yig'indisi birga teng bo'lishi zarur, ya'ni

$$\sum_1^{\infty} \eta_i(X_i) = 1,$$

$$\sum_1^2 \eta_1(X_1) = 0,845 + 0,155 = 1,000;$$

$$\sum_1^2 \eta_2(X_2) = 1,274 - 0,274 = 1,000.$$

2. Tebranish shakllarining ortogonalligini tekshirish:

$$\int_0^1 f_i(x) \cdot f_j(x) m(x) \cdot dx = 0; \quad i \neq j$$

Bizning misolda (13.10-rasm):

$$m_1 X_{11} X_{12} + m_2 X_{21} X_{22} = 0;$$

$$33,6 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 1 + 12,5 \cdot 10^4 \cdot 1,51(-1,766) = 0;$$

$$33,6 \cdot 10^4 - 33,6 \cdot 10^4 = 0$$

Har ikkala shart qanoatlantirilyapti. Demak, hisob to'g'ri bajarilgan.

III. Binoga ta'sir etuvchi hisobiy seysmik kuchlarni aniqlash.

Inshootlarning biror nuqtasiga ta'sir etuvchi seysmik kuch (13.1) formula yordamida aniqlanadi.

Tebranishlarning birinchi shakliga mos bo'lgan seysmik kuchlarni aniqlaymiz

I-mintaqa Toshkyent shahri va II toifani grunt uchun binoning xususiy tebranish davri $T_1 = 0,55$ s tyeng, u holda $W_1 = 0,82$. Koeffitsiyent

$$K_\delta = e^{(0,548 - \sqrt{\delta}) \left(0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{T_1}} \right)} = e^{(0,548 - \sqrt{0,3}) \left(0,1 + \frac{0,7}{\sqrt{0,55}} \right)} = 1,0$$

Orayopma sathidagi seysmik kuch:

$$S_{011} = \alpha Q_1 W_1 K_\delta \eta_{11} = 1 \cdot 32,95 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 0,845 = 2283 \text{ kN},$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{60}{18} = 3,3 < 5 \quad \text{shuning uchun } K_3 = 1,0 \text{ teng}$$

$$S_{11} = K_0 K_\Pi K_{3T} K_P S_{011} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2283 = 2283 \text{ kN}$$

Tom sathidagi seysmik kuch:

$$S_{012} = 1 \cdot 12,27 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot 1,274 = 1285 \text{ kN}$$

$$S_{12} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1285 = 1285 \text{ kN}$$

Tebranishlarning ikkinchi shakliga mos bo'lgan seysmik kuchlarni aniqlaymiz.

$$T_2 = 0,21;$$

$$W_2 = W_{20} - \frac{W_{20} - W_{25}}{5} = 1,24 - \frac{1,24 - 1,22}{5} = 1,236$$

Orayopma sathidagi seysmik kuch:

$$S_{021} = 1 \cdot 32,95 \cdot 10^5 \cdot 1,236 \cdot 1 \cdot 0,155 = 631,25 \text{ kN}$$

$$S_{21} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 631,25 = 631,25 \text{ kN}$$

Tom sathidagi seysmik kuch:

$$S_{011} = \alpha Q_1 W_2 K_\delta \eta_{22} = 1 \cdot 123 \cdot 10^5 \cdot 0,82 \cdot 1 \cdot (-0,274) = -41656 \text{ kN}$$

$$S_{11} = K_0 K_\Pi K_{3T} K_P S_{011} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot (-41656) = -41656 \text{ kN}$$

Bino sinchi ramasini seysmik kuchlar ta'siriga hisoblash.

Ramani gorizontaal seysmik kuch ta'siriga hisoblashda momentlari nol bo'lgan nuqtalar usulidan foydalanamiz. Ramaning hisoblash tarhi 13.11-rasmda berilgan.

Elyemyentlarning nisbiy bikirligini hisoblaymiz.

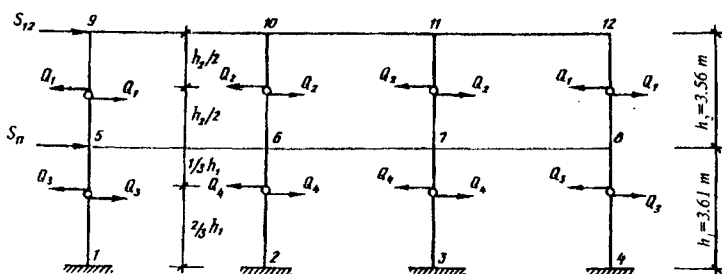
Ikkinchi qavat, chekka ustunlar uchun

$$i_{5-9} = i_{8-12} = \frac{J_k}{h_2} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 5,98 \cdot 10^{-4};$$

Ikkinchi qavat, o'rta ustunlar uchun

$$i_{6-10} = i_{7-11} = \frac{J_k^c}{h_2} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,56} = 11,7 \cdot 10^{-4}.$$

Birinchi qavat, chekka ustunlar uchun



13.11-rasm. Ramaning hisoblash tarhi.

$$i_{1-5} = i_{4-8} = \frac{21,3 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 5,9 \cdot 10^{-4};$$

Birinchi qavat o'rta ustunlar uchun

$$i_{2-6} = i_{3-7} = \frac{41,67 \cdot 10^{-4}}{3,61} = 11,54 \cdot 10^{-4}.$$

Chetki rigellar uchun

$$i_{9-10} = i_{11-12} = i_{5-6} = i_{7-8} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,7} = 17,34 \cdot 10^{-4}.$$

O'rta rigellar uchun

$$i_{10-11} = i_{6-7} = \frac{81,49 \cdot 10^{-4}}{4,9} = 16,63 \cdot 10^{-4}.$$

Tebranishlarning birinchi shaklida hosil bo'ladigan seysmik kuchlar ta'sirida vujudga keluvchi momentlar epyurasini quramiz.

Buning uchun ikkinchi qavatga ta'sir etayotgan umumiy ko'ndalang kuchni alohida ustunlarga taqsimlaymiz. Taqsimot ustunlarning nisbiy bikirliklariga mutanosib (proporsional) ravishda amalga oshiriladi.

Ikkinchi qavat ustunlari sharnirida hosil bo'ladigan ko'ndalang kuchlar:

$$Q_1 = \frac{\sum S_{12} i_{5-9}}{\sum i} = \frac{S_{12} i_{5-9}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{1285 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 217,32 \text{ kN};$$

$$Q_2 = \frac{S_{12} i_{6-10}}{2(i_{5-9} + i_{6-10})} = \frac{1285 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = 425,2 \text{ kN}.$$

Ikkinchi qavat ustunlarida vujudga keladigan momentlar:

$$M_{5-9} = M_{9-5} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \frac{h_2}{2} = 217,32 \cdot \frac{3,56}{2} = 38683 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \frac{h_2}{2} = 425,2 \cdot \frac{3,56}{2} = 75686 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

Birinchi qavat ustunlari sharnirlarida hosil bo'ladigan ko'ndalang kuchlar

$$Q_3 = \frac{(S_{12} + S_{11}) i_{1-5}}{2(i_{1-5} + i_{2-6})} = \frac{(1285 + 2283) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 60353 \text{ kN};$$

$$Q_4 = \frac{(1285 + 2283) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 1180,48 \text{ kN}.$$

Birinchi qavat ustunlarida vujudga keladigan momentlar

$$M_{4-8} = M_{1-5} = Q_3 \frac{2}{3} h_1 = 603,53 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 1452,49 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{8-4} = M_{5-1} = Q_3 \frac{1}{3} h_1 = 603,53 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 726,25 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = Q_4 \frac{2}{3} h_1 = 1180,48 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 2841,02 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = Q_4 \frac{1}{3} h_1 = 1180,48 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 1420,5 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Rigellardagi momentlar

$$M_{9-10} = M_{9-5} = 386,83 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{11-12} = M_{10-9} = \frac{M_{10-6} i_{10-9}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{75686 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 38634 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = 38634 + 72625 = 111308 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{10-11} = M_{11-10} = \frac{M_{6-10} i_{10-11}}{i_{10-9} + i_{10-11}} = \frac{75686 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 37052 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{7-8} = M_{6-5} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2}) i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(75686 + 142051) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 111144 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_{7-6} = M_{6-7} = \frac{(75686 + 142051) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = 106593 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

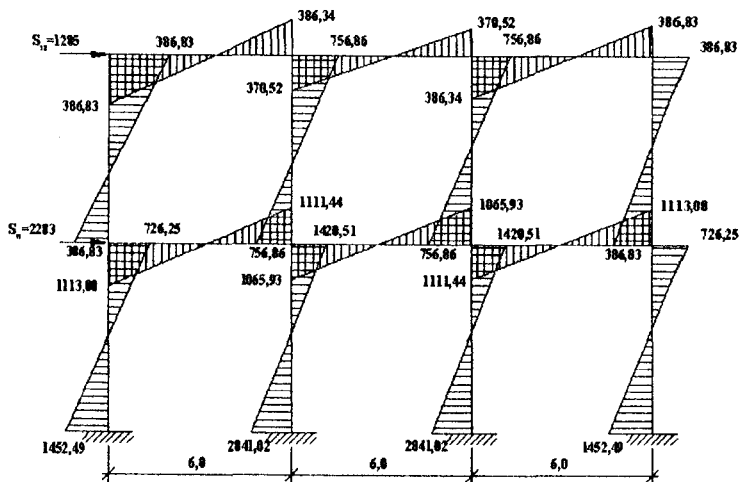
Tebranishlarning birinchi shakliga oid momentlar epyurasi 13.12-rasmida berilgan.

Epyuralarni tekshirish uchun rama tugunlari kesib olinadi va muvozanat tenglamalari tuziladi.

Tebranishlarning ikkinchi shaklida hosil bo'ladigan seysmik kuchlardan «*M*» epyurasini quramiz.

Ramaning hisobi birinchi shakldagi singari amalga oshiriladi.

Ikkinchi qavat uchun



13.12-rasm. Tebranishlarning birinchi shakliga oid eguvchi momentlar epyurasi.

$$Q_1 = \frac{-416,56 \cdot 5,98 \cdot 10^{-4}}{2(5,98 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -70,27 \text{ kN};$$

$$Q_2 = \frac{-416,56 \cdot 11,7 \cdot 10^{-4}}{2(5,8 + 11,7) \cdot 10^{-4}} = -137,83 \text{ kN}.$$

$$M_{9-5} = M_{5-9} = M_{12-8} = M_{8-12} = Q_1 \frac{h_2}{2} = -70,27 \cdot \frac{3,56}{2} = -12508 \text{ kN} \cdot \text{m};$$

$$M_{6-10} = M_{10-6} = M_{7-11} = M_{11-7} = Q_2 \frac{h_2}{2} = -137,83 \cdot \frac{3,56}{2} = -24534 \text{ kN} \cdot \text{m}.$$

Birinchi qavat uchun

$$Q_3 = \frac{(-416,56 + 631,25) \cdot 5,9 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 36,31 \text{ kN};$$

$$Q_4 = \frac{(-416,56 + 631,25) \cdot 11,54 \cdot 10^{-4}}{2(5,9 + 11,54) \cdot 10^{-4}} = 71,03 \text{ kN}.$$

$$M_{4-8} = M_{1-5} = 36,31 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 87,39 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

$$M_{8-4} = M_{5-1} = 36,31 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 43,69 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{2-6} = M_{3-7} = 71,03 \cdot \frac{2}{3} \cdot 3,61 = 170,94 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-2} = M_{7-3} = 71,03 \cdot \frac{1}{3} \cdot 3,61 = 85,47 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Rama rigellarida vujudga keladigan momyentlar:

$$M_{9-10} = M_{5-9} = 125,08 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{10-9} = \frac{-245,34 \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -125,23 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{10-11} = \frac{-245,34 \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -120,11 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{5-6} = M_{8-7} = M_{5-9} + M_{5-1} = -125,08 + 43,69 = -81,39 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

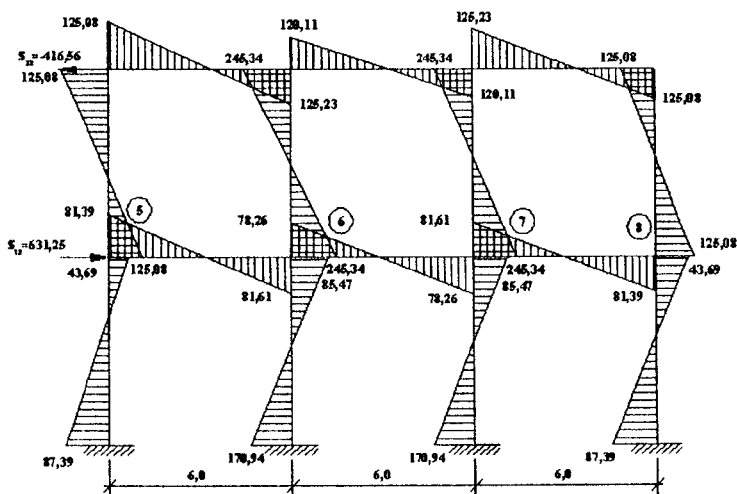
$$M_{7-8} = M_{6-5} = \frac{(M_{6-10} + M_{6-2})i_{6-5}}{i_{6-5} + i_{6-7}} = \frac{(-245,34 + 85,47) \cdot 17,34 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -81,61 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-7} = \frac{(-245,34 + 85,47) \cdot 16,63 \cdot 10^{-4}}{(17,34 + 16,63) \cdot 10^{-4}} = -78,26 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Tebranishlarning ikkinchi shakliga oid momentlar epyurasi 13.13-rasmda keltirilgan. Tekshirish uchun tugunlar kesib olinadi.

Tebranishlar ikkinchi shaklini e'tiborga olgan holda momentlarning yakunlovchi epyurasini qurish.

Tebranishlarning yuqori shakllarini hisobga olgan holda ixtiyoriy kesimdagi hisobiy eguvchi momentlar qiymati quyidagi formula orqali aniqlanadi:



13.13-rasm. Tebranishlarning ikkinchi shakliga oid momentlar epyurasi.

$$M_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n M_i^2}; \quad (13.16)$$

bu yerda M_i — tebranishlarning i -shakliga mos bo'lgan seysmik kuchdan hosil bo'lgan eguvchi moment; n — hisobda e'tiborga olinayotgan tebranish shakllari soni.

Bizning hol uchun formula quyidagicha yoziladi:

$$M_p = \sqrt{M_1^2 + M_2^2}.$$

bu yerda M_1 va M_2 - tebranishlarning I va II shakliga mos bo'lgan tugunlardagi eguvchi moment.

Misol tariqasida 6-tugunda hosil bo'ladigan hisobiy momentlar qiymatini aniqlaymiz:

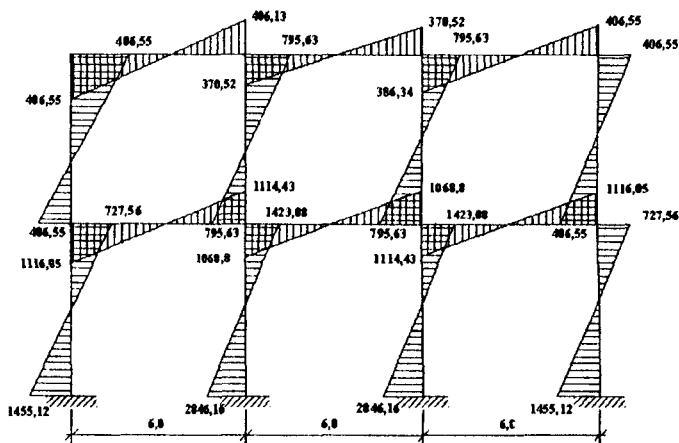
$$M_{6-5} = \sqrt{1111,44^2 + (-81,61)^2} = 1114,43 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-7} = \sqrt{1065,93^2 + (-78,26)^2} = 1068,8 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-10} = \sqrt{756,86^2 + (-245,34)^2} = 795,63 \text{ kN}\cdot\text{m};$$

$$M_{6-2} = \sqrt{1420,51^2 + (-85,47)^2} = 1423,08 \text{ kN}\cdot\text{m}.$$

Ramaning qolgan sterjyenlaridagi hisobiy momentlar ham ana shu tariqa aniqlanadi. Ramaning hisobiy momentlar epyurasi 13.14-rasmda tasvirlangan.



13.14-расм. Ҳисобий моментлар эпюраси.

Shunday qilib, ikki qavatli rama uchun hisobiy eguvchi momentlar epyurasini qurdik, ya'ni temirbyeton sinchli binoning ustun va rigellarida seysmik kuchlar ta'sirida hosil bo'ladigan hisobiy momentlarni aniqladik. Endigi vazifa ushbu hisobiy zo'riqishlarni (momentlarni) vertikal statik kuchlardan hosil bo'lgan zo'riqishlar bilan qo'shgan holda sinch mustahkamligini tekshirishdan iboratdir. Elementlarni mustahkamlikka hisoblash usullari bilan biz avvaldan tanishmiz.

13.4. G'isht devorli va kompleks konstruksiyali binolar seysmik mustahkamligi

Bo'lib o'tgan zilzilalar tajribasi shuni ko'rsatadiki, agar to'g'ri hisoblab, to'g'ri loyihalansa hamda qurilish qoidalariga to'liq amal qilgan holda barpo etilsa, g'isht devorli binolar ham seysmik kuchlarga etarli darajada bardosh bera oladi.

Barcha yuk ko'taruvchi konstruksiyalar (bo'ylama va ko'ndalang devorlar, yopmalar) bir-biri bilan mustahkam bog'langan holdagina bino zilzila kuchlariga bir butun fazoviy konstruksiya sifatida qarshilik ko'rsatadi. Agarda bu bog'lanish mavjud bo'lmasa yoki zaif bo'lsa, bo'ylama devorlar ko'ndalang devorlardan ajralib ketishi va ba'zi hollarda qulab tushishi mumkin. Devor ortidan yopmalar ham to'liq yoki qisman bosib qoladi. Antiseysmik choralar qo'llanmagan binolarda bunday hodisalar ko'plab uchraydi. Binolar zilzilalarda zarar ko'rmasligi uchun sinovdan o'tgan maxsus konstruksiyalardan foydalaniladi. Masalan, binoning perimetri bo'ylab antiseysmik kamarlar ishlanadi, yopmalar bir-biriga va devorlarga puxta bog'lanadi, devor burchaklariga, kesishuv erlariga armatura yotqiziladi va h.k. [17].

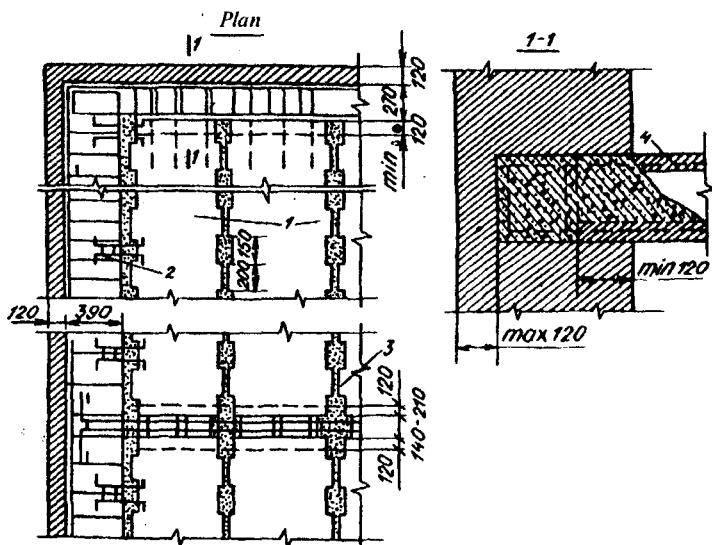
G'isht devorli binolarning seysmik mustahkamligini oshirishga qaratilgan asosiy konstruktiv choralar bilan tanishib chiqamiz.

Binolarning fazoviy bikirligi asosan yopmalarning ishi tufayli ta'min etiladi. Yopmalar gorizontal diafragma rolini o'ynab, seysmik kuchlarni yuk ko'taruvchi konstruksiyalarga (devorlarga) taqsimlaydi. Bunday taqsimot, binobarin, binoning seysmik mustahkamligi, ko'p jihatdan yopmaning o'z tekisligidagi bikirligiga bog'liq. Hozirgi vaqtda g'isht devorli binolar qurilishida ko'p bo'shliqli yig'ma temirbeton plita yopmalari keng tarqalgan.

13.15-rasmda yig'ma temirbeton yopmalarning gorizontal yo'nalishdagi bikirligini oshirishga qaratilgan choralar tasvirlangan. Panellarning o'zaro siljishiga yo'l qo'ymaslik maqsadida shponka ishlanadi; buning uchun panellarning yon qismida qoldirilgan o'yiqlik joy (paz) larga sement-qum qorishmasi quyiladi. Panellar orasidagi choklarda hosil bo'ladigan qirquvchi kuchlarni ana shu shponkalar o'ziga qabul qiladi.

Bundan tashqari, bo'ylama kuchlarni qabul qilish uchun panel tekisligida yaxlitlikni ta'minlovchi temirbeton bog'lama (obvyazka) ishlanadi. Yopma panellari bog'lama bilan armatura ilmoqlari yordamida birlashtiriladi. Temirbeton bog'lamlar bor yerda panellar orasiga bog'lagich qo'ymasa ham bo'ladi.

G'isht devorli binolarda bo'ylama va ko'ndalang devorlarning tutashuv yerlari nozik joy hisoblanadi. Ikki yo'nalishdagi devorlarni bir-biridan ajratishga intiluvchi zo'riqishlar shu yerlarga to'planadi. Ikki yo'nalishdagi devorlarning bog'lanishini kuchaytirish maqsadida tutashuv yerlaridagi gorizontal choklarga sim to'r yotqiziladi.

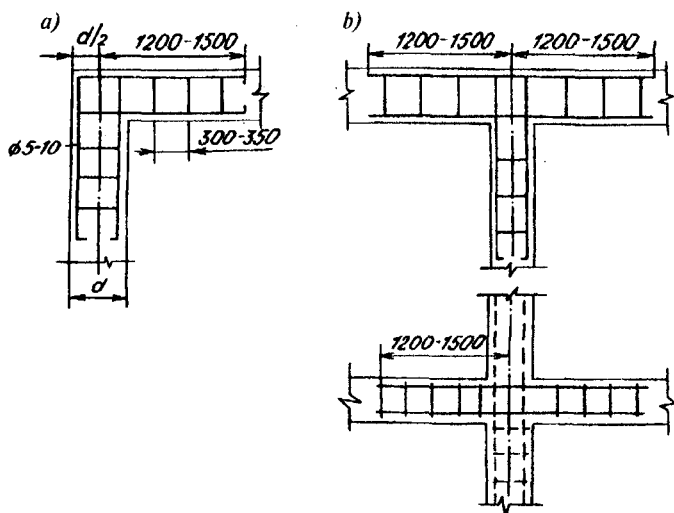


13.15-rasm. Temirbeton yopmalarning devorga mahkamlanishi:
1 – yig‘ma yopma; 2 – anker bog‘lama; 3 – ichki devor; 4 – armatura.

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 (13.16-rasm).

Devorlarning o'zaro birikuvini mustahkamlash maqsadida sim to'rlardan tashqari temirbetondan ishlangan antiseysmik kamarlardan keng foydalaniladi. Seysmik hududlarda quriladigan binolarda antiseysmik kamarlar barcha bo'ylama va ko'ndalang (ichki va tashqi) devorlar bo'ylab o'tkazilib, har bir qavatning shipi balandligida yotqiziladi; devor va yopmalar bilan chambarchas bog'lanib, yagona yopiq sistema tashkil etadi. Antiseysmik kamarlar g'isht devorli binolarning seysmik mustahkamligini oshirishda g'oyat katta rol o'ynaydi. Antiseysmik kamarlar binolarning o'zaro bog'lanishini mustahkamlaydi; devorlarning o'z tekisligidagi pishiqligini oshiradi; yopmalarning birikirligi va monolitligining ortishini ta'minlaydi.

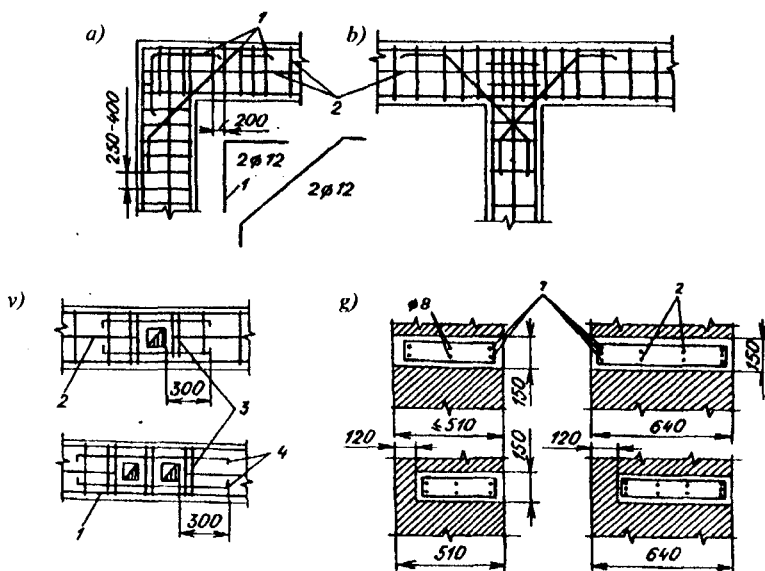
Kamarlarga uzunasiga butun perimetr bo'ylab armatura yotqiziladi va har 25—40 sm da diametri 4—6 mm bo'lgan po'lat xomut bog'lanadi. Armatura sifatida A-I sinfli po'lat ishlatilib, 7—8 balli seysmik zonalarda ularning diametri 10 mm dan, 9 balli zonalarda esa 12 mm dan kam bo'lmasligi lozim. Yotqiziladigan betonning sinfi B12,5 dan kam



13. 16-rasm. Bo'ylama va ko'ndalang devorlarning tutashuv yerlari:
a — burchaklar; b — kesishuv yerlari.

bo'lmisligi kerak. Burchaklarda va kesishuv yerlarida qo'yilgan sim to'rt mustahkamlikni ta'minlay olmasa, qiya sterjenlar qo'yish tavsiya etiladi. Antiseysmik kamarlarning ayrim detallari 13.17-rasmda tasvirlangan. Kamarlarning kengligi devorlarning eni bilan baravar olinadi; agar devorning eni 50 sm dan ortiq bo'lsa, kamarning eni devornikidan 10—15 sm kichikroq olinishi mumkin. Kamarning balandligi 15 sm dan kam bo'lmisligi kerak. Binolarning eng yuqori qavatining tomi sathida o'rnatiladigan kamarlarning ustida bosib turadigan yuk bo'lmaganligi sababli er 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 ham foydalanish mumkin. Buning uchun kamar ostidagi devorda 14×14×30 sm o'lchamda chuqurcha qoldiriladi, chuqurchaga vertikal armatura joylanadi, kamarga beton yotqizilganda, chuqurchaga ham beton to'ldiriladi. Mo'rilar va ventilyasion kanallar o'tgan yerlarda kamarlar qo'shimcha armaturalar yordamida kuchaytiriladi.

Yuqorida g'isht devorlar mo'rt materiallardan tashkil topganligi uchun zilzila kuchlariga bo'lgan qarshiligi temirbeton konstruksiyalariga nisbatan kam ekanligini eslatib o'tgan edik. Darhaqiqat, yer qimirlaganda sodir bo'ladigan kuchlanishlarning ortib ketish hollari, temirbeton konstruksiyalarida g'isht devorlarga nisbatan kamroq xavf soladi. Ana shunga asoslanib, mutaxassislar g'isht devorlarni tiklashda devor orasiga



13.17-rasm. Antiseysmik kamarlar:
a — bino burchagida; b — devorlarning tutashuv yerida;
v — kanal o'tgan joyida; g — devorlarda.

vertikal yo'nalishda temirbeton elementlar — o'zaklar (serdechnik) qo'shib, kompleks konstruksiya hosil qilishni maqsadga muvofiq deb hisoblaydilar. Temirbeton o'zak g'isht devorlarning yuk ko'tarish qobiliyatini sezilarli darajada oshiradi. O'zaklarning devor bilan hamkorlikda 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. Vertikal temirbeton o'zaklarning ko'ndalang kesimi va armaturalari devorga ta'sir etadigan kuchning miqdoriga bog'liq ravishda hisob natijalariga qarab belgilanadi. (13.18-rasm)

Sodir bo'lgan ko'pgina zilzilalar shundan dalolat beradiki, poydevorlar va yerto'la devorlari yer qimirlaganda boshqa konstruktsiyalarga nisbatan kamroq shikastlanadi; biroq ularni to'g'ri loyihalab, to'g'ri qurilsa, binoning seysmik mustahkamligi yanada ortadi [17]. Poydevor va yerto'la devorlari detallari 13.19-rasmda keltirilgan.

Yuk ko'taruvchi g'isht devorlar ostiga lenta poydevorlar qurish maqsadga muvofiqdir. Agar poydevorlar yirik bloklardan tiklansa, u holda bloklarni bir-biriga tishlatishga alohida e'tibor berish zarur.

Seysmik hududlarda ham poydevor uchun noseysmik hududlarda qo'llaniladigan materiallardan foydalaniladi. Bunda faqat chaqilmagan

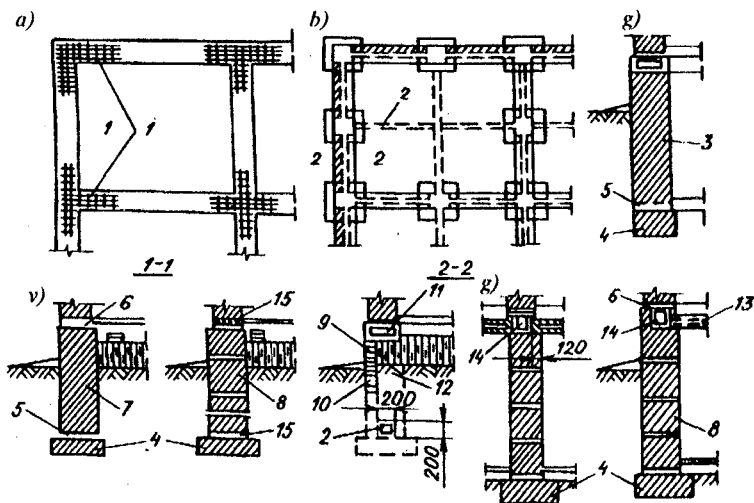


13.18-rasm. Temirbeton o'zakli g'isht devorning ko'rinishi

butun silliq katta toshlarni ishlatish chegaralanadi; ularni 7 balli zonalarda balandligi 5 m gacha bo'lgan bir qavatli binolarda ishlatish mumkin.

Poydevor chuqurligi noseysmik hududlardagi kabi olinadi.

Agar poydevorlar ustunsimon bo'lsa, u holda ularning barchasi temirbetondan ishlangan uzluksiz to'sin yordamida o'zaro tutashtiriladi.



13.19-rasm. Poydevor va erto'la detallari.

G'isht devorlar ostiga qo'yiladigan gidroizolyasion qatlam sement qorishmadan ishlanadi. Gidroizolyasion qatlam sifatida tol, ruberoid kabi rulonli materiallardan foydalanishga ruxsat etilmaydi.

13.5. Qadimiy g'ishtin binolarning zilzilabardoshligi

Asrlar osha bizning davrimizgacha yetib kelgan arxitektura yodgorliklari qadimgi binokor va me'morlarning yuksak aql-zakovati, bilimdonligidan dalolat beradi. Qadimda yashab ijod etgan binokor ustalar faqatgina boy tajribaga asoslanib qolmay, me'morchilikning o'sha davrlarda mavjud bo'lgan nazariy g'oyalari ham suyanib ish tutganlar. Qadimiy me'moriy obidalar bunyod etilishdan ilgari ularning loyihasi chizilgan va bu loyiha ko'zga ko'ringan usta va me'morlarning muhokamasidan o'tgan. Doim xavf solib kelgan zilzila dahshati O'rta Osiyo me'morlari diqqat-e'tiboridan chetda qolmagan, albatta. Shu kunlarga saqlanib qolgan tarixiy obidalar fikrimizning dalilidir.

Markaziy Osiyoda bunyod etilgan ko'pgina me'moriy yodgorliklarni tahlil qilish natijasi, qadimgi me'morlar zilzila kuchlarining inshootlarga ta'sir etish qonuniyatini yaxshi bilganlar, degan xulosaga olib keladi. O'sha davr binokor ustalari zich yoki bo'sh tuproqda tiklangan binoning zilzila jarayonidagi holatini to'la tasavvur eta olganlar. Bu esa me'morlarga turli-tuman binolar va inshootlarning seysmik mustahkamligini ta'minlovchi antiseysmik chora-tadbirlar ishlab chiqish imkonini bergan. Ya'ni bino qurishda qo'llanilgan g'ishtlarning o'lchamlari ham inshootdagi kuchlanishlarni kesim bo'yicha tekis tarqalishini ta'minlagan, chunki g'ishtlarning o'lchamlari kvadrat shaklda bo'lgan.

Bobokalon me'morlarimiz elastik qurilish materiallari va konstruksiyalari inshootlarning seysmik mustahkamligini ta'minlovchi eng yaxshi chora deb hisoblaganlar. Bu esa, o'z navbatida, qurilish qorishmasi sifatida ganch va loydan foydalanishga, poydevorlarning maxsus konstruksiyalarini ishlab chiqishga hamda devorlarning sokol qismida qamish tasmalar qo'llanishga olib kelgan.

Pishiq g'isht terishda soz tuproqdan tayyorlangan loy hamda ganch (mahalliy alebastr, gipsning bir turi) qorishmasi qo'llanilgan.

Ganch qorishmasi tez qotuvchan bo'lganligi sababli u qurilishning o'zida oz-ozdan (10—12 kg dan) tayyorlangan.

G'isht terish ishlarida ganch hech qachon sof holda ishlatilmagan; unga 1:1 yoki 1:3 nisbatda soz tuproq yoki qum qo'shib ishlatilgan.

Ustalar yirik ganchdan tayorlangan qorishmaning mustahkamligi mayda ganchga nisbatan yuqori bo'radi deb hisoblaganlar. Shuning uchun ham g'isht terishda yirik donali ganchdan foydalanishgan. Yirik donali ganch sekin qotadi. Qotish jarayonining sekin kechishi mustahkamlikning asta-sekin ortib borishini ta'minlaydi. Chunki qorishma tarkibidagi namlikni shimib olgan ganchning yirik donasi vaqt o'tishi bilan shu namlikning bir qismini ma'lum miqdorda chiqarib turadi, bu esa qotish jarayonining bir tekis o'tishini ta'minlaydi. Qadimiy ustalar ganch o'zining to'liq mustahkamligiga bir yil mobaynida erishishini oldindan bilganlar.

Ba'zan ganch qorishmasiga sog' tuproq va toza qumdan tashqari g'isht kukuni, kul va o'tin-ko'mir talqoni qo'shilgan.

Qadimgi me'morlar elastik va qayishqoq qorishmalar g'isht konstruksiyalarni zilzila ta'siridan asrovchi eng yaxshi chora deb bilib, devor choklarida uning qalinligini kattaroq (deyarli g'isht qalinligida) olishga harakat qilganlar. Odatda, binoning pastki qismida qorishma qalinroq (5 sm atrofida) olinib, devor ko'tarilgan sari, qorishma qalinligi ham sekin-asta yupqalashib borgan; ikkinchi qavat balandligida qorishma choklarining qalinligi 10—12 mm ni tashkil etgan.

Shuning uchun ham Markaziy Osiyoning monumental binolarida ganch qorishmasining hajmi devorlar hajmining deyarli 30 foizini tashkil etgan.

Toza sog' tuproqdan yaxshilab pishitib, yetiltirib tayyorlangan loyning o'ta plastik xossasi me'morlarning diqqat-e'tiboridan chetda qolmadi. X—XVII asrlarda bunyod etilgan monumental g'ishtin binolarning deyarli hammasida poydevor ostiga ma'lum qalinlikda sof loy qatlami — yostiqlik to'shalgan.

Qadimiy binolarda ikki xil poydevor qo'llanilgan: 1) eni sokol eniga teng va o'zgarmas bo'lgan poydevorlar, 2) eni pastga tomon kengayib boradigan poydevorlar. Poydevorlarning tubi yoysimon qabariq shaklda ishlangan. Qabariqlik poydevorning loydan tayorlangan yostiqlikka osonroq joylashuviga imkon berib, inshootning bir tekis cho'kishini ta'minlagan.

Poydevor bala ndligi yer sirtiga yetganda, poydevor bilan sokol orasiga kuchsiz loy qorishmasida yoki toza tuproqning o'zida binoning butun (ichki va tashqi devorlari) perimetri bo'ylab, bir qator g'isht terilgan. Bu ham qadimiy me'morlarning antiseysmik choralaridan biri hisoblangan.

Zilzila kuchining gorizontal tashkil etuvchilari, ya'ni gorizontal turtkilar poydevorni bino ostidan surib chiqarishga intiladi. Binoning pastki va ustki qismi bilan bog'lanmagan g'isht qatlami esa poydevorni sokol ostida qo'zg'alishiga imkon beradi. Natijada poydevorda vujudga kelgan

zo'riqishlar binoning yuqori qavatlariga uzatilmaydi. Bu esa, o'z navbatida, binolarni zilzila ta'siriga yaxshi bardosh berishiga olib keladi.

Markaziy Osiyoning ba'zi arxitektura yodgorliklarida qo'llanilgan qamish qatlamlarini yuqoridagi g'oyaning mantiqiy davomi deyish mumkin.

Qamish qatlami binolarning sokol qismiga yotqizilgan. Sokolning yer sirtiga chiqqan qatoriga avval tekis qilib qorishma yoyilgan. Qorishmaning ustiga 8—10 sm qalinlikda, devor sirtiga tik yo'nalishda qamish bostirilgan. Qamishning uzunligini devor eniga teng qilib, oldindan qirqib, tayorlab qo'yilgan. Qamish qatlami ustiga yana qorishma yoyib, uning ustiga g'isht terilgan.

G'ishtning navbatdagi qatorlari odatdagicha davom ettirilgan. Ba'zi binolarda qamish qatlami ikki qator qilib yotqizilgan, bunda ikkinchi qatlam sokolning yuqori qismiga joylangan.

Tekshirishlarning ko'rsatishicha, vaqt o'tishi bilan qatlam o'tirgan (cho'kkan), biroq qamish poyalari sinmagan va pachochlanmagan. Qamish yer sirtidan yuqorida joylashganligi tufayli, unga hamma vaqt havo tegib turgan va chirimagan. Ba'zi binolarda vaqt o'tishi bilan tuproq ostida qolgan qamishlar chirib, binoning mustahkamligiga putur yetgan. Buni nazarda tutgan qadimiy me'morlar qamishga doimiy ravishda shabada tegib turishini o'ylaganlar, hatto devor suvoqlari qamish qatlamiga yetganda uzib qo'yilgan, shu yo'l bilan qamish ham ichkari, ham tashqari tomondan havo olib turgan.

Ma'lumki, er qimirlaganda zilzila manbaidan har tarafga seysmik to'lqinlar tarqaladi. To'lqinlarning vertikal tashkil etuvchilari inshoot poydevoriga pastdan yuqoriga qarab zarb bilan uriladi. Seysmik to'lqinlarning gorizantal tashkil etuvchilari esa bino poydevoriga gorizantal yo'nalishda urilib, poydevorni bino ostidan surib chiqarishga intiladi.

Bir binoni ko'z oldimizga keltiraylik. Uning loy qorishmasida pishiq g'ishtdan terilgan poydevori elastik loy qatlamiga o'rnatilgan. Poydevor bilan sokolning tutashuv eriga qum bilan tuproq aralashmasidan yupqa qatlam (kuchsiz qorishma qatlami) berilgan. Undan yuqoriroqda qamish qatlami yotqizilgan. Binoning g'ishtin devori elastik ganch qorishmasida tiklangan deylik.

Seysmik to'lqinlarning vertikal tashkil etuvchilari dastavval poydevor ostidagi elastik loy qatlamiga duch keladi. Bu yerda biroz kamaygan to'lqin poydevorga uzatiladi, poydevorning plastik qorishmasida uning kuchi yana bir oz qirqiladi. Sokolda joylashgan qamish qatlami amortizator vazifasini o'taydi. Chunki qamish qatlami o'zining

elastikligi tufayli etib kelgan turtkini to'raligicha yuqoriga uzatish qobiliyatiga ega emas. (Agar qamishning o'rnida oddiy g'isht bo'lganida, u holda turtki kuchi to'raligicha yuqoriga uzatilgan bo'lar edi.) Kuchi ancha qirqilgan to'lqin g'ishtin devor bo'ylab yuqorilaydi; elastik ganch qorishmasidan o'tib borgan to'lqin kuchi ko'tarilgan sari so'nib boradi.

Seysmik to'lqinlar gorizontal tashkil etuvchilarining shiddatkor ta'siridan binolarni yana o'sha qamish qatlami hamda sokol va poydevor orasiga yotqizilgan qumoq tuproq yoki o'ta kuchsiz loy yotqizig'i asraydi. Tuproq yotqizig'i poydevorni binoning ostidan siljitishga yo'l qo'yadi. Bu siljish bino devorlariga zarar etkazmagan holda seysmik kuchlarning quvvatini qirqadi. Qamish qatlami ikkita bo'lsa, siljish va egilish kuchlanishlari yanada ko'proq so'nadi. Devor tarkibidagi ganch qorishmasi o'zining elastik xossasi tufayli qolgan kuchlanishlarning so'nishiga olib keladi.

Bino va inshootlarning zilzilabardoshligini oshirish maqsadida qadimiy me'morlar yuqorida ko'rib o'tilgan usullardan tashqari yana qator seysmomustahkam konstruksiyalarni qo'llaganlar. Ularning ichida eng diqqatga sazovorlaridan biri ravoqlar shaklini cho'qqisimon qilib olinishidir. Zilzila jarayonida cho'qqisimon ravoqlar yarim aylana shaklli ravoqlarga nisbatan yaxshi saqlanadi. Ravoqning ayrim yerlari yorilib, shikastlangan taqdirda ham ravoq sharnirli sistema sifatida ishlayveradi.

Samarqand shahri yaqinida 1502 yilda Zarafshon daryosi ustiga Shayboniyxon tomonidan qurdirilgan suv ayirgich-ko'priknig bitta ravog'i bizning davrimizgacha saqlanib qolgan. Dastlab ko'prikn 7 ravoqdan iborat bo'lgan. Davrlar o'tishi bilan suv ayirgich-ko'prikn buzila boshlagan. Inshootning buzilishiga asosan suvning agressiv ta'siri sabab bo'lgan deb taxmin qilish mumkin. Chunki ko'prikn qurishda, asosan, pishiq g'isht ishlatilgan. U davrlarda sement bo'lmagan. Me'morlar biriktiruvchi qorishma sifatida o'simlik kuli, ganch va ohak kabi materiallardan foydalanganlar. Ma'lumki, bu materiallar agressiv muhit ta'siriga yaxshi bardosh bera olmaydi. Suvga tegib turgan ravoqlar asta-sekin yemirilib, buzilib ketgan. Suvdan chetroqda — qirg'oqda joylashgan ravoqning shu kunlargaacha yaxshi saqlanib qolganligi, uning seysmomustahkam konstruksiya ekanligidan dalolat beradi.

Markaziy Osiyo qadimiy me'morlarining yaratgan seysmik ta'sirlarga qarshi choralari haqida gap borar ekan, ular bunyod etgan binolarda alohida turuvchi tosh ustunlarning qo'llanmaganligini ta'kidlab o'tish zarur. Tosh ustunning zilzila ta'siriga bardoshsiz ekanligini bilgan me'morlar bino qismlarida bu elementdan foydalanmaganlar.

Shunday qilib, qadimgi me'morlar plastik konstruksiyalardan foydalanish binolarni zilzila halokatidan asrab qoladigan yagona vosi-

ta deb hisoblaganlar. Bu dunyoqarash uzviy ravishda avloddan avlodga o'tib keldi. Asrlar osha bizning davrimizgacha etib kelgan arxitektura yodgorliklari bobokalon me'morlarimiz yaratgan uslublarning to'g'ri va yashovchan ekanligidan dalolat berib turibdi.

Sharq obidalaridagi me'moriy go'zallik

Markaziy Osiyoda qurilgan tarixiy obidalar bamisoli o'qilmagan kitob. Unda ishlatilgan g'ishtlarning shakli va qo'yilish tartibi, naqsh berish usullari, ishlatilgan bo'yoqlar, bezaklarni sirlash tartibi, binolarning o'lchamlarini aniqlash, bino devorlarini tiklash hamda ularning zilzilabardoshligini ta'minlash sirlari — bularning hammasi alohida yoki yaxlit holatda katta bir ilmdir.

Buyuk Rim me'mori Vitruviy binolar 3 ta qoidaga asosan triada - uchlik qoida asosida qurilishi lozimligini takidlagan edi.

Me'morchilikdagi bu qoidalar:

1. Bino va inshoot foydali bo'lishi kerak;
2. Mustahkam bo'lishi kerak;
3. Go'zal bo'lishi kerak.

Ma'lumki, IX-XII asrlarda Markaziy Osiyoda madaniyatning yuksalish davri bo'lgan. Manbalarda qayd etilinishicha, aynan shu davrda Samarqand, Xiva va Buxoroda qaddi baland saroylar, mehmonxonalar, madrasalar, dahmalar va honaqolar barpo etilgan.

Buxoroda 1127 yilda poydevori 10 qirrali g'ishtdan qurilgan dumaloq konussimon shakli pastdan ($D_1 = 9,71$ m) yuqoriga ($D_2 = 3,0$ m) qarab kichrayib boruvchi balandligi deyarli 50 metrlik inshoot to'rt burchak g'ishtlardan Minorai Kalon qurilgan (13.20-rasm). Bu bino o'z zamonasining ustasi va me'mori Usta Baqo tomonidan qurilgan.

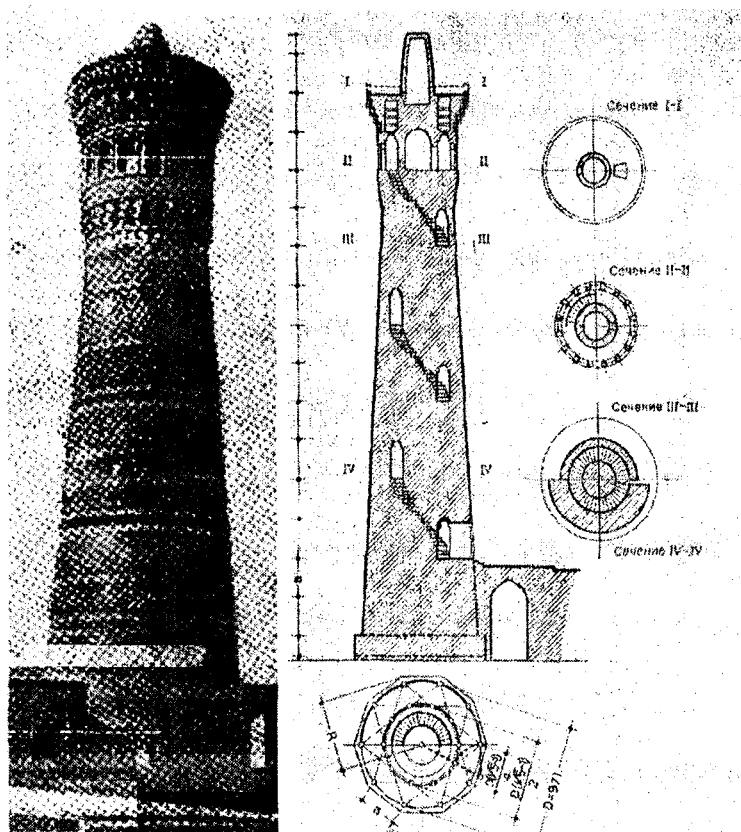
Loyihani sinchiklab ko'zdan kechirgan Buxoro xoni Arslon Bug'roxon yosh me'mordan: "Bu inshootni qurishdan maqsad nedur" - deb so'radi. Bunday ulkan binoni qurishdan maqsad minora keyingi davrda qurilajak boshqa buyuk binolar uchun rajja* - mezon vazifasini ado etishligini bildiradi. Shuning uchun Minorai Kalon maydoni Arki Oliy Siyovush darvozasigacha cho'zilgan Sharq bozoriga olib chiquvchi yo'lni ko'rsatib turadi.

Buxoroda Usta Baqoning har tomonlama ilm sohibi bo'lganligi, ya'ni me'mor, muhandis naqqosh, qo'yingchi, qurilishga oid ham

* Rajja — boshqa bino va inshootlar qurilishi uchun mezon (o'lchov) andoza vazifasini o'taydigan inshoot (N.SH.).

nazariy, ham amaliy va tajribalardan chuqur habardorligi Minora qurilishida o'z aksini topdi. Uning me'mor ustaligi Minora qurishda binoning o'lchamlarini tanlashda shunday yechim topdiki, bunda binoning kesim yuzasi bo'yicha kuchlanishning teng tarqalishiga erishdi.

Minorai Kalon binosining qurilishi Buxoroning ko'p sonli tor ko'chalarning rejali qovushtiruvchi, mo'min — musulmonlarni sajdaga



13.20-rasm. Minorai Kalon obidasining umumiy ko'rinishi va uni loyihalashga doir.

a — minoraning diametriga nisbatan qirrasining o'lchami-moduli,

$$a = \frac{D\sqrt{5}-1}{4}$$

da'vat qiluvchi, yo'ldagi karvonni Buxoroga boshlovchi, dushman hujumidan ogoh qiluvchi va boshqa vazifalarni bajaruvchi noyob me'moriy san'at asari hisoblangan.

Markaziy Osiyodagi mavjud tarixiy obidalarining tuzilishi va o'lchamlari tahlil qilinganda, ularning o'lchamlari asosan kvadrat yoki uchburchak, ko'pburchak hamda doira va yarim doira yoki shunga o'xshash shakllarga keltirilgani ayon bo'ldi. [7]

Amir Temur va temuriylar qurdirgan binolarning tahlil natijalari shuni ko'rsatadiki, ular noyoblighi jixatidan qadimgi Misr, Yunoniston va Rimda qurilgan me'morchilik madaniyatining durdonalari deb tan olingan Parfenon, Baalbek qasrlari, Misr ehromlaridan qolishmas ekan va hatto rang-barang bezaklari, naqshlarining mutanosib ravishda yaxlit, tugal majmuani tashkil etishi bilan ulardan ham ustun turar ekan.

Shahrisabzdagi "Oqsaroy" peshtoqida tosh-tarosh-hattotlar "Qudratimizni ko'rmoq istasang — binolarimizga boq!" degan yozuvni yozishgan. Bu yozuv, bir tomondan, binolar go'zalligi va ulug'vorligiga ishora bo'lsa, ikkinchi tomondan esa, Amir Temur davlatining siyosiy qudratini namoyish etgan.

"Oqsaroy" binosining peshtoqi 74 metr bo'lgan, bunda me'morlar ikki kasr (irratsional) " π " va " ϕ " sonlarini binolarning o'lchamlariga mohirona tatbiq etolganliklari kishini lol qoldiradi.

Ma'lum bo'lishicha, inson tasavvuri uchun aynan shu mutanosibliklar ko'zga nihoyatda yaxshi ko'rinadi. Ko'pgina me'moriy yodgorliklarda bo'yining eniga hamda enining balandligiga nisbati aynan 1,618 ni tashkil etadi.

IX-XII asrlarida me'mor-ustalarning xizmati shundan iborat bo'ldiki, ular O'rta Osiyo me'morlarining eng yaxshi milliy an'analari

* hattotlar chiroyli xusni xat egalari, o'sha davrda nihoyatda qadirlanib, ularning aksariyati qog'ozga, toshga, yog'ochga, temirga chiroyli yozuvchi hattotlar bo'lishgan.

** π -sonning qiymati doira uzunligi C ni diametri $d=2R$ ga nisbati.

$C=2\pi R$ bundan $\pi = \frac{C}{2R}$; $\pi = 3.14$ teng.

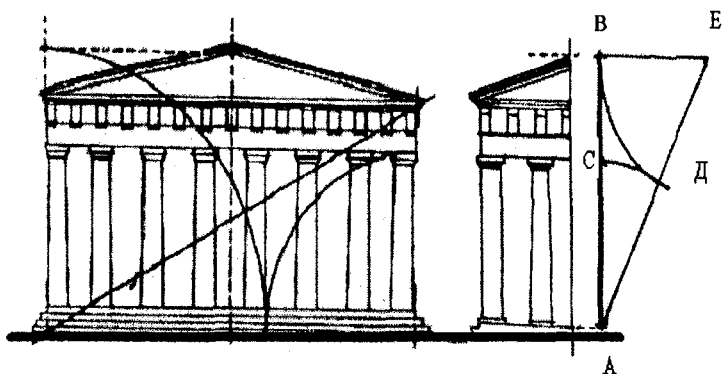
*** ϕ -fidiy sonining qiymati kvadrat tenglama $\phi^2 - \phi - 1 = 0$ bundan $\phi_1 = 1.618034$ va $\phi_2 = -0.618034$ ya'ni

$\phi_1 + \phi_2 = 1$, $\frac{1}{\phi_1} = \phi_2$ teng.

Bu erda, ϕ_1 -to'g'ri to'rt burchak katta tomonining kichiktomoniga nisbati va aksincha- ϕ_2 .

asosida zamon talablaridan kelib chiqqan holda yangi bino va inshootlar yaratdilar. Ular o'zining me'moriy go'zalligi, mustahkamligi, shaklining soddaligi va zilzilabardoshligi, shu bilan birga buyukligi va betakrorligi bilan ajralib turadi.

Tarixiy bino qismlarining bir-biriga nisbatan karrali (modul) o'lchamli bo'lishi, inshoot uchun asosiy o'lchov birligi hisoblanadi. Binoning umumiy o'lchamlari peshtoq, ravoq, gumbaz modul sistemasi asosida amalga oshirilgan. O'ar bir bino o'lchamlari sonli qiymatga ega bo'lgan moduliga asoslangan. Modul sifatida inshootning diametri yoki eni qabul qilingan.



13.21-rasm. Binoning oltin qismini aniqlashga doir

Markaziy Osiyoda qurilgan tarixiy obidalar tahlil qilinganda, qurilishda qatnashgan me'mor ustalar falakiyot, geometriya va matematika asoslarining bilimdoni, qurilish va arxitektura ishlarida chuqur ma'lumotga ega bo'lishgan, shu bilan birga me'mor-ustalar kasbini ham mukammal egallagan kishilar bo'lgan.

Samarqanddagi Amir Temur maqbarasi, Bibixonim masjidi, Buxorodagi Ismoil Somoniy maqbaralari o'lchamlarida qo'llanilgan "oltin kesim" va " π " sonlari aniqlandi. Amir Temur maqbarasida " ϕ " va " π " sonlarining 20 dan ortiq ekanligi, Bibixonim masjidi qoldiqlari o'lchamlarida 8 tasi, Ismoil Somoniy maqbarasi o'lchamlarida esa 12 tasi aniqlandi.

Matematika va geometriya har bir kishiga geometrik figuralar chiziqlari gruppasining tashqi go'zalligidan zavq olishgagina emas, balki go'zallik asosidagi mutanosiblik va simmetriyaning matematik asosini tushunishga ham imkon beradi.

Matematika hayotiy extiyojlardan kelib chiqqanligi sababli hammaga ma'lum va u tabiatdagi aniq miqdoriy munosobatlarni o'zida aks ettiradi.

Matematikaning asosiy tushunchalaridan biri sonlar tushunchasidir. Bu son va raqamlar nafaqat go'zal binolar yaratishda, balki bu go'zallikni o'zida aks etgan mutanosiblikning matematik asosini yaratib beradi.

Buyuk alloma Platon "ikki narsa uyg'un bo'la olmaydi. Agar uchinchi narsa bo'lmasa, ularni birlashtirib turish uchun orasida bog'liqlik mavjud bo'lishi kerak. Bu esa mutanosiblik" deb tushuntiradi.

Matematikada agar o'rtacha qiymat kichik qiymatga va eng katta qiymat o'rtacha qiymati nisbati ohirgi va birinchi o'rtacha qiymat, o'z navbatida o'rtacha qiymat esa birinchi va ohirgi qiymatga aylanadi*.

Bino o'lchamlarining mutanosibligini, uchburchak tomonlari "a" va "x" teng bo'lgan to'g'ri to'rtburchakni qadimiy me'moriy bino va inshootlarning oltin kesimni aniqlashda asosiy vositalardan biri sifatida qo'llanilgan.

Bino va inshootning oltin kesimini aniqlashda ularning matematik hisobi, geometrik to'g'ri to'rt burchak yoki ko'pburchak, doira yoki uchburchak yoki shunga o'xshash shakllarga shartli ravishda keltirib olish orqali aniqlangan.

Buyuk mutafakkir Leonardo da Vinchi: «Matematik dalillarga asoslanmagan biron-bir insoniy bilimni fan deb hisoblab bo'lmaydi», deb uqtiradi. U 1480 yilda antropometriya, ya'ni odam tanasini izchil ravishda o'lchash bilan shug'ullandi.

Antropometriya masalasiga oid risolalar me'mor va muhandis Vitruviy asarlarining mag'zini tashkil etadi. U o'zining me'morchilikka oid risolasini mukammal qomatga ega inson ideal geometrik shakllar - aylana va kvadrat ichiga moslanishi kerak deb yozgan. Bunday mukammal odam "homo ad circulum" "homo ad quadratum" deyilgan.

Inson tanasidagi mutanosibliklar bilan binolar me'morchiligi orasida qanday bog'lanishlar bo'lishi mumkin?

* Binoning oltin kesimini geometrik usulda aniqlashdauning balandligi AB $AB:AC = AC:BC$ teng (13.21-rasm).

Agar $BE \perp AB$ bo'lsa, u holda $BE = \frac{1}{2} AB$, $ED = EB$ va $AC = AD$ bo'ladi. U

holda $AB = a$; $AC = x$ deb belgilasak, $a:x = x:(a-x)$ bundan $x = \frac{\sqrt{5}-1}{2} \cdot a$, $x = 0,62 a$ teng.

Tabiat ustunligi, inson tanasi uyg'unligi va inshootlar go'zalligini taqqoslashimiz uchun bu yerda biror bir mantiqiy fikr bormikin?

Abu Nasr Farobiy o'zining «Fozil odamlar shahrida yashovchi kishilarning qarashlari xaqida risola» degan asarida yozishicha «shaharni ham, uyni ham inson tanasiga o'xshatish mumkin». Farobiy nuqtai nazari bo'yicha fozil shahar arxitekturası mukammal bo'lishi uchun binolar go'zal, tartibli, mustahkam, foydali va bir-biri bilan uyg'un bo'lishi lozim. Bundan ko'rinib turibdiki, o'sha davrda Farobiy shaharsozlik va u qanday tartibda qurilishi kerak degan masala haqida fikr yuritgan.

Leonardo da Vinchining aniq antropometrik tadqiqotlariga asoslangan odam tanasining mutanosibliklari unga nafaqat qator mukammal badiiy asarlar yaratish imkonini berdi, shu bilan birga, u hozirda ham me'morchilik va haykaltaroshlikda andaza sifatida xizmat qilib qilmogda.

Oltin mutanosiblik irratsional kattalik bo'lib, u tabiat mutanosibligidagi irratsionallikni ifodalaydi.

O'rta Osiyo mutafakkirlaridan Abu Nasr al-Farobiy «Fanlarning guruhlanishi» («Klassifikatsia nauk») asarida me'moriy inshootlarda geometriya fanining ahamiyatini chuqur ekanligini keng yoritib berdi. Farobiyning fikricha, arifmetika va geometriya fani san'atda ham, boshqa fanlarga ham «kirib boradi», aniqrog'i tatbiq etiladi: arxitektura shakllarida geometriyaning qo'llanilgani — geometrik uyg'unlik kabi sohani vujudga keltirdi. Farobiy fikricha, baxtning asosini, ya'ni poydevorini son va kattaliklarni o'rganish tashkil etadi. Aynan raqam, son kattaliklari orqali inson tartiblilik, uyg'unlik va mukammallikni o'rganadi va yaratadi. Bu esa arxitektura amaliyotini tashkil etadi.

Markaziy Osiyo mutafakkirlarining boshqa olimlardan farqi shundaki, ular tabiatda bo'ladigan miqdoriy mutanosibliklarni o'rganib, ularni me'morchilikda qo'llaydilar. Masalan, al-Xorazmiyning «Al-jabr va-l-muqobala hisobidan qisqacha kitob» asarida, Jamshid G'iyosiddin ibn Ma'sud Al Koshiy «Miftax al-hisab» («Arifmetika kaliti» (1427 yil) asarining to'rtinchi kitobida, «O'lchashlar («Me'morchilik va bunga aloqador geometrik ma'lumot»)), Yoqub ibn Ishoq al-Qindiyning (801-866 yil) «Uyg'unlik haqida katta kitob» asarlarida «miqdor» to'liq o'rganilgan.

Davrlar o'tishi bilan matematika va geometriya faniga bo'lgan qiziqishning rivojlanishi, qurilayotgan bino va inshootlarning soni va salmog'ining ortishi «Qurilish mexanikasi» va «Qurilish konstruksiyalari» fanlarini vujudga keltirdi.

Bu esa bino va inshootlar uchun ishlatiladigan materialning xossalari, ishlash sharoitini va konstruksiyada tashqi kuchlar ta'sirida hosil bo'ladigan ishchi kuchlanishlarning holatini aniqlashga va ularning qiymatini hisoblashga imkoniyat yaratdi.

Fanning rivojlanishi endi binolarni hamda uning konstruksiyalarining real sharoitda qanday ishlashini, kuchlarning muvozanatini va kuchlanish — deformatsiyalanish hamda elastik va plastik holatlarini aniq ko'rsatib beradigan yangi qonuniyat yaratildi.

Bu esa hozirgi kunda konstruksiyalarni hisoblashda "oltin kesim"i yadro kesimini aniqlashda, yuk ko'tarish qobiliyatini va uning xizmat muddatini belgilashda hamda tashqi omillarga bo'lgan ta'sirini aniq hisobga olishda asosiy omil bo'lib xizmat qilib kelmoqda.

G'ishtdan qurilgan bino konstruksiyalari cho'zilishga yomon ishlagani sababli, ularni iloji boricha siqilishga ishlatishga harakat qilish kerak. Buning uchun kuchlarning teng ta'sir etuvchisini kesim yuzasining ogirlik markazidan o'tkazishga erishmoq lozim. Bunda kesim yuzasining og'irlik markazi atrofida ma'lum yuza (yadro) hosil qilish kerak. Agar shu yuza ichida kuch joylashgan bo'lsa, konstruksiyadagi kuchlanish ishorasi har hil bo'lmaydi, natijada, yoriq hosil bo'lmasligiga erishamiz. Bu "yadro kesimi" bo'ladi.

Shu bilan birga, konstruksiyaning ishlash jarayonida shunday yechimini topish talab etiladiki, bunda element ham yuqoridagi talablarga javob bersin, ham tejamli bo'lsin. Bu esa masalani optimal loyihalash muammosini hal qilishga olib keladi va iqtisodiy samaradorlikka erishishga imkoniyat yaratdi.

Shuni alohida ta'kidlash joizki, yuqorida keltirilgan ma'lumotlar bu buyuk bunyodkorlarning bir necha asrlardan beri qurgan muhtasham binolarining qanday loyihalanganligi va ularning umrboqiylik sirining sabablarini aniqlashga harakat qilindi. Hozirgi kunda "Materiallar qarshiligi" va "Qurilish mexanikasi" fanlari kuchlar muvozanatining formulalariga asoslangan binolarning konstruksiyalarini loyihalashda o'xshashliklar va ular orasida qanday umumiylik borligi haqida ayrim ma'lumotlar keltirildi. Kuzatishlar natijasi shuni ko'rsatdiki, sharq obidalaridagi me'moriy go'zallik sirlarini yaratishda qadimgi me'mor ustalar bino va inshootlarning o'lchamlarini geometrik shakllarga keltirib, o'lcham qiymatlarini matematik usuldan foydalanib aniqlaganlar. O'ziri kundagi muhandis me'morlar esa mexanika qonunlari asosida konstruksiyaga ta'sir qilayotgan tashqi kuchlarni ichki kuchlar bilan taqqoslab muvozanat tenglamasini tuzish orqali aniqlamoqdalar.

Binolarni bunday ikki xil usulda loyihalashda o'ziga xos umumiylik va o'xshashlik mavjuddir. Bu o'xshashlik quriladigan binoning foydali, mustahkam va go'zal bo'lishida namoyon bo'ladi.

Obidalaridagi me'moriy go'zallik qonuniyatlari-me'yorini aniqlashda prog.X.Y. Salomovaning fikricha, tabiatda borliqning "oltin qoidasi" me'yor mavjud. Me'yorsiz narsaning o'zi tabiatda yo'q. Inson — tabiat mahsuli va tabiat bo'lagi ekan tabiat va uning har bir zarrasi o'zining miqdor va sifat ko'rsatkichlariga ega va inson tanasidagi uyg'un mutanosiblik arxitektura binolari o'lchamlarining asosini tashkil etishi lozim, bu uyg'un mutanosiblikda oltin kesishuvini tashkil etsa, yaratilajak binolari go'zal, mustahkam va foydali bo'ladi.

Hozirgi kunda bino va inshootlarning soni va salmog'ining ortib borishi va ularga qo'yilgan talabning kuchayishi na faqat oltin qoida asosida loyihalashda, balki konstruksiyalarning real ishlash sharoitida material xossalarini, yuk ko'tarish qobiliyatini hamda iqtisodiy samaradorligini e'tiborga olgan holda aniq formula yordamida hisobga olish imkoniyatini yaratdi.

Qadimgi tarixiy obidalarni yaratgan ustalar konstruksiyalarni hisoblashda hozirgi kunda qo'llaniladigan mexanikaga doir kuchlar muvozanati formulalarini bilmasalar ham, ko'p yillik tajribalariga asoslangan holda bino va inshootlarning o'lchamlarini va ular orasidagi mavjud bo'lgan mutanosiblikni — "oltin kesim" — me'yorni yaxshi bilganlar.

Qadimgi me'moriy ustalar bilan hozirgi kundagi muhandis quruvchilar o'rtasida bino inshootlarni hisoblashda qanday umumiylik va o'xshashlik mavjudligi haqida

O'tmish avlodlarning sharq me'morchilik san'atining bebaho xazinasini yaratishdagi aqlu zakovati, yuksak didi va betakror mahorati va mahobati bilan bunyod etilgan tarixiy obidalar asrlar davomida hammani hayratga solib kelmoqda. Qadimiy obidalarning ming yillab turib davrimizgacha etib kelish sirini bilish va uning bunyod etilish tavsiloti g'oyat boy ma'daniy tariximizning tubiga borib taqaladi.

Markaziy Osiyoda bir necha asrlardan beri turgan tarixiy obidalarning buyukligi, betakrorligi va go'zalligi nimada namoyon bo'ladi? Bu muhtasham binolar qanday loyihalangan va ularning umrboqiylik sabablari nimada?

Qadimiy me'moriy ustalar bilan hozirgi kundagi loyihachilar o'rtasida shunday binolarni hisoblashda va loyihalashda qanday umumiylik va o'xshashlik, shu bilan birga qanday tafovutlar mavjud? Bu umumiylik o'xshashlik va tafovut nimalarda namoyon bo'ladi? Qadimgi tarixiy obidalarni yaratgan me'mor ustalar g'isht konstruktsiyani hisoblashda bino o'lchamlari va ular orasidagi mutanosiblik hamda kuchlarning kesim yuzasi bo'yicha tarqalishini qanday aniqlaganlar? Shu va shunga o'xshash savollarga javob topish maqsadida hisoblash va loyihalash sohasida qilingan ishlar, qurilish sohasida erishilgan yutuqlar hamda bu soha bo'yicha bino inshootlarni yig'ilgan ko'p yillik tarixiy manba materiallariga asoslanib quyidagi ma'lumotlarni keltirishni lozim topdik:

– Asrlar qa'ridan zamonamizgacha yetib kelgan noyob yodgorliklarning ulug'ligi uning oddiyligidadir. Bundan ming yildan ziyod to'la shakllangan me'morchilik maktabining butun san'atini o'zida mujassamlashtirgan obidani qurishda qadimgi me'moriy ustalar konstruktsiyalarni hisoblashda mexanikaning muvozanat tenglamalarini tuzishni bilmagan bo'lishlari mumkin, lekin ular konstruktsiyalarning og'irlik markazidagi "oltin kesimini" aniqlashni juda yaxshi bilganlar;

– Ular bino inshootlarning o'lchamlarini va hajmini ma'lum bir geometrik shaklga keltirib, tabiiy garmoniya qonunlariga rioya qilgan holda matematik usuldan foydalanib hisoblashgan. O'ziri kundagi me'moriy muhandislar esa bino va inshootlar konstruktsiyalarining hisobiy sxemasini tuzib, shu asosida statik va dinamik kuchlar ta'siriga qanday hisoblashni bilishadi;

– Ular triadadagi asosiy ko'rsatkichlardan biri bo'lmish bino va inshootning mustahkamligini "oltin kesim" orqali aniqlaganlar, hozirgi kundangi me'mor muxandislar esa kuchlarning teng ta'sir etuvchisini "yadro kesim"dan o'tqazish orqali shu bilan birga elementning bikirlik markazidan o'tadigan o'qni geometrik o'q bilan ustma-ust tushish usullaridan foydalanib aniqlaydilar;

– Qadimgi me'moriy ustalar bino konstruktsiyalarini faqat siqilishga ishlagan (kuchlanish ishorasi bir xil bo'lgan holda) hamda kuchlarni yuza bo'yicha iloji boricha teng taqsimlashiga qaratilgan bo'lsalar, hozirgi muxandislar konstruktsiyalarni siqilishga, cho'zilishga, buralishga va egilishga bo'lgan holatlarda hisoblashlari mumkin;

– Qadimgi me'moriy ustalar tarixiy obidalarni qurishda faqat g'ishtdan va shu asosda g'isht konstruktsiyalardan foydalangan bo'lsalar, hozirgi kunga kelib bino va inshootlarni na faqat g'ishtdan, balki

betondan, temirbetondan va metall konstruksiyalaridan foydalanib qurilmoqda. Shuning uchun konstruksiya turlari takomillashtirilmoqda va ularning ishonchlilik darajasi oshirilmoqda;

– Ular bino va inshootlarning ishlash jarayonida elastik (kuchlanish to‘g‘ri chiziqli) holatda ishlatgan bo‘lsalar, hozirgi muxandislar esa elastik-plastik (kuchlanish to‘g‘ri chiziqsiz bo‘lgan) holatda ham ishlatishga erishdilar. Konstruksiyani plastik zonada ishlatish bu elementning kesim yuzasini kichraytirishiga hamda materialni iqtisod qilishiga olib keladi. Qurilish konstruksiyalariga qo‘yiladigan shu kunning asosiy talablaridan biri uni mustahkam, ko‘pga chidamni hamda texnik-iqtisodiy ko‘rsatkichlarning yaxshilash va ularning tannarxining arzonlashishiga erishishini ta‘minlashdan iborat;

– Qurilgan tarixiy binolar buyukligi va betakrorligi bilan ajralib turadi. Shuning uchun ham ularning soni va turi ko‘p bo‘lgan emas va ular bir necha yillar davomida qurilgan. Bu qurilish uchun juda ko‘p miqdorda mablag‘ sarflangan.

Davrlar o‘tishi bilan bino inshootlarning soni va salmog‘ining ortishi va ularga qo‘yilgan talablarning kuchayishi nafaqat “oltin qoida” asosida loyihalashga, balki konstruksiyalarning real ishlash sharoitidan kelib chiqqan holda material xossalarini, konstruksiyaning yuk ko‘tarish qobiliyatini hamda mavjud iqtisodiy samaradorligini e‘tiborga olgan holda hozirgi kunda mexanikaning aniq formulalari yordamida hisoblashning imkoniyatlari yaratilgan;

– Ular binolarni qurishda konstruksiyalarning ishlash jarayonida vujudga kelishi mumkin bo‘lgan murakkab kuchlanish-deformatsiyalanish holatlarini elementlarning konstruktiv yechish orqali erishgan bo‘lsalar, hozirgi kundagi muxandislar esa loyihalash va qurish jarayonida mavjud me‘yoriy hujjatlar “Qurilish me‘yorlari va qoidalari” (QMQ) talablari asosida konstruksiya holatini aniqlash formulalariga kerakli koeffitsientlar kiritish orqali ularning ishonchlilik darajasi oshirmoqda;

– G‘ishtdan qurilgan tarixiy obidalarining balandligi 50 ... 80 m bo‘lgan, shuning uchun bunday binoning zilzila kuchiga ta‘sirini kamaytirish maqsadida binoning plandagi o‘lchamlari simmetrik bo‘lishga, massasi va bikirligi balandlik bo‘yicha bir tekisda taqsimlangan o‘q bo‘yicha simmetrik joylashishi, ya‘ni konstruktiv echimini topishga muvofiq bo‘ldilar; bu esa baland binolar uchun burama tebranishning oldini olish imkonini beradi;

– Qadimiy me‘moriy ustalar binoning go‘zal bo‘lishi (triadaning asosiy ko‘rsatkichlardan biri), uning o‘lchamlari orasida mutanosibligini

binoning eni yoki diametriga nisbatan modul orqali aniqlaganlar; hozirgi loyihachilar esa buni mavjud me'yoriy hujjatlar belgilab qo'yilgan tartibdagi qonun va qoidalar asosida amalga oshiradilar;

– Ular bino qurilishi texnologiyasi jarayonida binoning seysmohimoyasini o'ylab, g'isht terimda qorishma qalinligini pastdan yuqoriga 4...6 sm va eng yuqori qismda esa qorishma qalinligi 0,8 ... 1,2 sm qilib olganlar. Shu bilan birga ular g'isht terimida nafaqat gorizontal choklarga, balki vertikal choklarga ham alohida e'tibor qaratganlar, shu kundagi mavjud me'yoriy hujjatlarda esa bu masalalar e'tibordan chetda qolgan;

– Qadimiy me'moriy ustalar g'isht terimida ganchdan tayyorlangan qorishmaning qalinligini o'zgartirib borishi (pastdan yuqoriga qarab kamayishi hisobiga) tufayli seysmik to'lqinning gorizontal tashkil etuvchisining binoga ta'sirini kamaytirishga (qorishmaning elastiklik moduli g'ishtning elastiklik modulidan kichik bo'lganligi sababli) erishganlar. Bunda qorishma seysmik kuchni so'ndiruvchi-denfer vazifasini bajargan. Bu bilan ular bino konstruksiyalarini plastik konstruksiya holatida ishlatishga sazovor bo'lishgan;

– Bino inshootlarning asosiy yuk ko'taruvchi elementlaridan biri bu poydevordir. Ularning poydevorni qurish va ishlatish printsipli hozirgi zamonaviy poydevorlarni qurishdan tubdan farq qiladi. Ular poydevorning yuk ko'tarish qobiliyatini aniqlashni element konstruksiyasining konstruktiv echimi orqali amalga oshirishga erishgan bo'lsalar, hozirgi kundagi poydevorning o'lchamini aniqlashdagi hisob ishlari mavjud gruntning yuk ko'tarish holatiga qarab aniqlanadi;

Tarixiy binolarning poydevorlari tahlil qilinganda, shu narsa ayon bo'ldiki, poydevor qurilish davrga nisbatan o'zgarib borgan, ya'ni, Amir Temur davrida qurilgan binolarning poydevori temuriylar davrida qurilgan poydevorlardan farq qiladi.

Amir Temur davrida qurilgan binolarning poydevori "ot tuyog'iga" o'xshash shaklda poydevorning burchak qismlariga kontrofors qilingan, shu yo'l bilan binoning zilzilabardoshligi oshirilgan. Bu kontrofors binoning tag qismidan boshlab, to yer usti qismigacha (yer ustidan ko'rinmaydigan qilib) qurib borilgan. Bu bino poydevorining tashqi konturi bo'ylab bikirligini, ayniqsa burchak qismida oshishini ta'minlaydi. Shuni alohida ta'kidlash joizki, zilzilaviy hududlarda quriladigan binolarda devorlarning birlashgan qismi-burgachi eng nozik joy hisoblanadi;

– Qadimgi bino poydevorni qorishma bilan terilgan xarsang toshlar oddiy tosh terish usulida emas, balki har bir xarsang tosh ikkinchisi bilan ma'lum bir qismi uch burchak shaklida qirqib, bir-biriga «qulf» kabi kiyitilgan. Bu bilan seysmik kuch ta'sir etganda poydevordagi toshlari siljishining oldi olingan;

– Bino qurishdan oldin quriladigan joyning poydevor tagidagi grundi suv bilan obdon to'yintirilgan, so'ngra shibbalangan hamda maxsus loy qorishmasi bilan tag qismidagi sathi tekislangan — yostiq to'shalgan. Bu to'shama binoning bir tekis cho'kishini ta'minlagan.

Bino poydevori bitgandan so'ng ma'lum vaqt (aksariyat hollarda 4 faslni ko'rguncha) grunt cho'kishi kuzatilgan. Cho'kish deformatsiyasi tinchlangandan so'ng binoning devor qismi g'ishtini terish boshlangan. Masalan, Buxorodagi Minorai Kalon poydevori qurilgandan so'ng 9 oy poydevor xandagi qor-yomg'ir ostida ushlab turilgan;

– Bino uchun joy tanlashda yer yuzining relefiga katta e'tibor berilgan, quriladigan tarixiy obidalar asosan balandlikka qurilgan. Sababi, bunday erlarda sizot suvlarining sathi pastligi hamda atmosfera ta'siridagi namliklarning poydevorga ta'siri kam bo'lishidir. Masalan, Samarqandagi Registon maydonida qurilgan binolar (“Registon”-forscha qumloq, balandlik degan ma'noni bildiradi);

– Hayot va qurilish tajribasi shuning ko'rsatadiki, qadimiy me'mor ustalar bino oldiga hovuz qurganlar. Bu hovuz bino go'zal bo'lishiga hamoxang bo'lishi bilan birga, asosan yog'ochdan qurilgan ayvon ustuni, sarrovi va to'sinida ma'lum miqdorda namlikni bir xil ushlab turishga xizmat qilgan. Ma'lumki, Markaziy Osiyo iqlim sharoitida havoning harorati yuqori, namligi esa past bo'lishi yog'och konstruksiyalardagi namlikning kamayishiga olib keladi.

Agar yog'ochdagi namlik miqdori 20 foizdan kam bo'lsa, (QMQ 2.03.08-98 2.2 bandi) yog'och qurib, natijada konstruksiya buralishi va yorilishi mumkin. Buning oldini olish maqsadida me'morustalar oldindan shunday konstruktiv chora-tadbirlar ko'rib qo'rganlar. Masalan, Buxorodagi Bolohovuz machiti, Sitorai Mohi Hosa va boshqalar;

– Bizning davrimizgacha yetib kelgan tarixiy yodgorliklar me'mor ustalar yaratgan uslubning to'g'ri ekanligidan dalolat beradi. Lekin “oltin kesim” haqidagi ta'limotga hozirgi kunda me'moriy obidalarni hisoblash va loyihalashda maqsad sifatida emas, balki bir vosita sifatida, ammo me'moriy kompozitsiya masalalarini hal qilishda

esa mezon sifatida qarash mumkin. Shu bilan birga, agar obidalarining buzilgan qismlarini qayta tiklash lozim bo'lsa, u holda bu usuldan foydalanib qayta qursa bo'ladi.

Shunday qilib, bu tarixiy noyob yodgorliklarni bunyod etilishda avlod-ajdodlarimizning me'morchilik san'ati sohasidagi betakror va mangu boqiyligidan dalolat beruvchi hamda badiiy did bilan sayqal berilgan zeb-ziynati gumbaz ostidagi peshtoq, ravoq bezaklarining o'z jozibasini hamon yo'qotmagani kishini lol qoldiradi va uning shuhratini yetti iqlimga tarqatadi.

Nazorat savollari

1. Zilzilabardosh binolarni loyihalashda qo'yiladigan asosiy talablar qanday?
2. Binolarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblashning asosiy qoidalari nimalardan iborat?
3. Binolarni seysmik kuchlar ta'siriga qanday hisoblanadi?
4. Konstruktsiyalarni dinamik yuklar ta'siriga hisoblash statik yuklar ta'siriga hisoblashdan asosan nimasi bilan farqlanadi?
5. Konstruktsiyani dinamik yuklar ta'siriga hisoblaganda nimalarga e'tiborni qaratish kerak?
6. Bino va inshootlarni dinamik yuklar ta'siriga chegaraviy holat bo'yicha qanday hisoblanadi?
7. Binolarning seysmik mustahkamligini oshirishning konstruktiv yo'llarini tushuntiring.
8. o'ishtin binolarning zilzilabardoshligi qanday ta'minlanadi?
9. Markaziy Osiyo hududida qurilgan qadimiy me'morchilik obidalarida binolarning zilzilabardoshligi qanday ta'minlangan?
10. Tarixiy obidalarining umrboqiylik siri nimada?

14 - bob

TEMIRBETON KONSTRUKSIYALARNI MARKAZIY OSIYONING ISSIQ IQLIM SHAROITIGA MOSLAB HISOBLASH

Hozirgi davrda quruq issiq iqlim sharoitida bino va inshootlar qurishda yig'ma va monolit temirbeton konstruksiyalaridan keng foydalanilmoqda.

Loyihalash va qurilish ishlari me'yorida olib borilishi uchun konstruksiya elementlariga salbiy ta'sir etadigan issiq harorat, quruq havo hamda kuchli quyosh radiyasiyasi ta'sirini e'tiborga olish lozim. Loyihalash va qurilish ishlarining sifati ko'p jihatdan ushbu muammoning qay darajada hal etilishiga bog'liq. Temirbeton konstruksiyalarining ishiga quruq issiq iqlim sharoitining ta'sirini hisobga olish masalasi maxsus tadbirlarni amalga oshirish bilan bog'liq bo'lib, qo'shimcha sarf xarajatlarni talab etadi.

Temirbeton konstruksiyalarining bexavotir va uzoq muddat xizmat qilishi loyiha jarayonidagi hisoblarning to'g'ri bajarilishiga bog'liqdir.

14.1. Quruq issiq iqlim sharoitining o'ziga xos xususiyatlari

Qurilish me'yorlarini QMQ 2.01.01- 94 [9] da MDH hududining iqlim bo'yicha hududlarga (rayonlarga) ajratilgan xarita berilgan. O'sha xaritada quruq issiq iqlim sharoitiga ega bo'lgan manzillar III va IV iqlimiy tumanlarga kiritilgan. Bundan tashqari havoning kunlik, haftalik, oylik va yillik haroratiga doir raqamlar berilgan. Jazirama issiq oyining o'rtacha maksimal harorati, kundalik haroratning o'rtacha davomiyligi, quyosh radiyasiyasi, shuningdek havoning o'rtacha oylik namligi ham mazkur me'yorda o'z askini topgan.

Quruq issiq iqlim sharoitidagi hududlar er kurrasining beshdan bir qismini tashkil etadi. Quruqlikning taxminan uchdan bir qismi aynan shu iqlimga to'g'ri keladi. (14.1-rasm). Dunyo miqyosida issiq iqlimli hududlar to'rt mintaqaga bo'linadi: ekvatorial, subekvatorial, tropik va subtropik. MDHning issiq iqlimli hududlari subtropik va qisman mo'tadil

iqlimli mintaqalarda joylashgan (14.2-rasm). Markaziy Osiyoning iqlim sharoiti kun, oy va yil fasllari mobaynida havo harorati va nisbiy namligining keskin o'zgarib turishi bilan Yevropa sharoitidan farq qiladi.

Markaziy Osiyo quruq issiq iqlimining o'ziga xos xususiyati shundan iboratki, bu yerda havo harorati va namligining kundalik, oylik va yillik o'zgarishi juda katta bo'ladi. Bu hududlarda yozda — iyun, iyul, avgust oylarida temirbeton konstruksiyalarning kungay sirtlari kunduzi 70°C ga qadar qiziydi, tunda 20°C qadar pasayadi. Havoning nisbiy namligi yoz oylarida o'rtacha 20—40 foiz oralig'ida, kunduzi 10 foiz ga qadar pasayishi mumkin. Markaziy Osiyo sharoitida yil davomida yog'ingarchilik ham bir maromda bo'lmaydi. Yog'ingarchilik miqdori bir yilda 250—300 mm ni tashkil etadi, ba'zi yillari 450—480 mm gacha etadi. Yog'ingarchilikning asosiy qismi qish va bahor fasliga to'g'ri keladi, yozda esa juda kam bo'ladi. Ba'zan yozda umuman yomg'ir yog'maydi. Bu havodagi namlikning yanada kamayishiga olib keladi. Havo haroratining yuqoriligi va atrof muhit nisbiy namligining kamligi temirbeton elementlarda sezilarli darajada harorat, kirishish, ichki kuchlanish va deformasiyalarni vujudga keltiradi.

Quyosh radiyasiyasidan muhofaza etilmagan temirbeton konstruksiyalarini hisoblashda qurilish me'yorlari QMQ 2.01.07-96 [10] tashqaridagi havo haroratining me'yoriy qiymatlarini yozda (t_H^T) va qishda (t_H^x) quyidagi formulalar orqali aniqlashni tavsiya etadi:

$$t_H^T = t_{VII} + \Delta_{VII}, \quad (14.1)$$

$$t_H^x = t_I - \Delta_I. \quad (14.2)$$

Tashqaridagi havo haroratining hisobiy qiymatini aniqlash uchun quyidagi formula tavsiya etiladi:

$$t^T = t_H^T + 3^{\circ}\text{C}, \quad (14.3)$$

$$t^x = t_H^x - 6^{\circ}\text{C}. \quad (14.4)$$

Agar (14.1) va (14.2) ni (14.3) va (14.4) ga qo'ysak,

$$t^T = t_{VII} + \Delta_{VII} + 3^{\circ}\text{C}; \quad (14.5)$$

$$t^x = t_I - \Delta_I - 6^{\circ}\text{C} \quad (14.6)$$

kelib chiqadi. Bu yerda t_{VII} va t_I — iyul va yanvar oylaridagi havoning ko'p yillik o'rtacha oylik harorati bo'lib, me'yorlardan [10] olinadi. Δ_{VII} va Δ_I — iyul va yanvar oylari uchun belgilangan o'rtacha

haroratdan og'ishi. Markaziy Osiyo iqlimi uchun $\Delta_{vii}=+6^{\circ}\text{C}$, $\Delta_i=-15^{\circ}\text{C}$ ni tashkil etadi.

14.2 Iqlim o'zgarishi sharoitida temirbeton konstruksiylarini hisoblash

Markaziy Osiyo iqlim sharoitida temirbeton konstruksiylari davriy o'zgaruvchan harorat va namlik ta'sirida bo'ladi. Sutka davomida kunduzi haroratning ko'tarilishi, namlikning kamayishi, kechasi esa aksincha, haroratning pasayishi va namlikning ortib borishi kuzatiladi. Harorat va quyosh radiyasiyasining o'zgarishi natijasida betondagi temperatura maydoni elementning kesim yuzasi bo'ylab uzluksiz ravishda o'zgarib boradi [6].

Harorat va namlikning element kesimi bo'ylab notekis tarqalishi elementda xususiy harorat — kirishish kuchlanishlarning paydo bo'lishi va elementning yorilishini tezlashtiradi. Kesim yuzasi bo'yicha haroratning tarqalishi vaqt davomida to'g'ri chiziqli emas. Temperatura maydonini hisoblashda eng yomon sharoit uchun doimiy bo'lmagan temperatura maydoni shartli ravishda doimiy deb qaraladi. Bunda bir yo'nalishda harorat chiziqli tarqaladi deb qaraladi. Boshqa yo'nalishda esa uni ixtiyoriy o'zgaradi deb olinadi. Bunda chiziqli harorat epyurasini shartli ravishda ikkiga bo'lish mumkin:

1. Haroratning kesim yuzasi bo'ylab bir xil tarqalishi elementning uzayishiga yoki qisqarishiga olib keladi. Bunda element boshlang'ich yuqori temperatura bilan o'rtacha temperatura farqiga, ya'ni yilning issiq va sovuq davridagi vaqtiga hisoblanadi.

2. Elementning uzunligi o'zgarmagan holda kesim yuzasi bo'yicha haroratning notekis o'zgarishi element egriligining o'zgarishiga olib keladi. Bunda element kesim yuzasi betonning tashqi va ichki sirtlaridagi eng katta harorat farqiga, shuningdek, yilning issiq hamda sovuq davridagi vaqtiga hisoblanadi.

Quruq issiq iqlim sharoitida qiziydigan elementlarni hisoblash chog'ida, betonning yalpi yuzasi yoki uning siqilgan qismi yuzasi og'irlik markazini, shuningdek, yalpi kesim statik va inersiya momentlarini aniqlashda yalpi kesimni qizimagan, mustahkamligi yuqori bo'lgan betonga keltirib olinadi [12]. Buning uchun kesim balandlik bo'ylab bir necha qismga bo'lib chiqiladi. Keltirilgan yuza A_{red} quyidagi formuladan topiladi:

$$A_{red,i} = \frac{A_i \beta_{bi} \bar{V}_i}{\varphi_{b1}}; \quad (14.7)$$

bu yerda A_i — kesimning i -qismi yuzasi; β_{bi} — beton kesimining i -qismi og'irlik markazidagi haroratga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent; $\bar{V}_i$ — qisqa muddatli qizish uchun beton kesimining i -qismi yuzasi og'irlik markazidagi haroratga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent; φ_{b1} — betonning qisqa muddatli tob tashlashini hisobga oluvchi koeffitsiyent.

Qizigan cho'ziluvchi A_s va siqiluvchi A'_s armaturalarning yuzasi qizimagan, mustahkamligi yuqori bo'lgan beton yuza birligiga keltiriladi:

$$A_{s,red} = \frac{A_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}}; \\ A'_{s,red} = \frac{A'_s E_s \beta_s}{E_b \varphi_{b1}}. \quad (14.8)$$

bu yerda $A_{s,red}$ va $A'_{s,red}$ — cho'zilgan va siqilgan armaturalarning keltirilgan yuzalari; E_s — armaturaning elastiklik moduli; β_s — armaturaning haroratiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent.

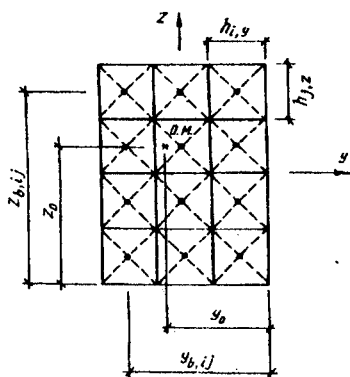
Hisoblashda harorat va namlik berilgan deb qaraladi, kesim vaqt bo'yicha o'zgarishi ixtiyoriy deb olinadi.

Elastiklik moduli, chiziqli kengayish koeffitsiyenti hamda betonning kirishishi harorat va namlikning o'zgarishiga bog'liq holda inobatga olinadi. Oldindan uyg'otiladigan kuchlanishning miqdori ham quruq issiq iqlim sharoitida hisobga olinadi va uning qiymati atrof muhit harorati va namligining o'zgarishiga bog'liq emas, deb qaraladi.

Quyosh ta'sirida bo'ladigan temirbeton konstruksiyalar boshqa hisoblardan farqli o'laroq quyidagicha hisoblanadi: issiq iqlim sharoitida havoning birinchi yozgi hisobiy harorati ta'sirida qizishi va uzoq yoz davomida haroratning davriy qizish va qishki hisobiy harorat ta'sirida sovushi e'tiborga olinadi. Bunday masalani yechishda betonning bir jinssizlik xossalari va haroratning notekis o'zgarishi hisobga olinishi kerak. Issiqlik oqimi elementning bosh o'qiga burchak ostida ta'sir etganda temirbeton elementlarida bayon etilgan usul bilan hisoblanadi.

Buning uchun butun yuza «y» va «z» o'qi bo'yicha kichik yuzachalarga bo'linadi. Har bir kichik yuzacha o'zining ma'lum haroratiga ega (14.3-rasm).

Temirbeton element notekis qizigan holda uning o'qi quyidagi tartibda deformasiyalanadi (cho'zilish zonasi darz ketmagan hol uchun)



14.3-rasm. Elementning kesimini yuzachalarga bo'lish:

i, j — kichik yuzachalarning koordinatalari:

i — 1 dan $n \cdot y$ gacha

j — 1 dan $n \cdot z$ gacha.

— element o'qining uzayishi :

$$\varepsilon_i = \frac{\sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} A_{red,i,j} \cdot \varepsilon_{i,j} + A_{S,red} \varepsilon_S + A_{S,red} \varepsilon_S}{A_{red}} \quad (14.9)$$

y va z o'qlariga nisbatan element o'qining egriligi

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{i,y} = \frac{K_y + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} A_{red,i,j} Z_{b,i,j} \varepsilon_{i,j} + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} \left(\frac{1}{r}\right)_{f,i,j,y} J_{red,i,j,y}}{J_{red}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{i,z} = \frac{K_z + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} A_{red,i,j} y_{b,i,j} \varepsilon_{i,j} + \sum_{i,j=1,1}^{ny,nz} \left(\frac{1}{r}\right)_{i,i,j,z} J_{red,i,j,z}}{J_{red}}. \quad (14.10)$$

Beton kesimining (i, j) qismidagi uzayish $\varepsilon_{i,j}$ va egriliklar $\frac{1}{r}$ quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\varepsilon_{i,j} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} + \alpha_{bt,i+1} t_{b,i+1} + \alpha_{bt,j} t_{b,j} + \alpha_{bt,j+1} t_{b,j+1}}{4}; \quad (14.11)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{i,j,y} = \frac{\alpha_{bt,j} t_{b,j} - \alpha_{bt,j+1} t_{b,j+1}}{h_{j,z}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{i,i,j,z} = \frac{\alpha_{bt,i} t_{b,i} - \alpha_{bt,i+1} t_{b,i+1}}{h_{i,j}}; \quad (14.12)$$

Armaturaning uzayishlari

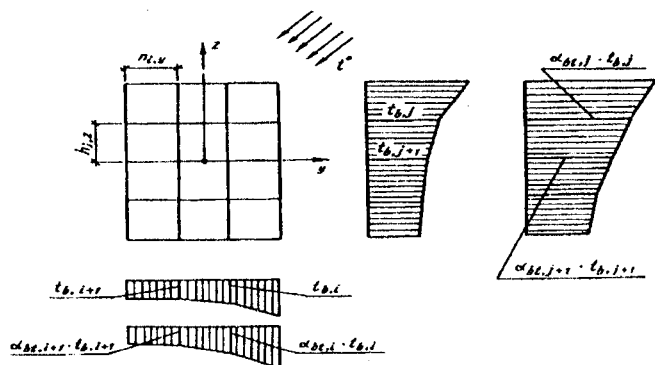
$$\varepsilon_S = \alpha_{st} t'_S; \quad \varepsilon'_S = \alpha_{st} t'_S \quad (14.13)$$

bo'ladi. Formulalar tarkibiga kirgan

$$A_{red}; A_{red,i,j}; A_{s,red}; A'_{s,red};$$

$$\text{va } y_{b,i,j}; y_s; y'_s; Z_{b,i,j}; Z_{s,i,j}; J_{red}; J_{red,x}; J_{red,y}$$

kabi miqdorlar QMQ 2.03.04.- 98 dan [12] olinadi; qolgan miqdorlar 14.4-rasmdagi tarh bo'yicha qabul qilinadi.



14.4-rasm. Issiqlikning tarqalish tarhi.

Kesimning i, j qismida betonda vujudga keladigan kuchlanish quyidagi formulalardan aniqlanadi:

a) harorat kesim bo'yicha chiziqsiz tarqalganda qizishdan hosil bo'lgan cho'zilish kuchlanishi:

$$\sigma_{bt,i,j} = \left[\varepsilon_t - \varepsilon_{t,i,j} + \left(\frac{1}{r} \right)_{t,i,j,y} Z_{b,i,j} + \left(\frac{1}{r} \right)_{t,i,j,z} y_{b,i,j} \right] E_b \beta_{b,i,j} \bar{V}_{b,i,j}; \quad (14.14)$$

b) qisqa muddatli qizishdan hosil bo'lgan siqilish kuchlanishi:

$$\sigma_{b,i,j} = \frac{N_x}{A_{red}} + \left(\frac{M_y}{B_y} Z_{b,i,j} + \frac{M_z}{B_z} y_{b,i,j} \right) E_b \varepsilon_{b,i,j} \bar{v}_{b,i,j}; \quad (14.15)$$

v) sovish jarayonida betondagi kirishish va tob tashlash ta'sirida hosil bo'ladigan cho'zilish kuchlanishi:

$$\sigma_{csc,i,j} = \left[\varepsilon_{csc} - \varepsilon_{csc,i,j} - \varepsilon_{c,i,j} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,i,j,y} Z_{b,i,j} + \left(\frac{1}{r} \right)_{csc,i,j,z} y_{b,i,j} \right] b_b, \quad (14.16)$$

(14.14) va (14.16) formulalarda M_y , M_z va N_x - “y” va “z” o‘qlariga nisbatan eguvchi momentlar va kesimning og‘irlik markaziga qo‘yilgan bo‘ylama kuch;

$\beta_{b,i,j}$ va $\bar{v}_i$ — QMQ dan [12] olinadigan koeffitsiyentlar.

Temirbeton elementining o‘qi sovush vaqtida quyidagicha deformatsiyalanadi (cho‘zilish zonasi darz ketmagan hol uchun):

— element o‘qining qisqarishi (kirishish va tob tashlash ta’sirida)

$$\epsilon_{csc} = \frac{\sum_{i,j=1,2}^{ny,nz} A_{red,i,j} \epsilon_{csc,i,j}}{A_{red}}; \quad (14.17)$$

“y” va “z” o‘qlariga nisbatan element o‘qining egriligi

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_{csc,y} &= \frac{\sum A_{red,y} \cdot \epsilon_{csc,i,j} z_{b,i,j}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,y} J_{red,i,j,y}}{J_{red,y}}; \\ \left(\frac{1}{r}\right)_{csc,z} &= \frac{\sum A_{red,z} \cdot \epsilon_{csc,i,j} y_{b,i,j}}{J_{red}} + \frac{\sum \left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,z} J_{red,i,j,z}}{J_{red,z}}; \end{aligned} \quad (14.18)$$

Beton kesimining (i, j) qismidagi qisqarishi $\epsilon_{csc,ij}$ va egrilik $\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,y}$ va $\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,z}$ quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$\begin{aligned} \epsilon_{csc,ij} &= \frac{\alpha_{cs,i} f_{bt} + \epsilon_{c,i} + \alpha_{cs,i+1} f_{b,i+1} + \alpha_{cs,j} f_{b,j} + \alpha_{cs,j+1} f_{b,j+1}}{4} + \\ &+ \frac{\alpha_{cs,j} f_{b,j} + \epsilon_{c,i+1} + \epsilon_{c,j} + \epsilon_{c,j+1}}{4}; \end{aligned} \quad (14.19)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,y} = \frac{(\alpha_{cs,j} f_{b,j} + \epsilon_{c,j}) - (\alpha_{cs,j+1} f_{b,j+1} + \epsilon_{c,j+1})}{h_{j,z}};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{csc,i,j,z} = \frac{(\alpha_{cs,i} f_{b,i} + \epsilon_{c,i}) - (\alpha_{cs,i+1} f_{b,i+1} + \epsilon_{c,i+1})}{h_{i,y}}. \quad (14.20)$$

Keltirilgan kesim yuzasi quyidagi formuladan aniqlanadi:

$$A_{red} = \sum_{i,j=1}^{ny,nz} A_{red,i,j} + A_{s,red} + A'_{s,red}; \quad (14.21)$$

bu yerda $A_{red,ij}$; $A_{s,red}$; $A'_{s,red}$ — betonning i, j qismidagi keltirilgan yuza, S va S' miqdorlar QMQ 2.03.04-98 dan [12] olinadi.

Keltirilgan yuzaning og'irlik markazi y_0 va z_0 quyidagi formulalardan aniqlanadi:

$$y_0 = \frac{S_{red,y}}{A_{red}}; \quad z_0 = \frac{S_{red,z}}{A_{red}}, \quad (14.22)$$

bu yerda $S_{red,y}$ va $S_{red,z}$ — keltirilgan yuzaning statik momenti bo'lib, quyidagi formulalardan topiladi:

$$S_{red,z} = \sum A_{red,ij} y_{b,ij} + A_s y_{s,i} + A'_s y'_{s,i};$$

$$S_{red,y} = \sum A_{red,ij} z_{b,ij} + A_s z_{s,i} + A'_s z'_{s,i}; \quad (14.23)$$

Bosh o'qqa nisbatan keltirilgan kesimning inersiya momenti quyidagi formulalar bilan aniqlanadi:

$$J_{red,y} = \sum J_{red,ij,y} + \sum A_{red,ij} Z_{b,ij}^2 + A_{s,red} Z_s^2 + A'_{s,red} (Z'_s)^2; \quad (14.24)$$

$$J_{red,z} = \sum J_{red,ij,z} + \sum A_{red,ij} y_{b,ij}^2 + A_{s,red} y_s^2 + A'_{s,red} (y'_s)^2;$$

bu yerda $y_{b,ij} = y_{ij} - y_0$; $z_{b,ij} = z_{ij} - z_0$; (14.25)

$$J_{red,ij,y} = \frac{A_{red,ij} h_{i,z}^2}{12}; \quad J_{red,ij,z} = \frac{A_{red,ij} h_{i,y}^2}{12}; \quad (14.26)$$

Yuqoridagi formulaga kiradigan qolgan qiymatlar QMQ 2.03.04-96 dan [12] olinadi.

Shunday qilib, «tolasimon» model bo'yicha EHM da hisoblash natijasida konstruksiyaning vertikal yoki gorizontal sirtiga ta'sir etayotgan quyosh radiyasiyasining qizdirishi oqibatida betondagi haroratning ko'tarilishi natijasida hosil bo'ladigan kuchlanishlarni hisobga olish mumkin. Ko'rib o'tilgan uslub bo'yicha quyosh nurlari element o'qiga burchak ostida ta'sir etganda, notekis qizigan temirbeton elementlarni hisoblash mumkin.

14.3. Iqlim sharoitida ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarini loyihalashdagi asosiy omillar

QMQ 2.03.01-96 ga [4] binoan IV «a» iqlimiy hududida bevosita quyosh nuri ta'sirida bo'ladigan temirbeton konstruksiyalarni hisoblashda ularga qo'shimcha talablar qo'yiladi. Bunday talablarning qo'yilishiga quyidagi omillar sababchidir.

Tajribalarning ko'rsatishicha, yuqorida ko'rsatilgan iqlimiy hududda konstruksiyaning quyoshga qaragan sirti issiq kunlarda 70°C ga qadar qiziydi, havo namligi esa 20 foiz ga qadar pasayar ekan [6]. Tadqiqotlarning ko'rsatishicha, beton harorati 50°C dan ortganda uning fizik-mexanik xossalarida jiddiy o'zgarishlar yuz beradi [6]. Beton 60°C ga qadar qizdirilganda uning mustahkamligi 5—25 foiz kamayishi tajribada aniqlangan.

Betonni quruq issiq iqlim sharoitida sinalganda ham shunga o'xshash natijalar olingan. Quruq issiq iqlim sharoitidagi betonning mustahkamligi me'yoriy sharoitda qotgan betonga nisbatan 15—20 foiz kamdir. Beton 60°C ga qadar qizdirilganda uning elastiklik moduli 10—22 foiz kamayadi. Bundan ko'rinadiki, beton haroratining ortishi, uning elastiklik moduli va mustahkamligiga sezilarli darajada ta'sir etar ekan.

Quruq va issiq iqlim betonning kirishishi va tob tashlashiga ham sezilarli ta'sir etadi. Jumladan, havo namligining 70 foiz (me'yoriy namlik) dan 30 foizga qadar pasayishi betonning kirishishi va tob tashlashini 50 foizga oshirishi mumkin.

Tajribalar haroratning ko'tarilishi temirbeton elementlarning deformasiyalariga ham ta'sir etishini ko'rsatdi. Masalan, oldindan zo'riqtirilgan temirbeton to'sinni 60°C qizdirilganda uning solqiligi 40 foiz ga qadar ortgan. Shunday qilib, ilmiy izlanishlar natijasi harorat 50°C dan ortganda betonning mustahkamligi va elastiklik modulining pasayishini, deformasiyalarning esa ortishini ko'rsatdi. Shuning uchun temirbeton konstruksiyalarni loyihalash jarayonida ana shu omillarni e'tiborga olish zarur. Chet el me'yorlarida yuqori haroratni 45°C dan boshlab hisobga olish tavsiya etiladi.

IV «a» iqlimiy hudud uchun (14.2-rasm) mo'ljallangan temirbeton konstruksiyalarni loyihalashda e'tiborga olinishi zarur bo'lgan qo'shimcha talablar quyidagilardan iborat:

1. Qizigan betonning elastiklik moduli E_b ning qiymatini $\gamma_{87}=0,85$ koeffitsiyentiga ko'paytirish orqali kamaytirilishi lozim.

2. Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda betonning kirishishi va tob tashlashi evaziga armaturadagi kuchlanishlar yo'qotilishining 50 foiz ga ortishi hisobga olinishi lozim.

3. Harorat ta'sirida hosil bo'lgan deformasiya e'tiborga olinishi zarur.

Yuqoridagi talablarning e'tiborga olinishi, IV «a» iqlimiy hudud uchun mo'ljallangan konstruksiyalar mustahkamligini me'yoriy iqlimiy sharoitga mo'ljallangan konstruksiyalar mustahkamligi darajasida loyihalash imkonini yaratadi. Agar loyiha jarayonida bu talablar hisobga olinmasa, u holda konstruksiya muddatidan ilgari yemirilishi mumkin.

Bunday hududlarda muddatidan ilgari yemirilgan temirbeton konstruksiyalarga ko'plab misol keltirish mumkin. Markaziy Osiyo temir yo'llarining bir uchastkasida temirbeton shpallar 7—9 yilda ishdan chiqqan boshladi, biroq mutaxassislarning fikriga ko'ra bunday shpallar me'yoriy sharoitda 70 yildan ortiq xizmat qilishi lozim edi.

Solir tozalash inshootlarining suyuqlik saqlanadigan rezervuarlari, Toshkent to'qimachilik kombinatiga qarashli qator inshootlar va boshqa konstruksiyalarda temperaturaviy kirishish natijasida berkitish qiyin bo'lgan juda ko'p yoriqlar paydo bo'lgan. O'zbekiston hududidagi avtomobil yo'llariga beton qoplamalari yotqizilgandan so'ng ma'lum vaqt o'tganidan keyin bu qoplamalarning bir qismi buzila boshladi. Bu esa yo'lni ta'mirlash ishlarini qimmatlashtirib, xizmat muddatining me'yorga nisbatan 2—3 marotaba qisqarishiga olib keldi.

QMQ 2.03.01.-96 ga [4] muvofiq quruq issiq iqlim sharoitida bevosita quyosh nuri tushib turadigan temirbeton konstruksiyalariga qo'shimcha talablar qo'yiladi. Ularga yopma plitalari (agar issiqlik izolyatsiyasi mavjud bo'lmasa), balkon plitalari, binolarning tashqi devorlari, ochiq estakadalarning ustun va sarrovlari, muhandislik inshootlari, novlar, siloslar, elevatorlar, rezervuarlar, shpallar va boshqa konstruksiyalar kiradi.

Qo'shimcha talablarni hisobga olish ko'pincha temirbeton konstruksiyalarning qimmatlashuviga olib keladi. Qimmatlashuv sabablari shundan iboratki, quruq va issiq iqlim sharoitida ishlaydigan konstruksiyalarning deformatsiyalanishi va yorilishbardoshligini me'yoriy sharoitda ishlaydigan elementlarga tenglashtirish uchun betonning mustahkamligini bir sinfga oshirish va armatura sarfini 10 foiz ga ko'paytirishga to'g'ri keladi. Yoki temirbeton konstruksiyasining haqiqiy holatini va xizmat muddatini aniqlash uchun bunday iqlim sharoitida tayorlanadigan va ishlatiladigan konstruksiyalarni nafaqat tashqi kuchlar —ta'siriga, balki harorat va namlikning ta'siriga ham hisoblash lozim.

Nazorat savollari

1. Markaziy Osiyo hududidagi quruq issiq iqlim sharoitining o'ziga xos xususiyatlari nimalardan iborat?
2. Temirbeton konstruksiyalarini iqlim o'zgarishi sharoitida qanday tartibda hisoblashni ko'rsatib bering.
3. Temperaturaning asta-sekin ko'tarilishi (qizishi) natijasida elementning kesim yuzasida hosil bo'ladigan deformatsiya va kuchlanishi qanday hisoblanadi?

4. Temperaturaning kamayishi (sovishi) natijasida elementda hosil bo'ladigan deformtsiya va egrilikka hisoblash qanday amalga oshiriladi?

5. Beton bilan armaturaning mexanik xususiyatiga temperaturaning ta'siri qanday aniqlanadi?

6. Me'yoriy hujjatlarda temirbeton konstruksiyalarini loyihalash va hisoblashda iqlim sharoiti qanday hisobga olingan?

7. Elementning kesim yuzasi bo'yicha haroratning notekis o'zgarishi nimaga olib keladi?

8. Ochiq iqlim sharoitida ishlaydigan temirbeton konstruksiyalariga qo'yiladigan umumiy talablar nimalardan iborat?

15 - bob

TOSH-G'ISHT VA ARMATURALI TOSH KONSTRUKSIYALAR

15.1. Tosh-g'isht konstruksiyalari haqida umumiy ma'lumotlar

Tabiiy toshdan ishlangan konstruksiyalar insoniyat tarixida birinchi qurilish konstruksiyalari bo'lgan. Tosh asridayoq tabiiy toshdan dastlabki inshootlar qurilgan. Jamiyatning ishlab chiqarish kuchlari taraqqiy etishi bilan yo'nilgan tosh, birinchi sun'iy tosh — xom g'isht va nihoyat pishiq g'isht ishlatila boshlandi.

Bizning eramizgacha III asrda Xitoy devorining bir qismi pishiq g'ishtdan qilinganligi haqida ma'lumotlar mavjud. Pishiq g'isht eramizdan 2000 yil oldin paydo bo'lgan. Tosh materiallari siqilishga cho'zilishga nisbatan yaxshi qarshilik ko'rsatadi. Shuning uchun ular asosan siqilishga ishlaydigan elementlarda foydalanilgan.

Armaturali tosh konstruksiyalar, ya'ni po'lat armatura qo'yilgan konstruksiyalar XIX asrda paydo bo'ldi.

Markaziy Osiyo o'zining madaniy va me'moriy yodgorliklari bilan dunyoga dong taratgan o'lkadir. Ko'hna va navqiron yurtimizda tosh-g'ishtdan qurilgan me'moriy obidalar hozirgi kunda ham Buxoro, Samarqand, Xiva, Toshkent shaharlarida, Surxon va Farg'ona vodiylarida qad ko'tarib turibdi. Shaharlarda saroy, ma'muriy binolar, markaziy maydonlarda — Registon bunyod etilgan. Shaharlarning o'z jome masjidi bo'lgan va u shaharning markaziy qismida minoralar bilan birga qurilgan. Bunday binolarni bunyod etishda asosiy qurilish ashyosi sifatida g'isht-toshdan foydalanilgan. Monumental me'morchilikda avval xom g'ishtlardan, keyinchalik esa pishiq g'ishtlardan foydalanilgan. Binoda g'ishtdan gumbaz, ravoq va peshtoqlar ishlana boshlangan. Buxorodagi Samoniy-lar maqbarasi pishiq g'ishtdan qurilgan birinchi binolardandir. XI asrda g'isht ko'pincha loy bilan terilgan. XII asrga kelib esa g'isht ganch bilan terila boshlangan, ya'ni binoning mustahkamligi ancha oshgan.

Buxorodagi jome masjidining «Kalon» minorasi avvaliga ikki marotaba qulaganidan so'ng, uchinchi marotaba 1427yilda g'ishtdan qayta tiklangan. Devorning qalinligi o'rtacha 80 — 90 sm ni tashkil qiladi, burchaklar-

da peshtoq, ravoqlarda, ya'ni gumbaz va ravoqlardan tushayotgan yuklarni ko'tarayotgan devorlar g'ishtdan terilgan.

Zamonlar o'zgargan va vaqt o'tgan sari ravoq, gumbaz va peshtoqlar o'lchami ham kattalasha bordi. Masalan: Bibixonim maqbarasi peshtoqining o'lchami 19 m, Shahrisabzdagi Oqsaroyning gumbazi diametri 22 m, Samarqanddagi Ulug'bek xonaqohi gumbazi Sharqda eng katta gumbaz qatoriga kirgan edi. Bularni bunyod etishda faqat g'ishtdan foydalanilgan.

Me'morchilikda yangi turdagi binolardan biri — Buxorodagi Chor minordir. U o'zining ko'rkam to'rt minorasi va gumbazi bilan boshqa inshootlardan ajralib turadi. Xivadagi Tosh hovli, Qo'qondagi Xudoyorxon O'rdasi, Samarqanddagi Amir saroylari qurilishida oddiy g'ishtlar ishlatilgan.

Tosh-g'isht konstruksiyalarining olovbardoshligi, tayyorlashning osonligi, chidamliligi, ulardan foydalanishda kam mablag' sarflanishi bu xil konstruksiyaning afzalligidir.

Massasining og'irligi, qurishda qo'l mehnatining ko'p sarf bo'lishi esa uning kamchiligi hisoblanadi.

Hozirgi vaqtda tosh-g'isht konstruksiyalari asosan devor hamda ustunlarni qurishda ishlatiladi.

15.2. Tosh-g'isht va armaturali tosh konstruksiyalari uchun ishlatiladigan materiallar

Tosh-g'ishtlar kelib chiqishiga ko'ra tabiiy yoki sun'iy toshlarga bo'linadi.

Tabiiy toshlar tosh karerlaridan qazib olinadi. Suniy toshlar esa tabiiy sharoitda yoki yuqori temperatura ostida pishiriladi.

Toshlar katta-kichikligiga qarab, balandligi 50 sm va undan ortiq bo'lgan yirik (bloklar), balandligi 20 sm gacha bo'lgan mayda donali toshlar hamda balandligi 6,5, 8,8 yoki 10,3 sm, plandagi o'lchamlari esa 25x12 sm li g'ishtlarga ajratiladi.

Tosh materiallariga quyidagi asosiy talablar qo'yiladi:

Tosh materiallari mustahkam, chidamli, issiq o'tkazmaydigan bo'lishi kerak. Toshning mustahkamligi uning markasi bilan belgilanadi. Tosharning markasi ulardan tayyorlangan namunalarning siqilishdagi muvaqqat qarshiligi bo'yicha aniqlanadi, g'ishtning markasi esa uning siqilishdagi va egilishdagi mustahkamligi bo'yicha belgilanadi.

Tosh materiallari mustahkamligi bo'yicha quyidagi guruhlariga bo'linadi:

- yuqori mustahkamli (M300-1000)
- o'rtacha mustahkamli (M35-250)

— past mustahkamli (M4-25)

Bo'shliqli va qatlamli toshlarning markasi konstruksiyadagi holati bo'yicha sinallib topiladi.

Sovuqqa chidamliligi bo'yicha tosh materiallarning F10, 15, 25, 35, 50, 100, 150, 200 va 300 markalari mavjud. Bunda raqamlar namuna chidaydigan muzlatish va eritish sikllari sonini bildiradi.

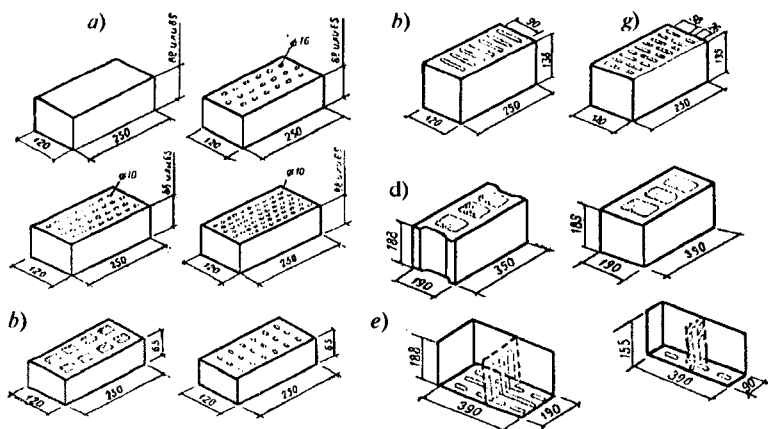
A). Sun'iy toshlar. G'isht — oddiy pishiq, silikatli, shlakli, bo'shliqli; o'lchamlari 250×120×65 (103,88) markasi 50—200 gacha bo'ladi (15.1-rasm.).

B). Tabiiy toshlar. Konlarda tog' jinslaridan olinadi. Ularga dolomit, oxaktosh, marmar, granit, tuf va boshqalar kiradi.

Qurilish qorishmalari

Qorishmalar alohida toshlarni o'zaro bog'lab, yaxlit material-tosh terimi (kladka)ni hosil qiladi. Gorizontal choklardagi qorishma yuqoridan tushadigan yuklarning pastki qatorga tekis berilishini (o'tkazilishini) ta'minlaydi, bu esa terimning mustahkamligini oshiradi.

Bog'lovchilar turiga ko'ra qorishmalar quyidagilarga bo'linadi: sementli, ohakli va aralash (murakkab), ba'zida loyli qorishmalar ham ishlatiladi. Qorishmalarning mustahkamligi ularning markasini belgilaydi: M 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 va 200. Qorishmaning markasi, o'lchami



15.1-rasm. Tosh va g'ishtlarning turlari:

a—plastik preslangan g'isht; b—yarim quruq holda preslangan g'isht; v,g—bo'shliqli keramik toshlar; d,e—bo'shliqli beton toshlar.

7,07×7,07×7,07 sm bo'lgan kub namunalarini 28 kundagi siqilishdagi mustahkamligi (MPa) qiymatini ko'rsatadi.

Qorishmaning markasi terimning guruhiga ko'ra tanlanadi. I toifa g'ishtlar uchun qorishma markazi M50 kam bo'lmaydi. [14]

Po'lat armatura: tosh terimlarni armaturalash uchun A-I, A-II va B-I Ø 3—8 mm sinfli armaturalar ishlatiladi.

Armaturalanmagan tosh terimi Terimning siqilishdagi mustahkamligi

Oddiy terimda qorishma tarkibining nojinsligi; chokda qorishmaning notekis qotishi, g'isht terish paytidagi notekis bosim va h.k. tufayli terimning bir qatoridan ikkinchi qatoriga gorizontal chok orqali beriladigan bosim notekis, ayrim nuqtalar bikirligi katta uchastkalar orqali o'tkaziladi. Shuning uchun hatto tekis tarqalgan yuk ta'sirida va markaziy siqilgan terim holatida ham g'isht hududi bikirligi har xil bo'lgan plitadek ishlaydi.

Buning natijasida toshlar nafaqat siqilishga, shu bilan birga egilishga va qirqilishga ishlaydi.

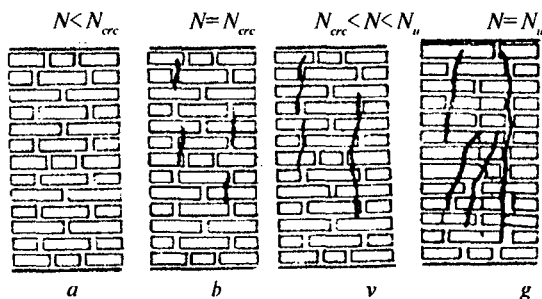
Terim siqilganda toshlarda va gorizontal choklarda ko'ndalang deformasiyalar hosil bo'ladi. Odatda qorishmaning ko'ndalang deformasiyasi toshnikidan ko'ra ko'p bo'ladi. Ularning orasida bog'lanish bo'lgani uchun ular erkin deformasiyalana olmaydi. Shuning uchun gorizontal choklarda urinma kuchlanishlar paydo bo'lib, toshlarda cho'zilish kuchlanishlarining oshishiga olib keladi. Bu kuchlanishlar qorishma mustahkamligiga teskari proporsional bo'ladi, shuning uchun qotmagan (toza qorishmali) terimning mustahkamligi juda kam bo'ladi.

Siqiladigan g'isht terimining ishida to'rtta bosqichni kuzatish mumkin (15.2-rasm).

I bosqich terimi yoriqlarsiz ishlashi bilan belgilanadi. Yuk oshishi bilan ba'zi g'ishtlarda vertikal yoriqlar paydo bo'ladi va balandlik bo'yicha 1—3 qatorga tarqaladi. Bu holat terimning II bosqichiga to'g'ri keladi. II bosqichdagi yoriqlar hali xavfli bo'lmaydi, chunki ulardagi yuk miqdori oshirilmaganligi sababli yoriqlar rivojlanmaydi. Yoriqlarning hosil bo'lishi xavf-xatar belgisi bo'lib, yuk miqdorini oshirish mumkin emasligini ko'rsatadi.

Bu bosqich ayniqsa yuqori markali ($R_2/75$) qorishmalarda bajarilgan terimlar uchun xavflidir, chunki bunday terimlarda II bosqichda kuchlanish terim mustahkamligining 50—70 foiz ni tashkil etadi.

Yuk yana oshirilganda, alohida vertikal yoriqlar balandligi bo'yicha bir-biri bilan birlashib terimni alohida ustunlarga bo'lib yuboradi. Bunday holat terim ishining III bosqichini belgilaydi. Terimdagi kuchlanish mustahkamlik chegarasining 80—90 foiz ni tashkil etadi.



15.2-rasm. Terimning siqilishdagi 4-bosqichi.

IV bosqichda yuk miqdori yana ham oshirilganda terimda hosil bo'lgan vertikal ustunchalar ustuvorligini yo'qotishi natijasida buzilish sodir bo'ladi.

Yuqorida keltirilganlardan ko'rinib turibdiki, terimning mustahkamlik chegarasi hamma vaqt, qanday yuqori markali qorishma ishlatilishidan qat'i nazar, toshning mustahkamligidan kichik bo'ladi.

$$R = AR_l \quad (15.1)$$

A — konstruktiv koeffitsiyent; g'isht terimi uchun $A=0,5-0,6$, xarsangtosh uchun $A=0,15-0,25$. Tajribalarning ko'rsatishicha, terimning siqilishdagi mustahkamligiga toshning mustahkamligi va o'lchamlari, shakli, undagi bo'shliqlar, qorishmaning mustahkamligi va plastik xossalari, terimning sifati, choklarning bog'lanishi kabi ko'p omillar ta'sir etadi.

Qorishmaning markasi M75 gacha oshirilsa, terimning mustahkamligi oshadi. Undan yuqorida esa mustahkamlik deyarli oshmaydi. Shuning uchun terimda qorishma markasini M75 dan oshirish maqsadga muvofiq emas.

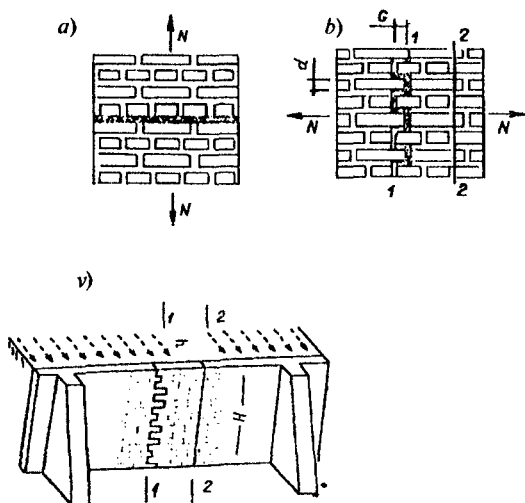
Terimning cho'zilishdagi, qirqilishdagi va egilishdagi mustahkamligi

Cho'zilish va qirqilishda terimning sinishi asosan qorishma bilan tosh orasidagi bog'lanishning buzilishi natijasida sodir bo'ladi. Zaif qorishmalarda yoki past mustahkamli toshlarda buzilish choklar bo'yicha bo'lishi mumkin.

Tosh terimining mustahkamligi qo'yiladigan kuchning yo'nalishiga, terimning cho'zilishiga, egilishiga va qirqilishiga, bog'lanmagan gorizontal va bog'langan kesim bo'yicha yorilishiga (sinishiga) bog'liq bo'ladi.

Bog'lanmagan kesim bo'yicha yemirilish zinasimon kesim choklar bo'yicha 1—1, bog'langan kesim bo'yicha yemirilish esa to'g'ri chiziqli tosh va vertikal choklar bo'yicha kesim 2—2 sodir bo'ladi (15.3-rasm).

Terimning bog'langan choklar bo'yicha mustahkamligi bog'lanmagan choklar bo'yicha mustahkamligidan ko'ra ancha yuqori (2 marta) bo'ladi.



15.3-rasm. Terimning bog'langan (b,v) va bog'lanmagan (a) choklari bo'yicha ishlashi.

Shuning uchun konstruksiyalarda terimning bog'langan choklar bo'yicha ishlashini ta'minlash zarur.

Tosh terimining deformativ xossalari

Tosh terimi elastik va plastik material hisoblanadi. Yuk ostida unda nafaqat elastik (qayta tiklanuvchi), shu bilan birga plastik (qayta tiklanmaydigan) deformatsiyalar ham sodir bo'ladi. Terimning deformativ xossalari uning deformatsiyanish moduli bilan belgilanadi (15.4-rasm).

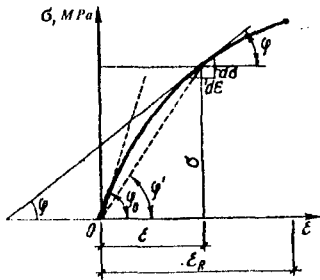
Terimning deformatsiyanish moduli o'zgaruvchan qiymat bo'lib, kuchlanishga va kuchning ta'sir etish muddatiga bog'liq buladi:

$$E = \operatorname{tg} \varphi = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} \quad (15.2)$$

Yuklanishning boshlang'ich bosqichidagi ($\sigma < 0,2R$) deformatsiyanish moduli elastik yoki boshlang'ich deformatsiyanish moduli deb aytiladi:

$$E_0 = \operatorname{tg} \varphi_0 \quad (15.3)$$

O'rtacha deformasiyalanish moduli



15.4-rasm. Terimning siqilishda deformasiyalanishi.

$$E_{pp} = \operatorname{tg} \varphi' = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad (15.4)$$

Hisob ishlarini engillashtirish uchun E_0 amalda quyidagi formula bo'yicha topiladi;

$$E_0 = \alpha R_u \quad (15.5)$$

bu yerda α — terimning elastiklik xarakteristikasi.

R_u — terimning siqilishdagi muvaqqat qarshiligi.

Deformasiyalanish moduli esa ekspluatasion yuklar ta'sirida

$$(\sigma = (0,3 - 0,5) R_u) \text{ va } E = 0,8 E_0 = 0,8 \alpha R_u \quad (15.6)$$

formula bilan topiladi. Bunda α — QMQ [14] bo'yicha, terimning turi va qorishma markasiga ko'ra jadvaldan topiladi ($\alpha = 200 \dots 1500$ gacha o'zgaradi).

15.3 Tosh-g'isht konstruksiyalarini mustahkamlikka hisoblash

Tosh konstruksiyalari ham temirbeton, metall konstruksiyalari kabi chegaralangan holatlar usulining 2 guruhi bo'yicha hisoblanadi:

Birinchi guruh — yuk ko'tarish qobiliyati bo'yicha (mustahkamligi va turg'unligi bo'yicha).

Ikkinchi guruh — yoriqlarning hosil bo'lishi, ochilishi va deformasiyalar bo'yicha. Terimning hisobiy qarshiligi uning muvaqqat mustahkamligini terimning xavfsizlik koeffitsiyentiga bo'lish orqali topiladi:

$$R = R_u / k \quad (15.7)$$

bu yerda k — xavfsizlik koeffitsiyenti.

$k = 2$ — g'isht va bloklardan qilingan terim uchun,

$k = 2,5$ — vibrasiyalangan terim uchun.

Terimning turi, tosh va qorishmaning markasiga ko'ra terimning hisobiy qarshiligi QMQ [14] keltirilgan.

Markaziy siqilgan elementlar. Siqiladigan elementlarning mustahkamligi nafaqat terimning mustahkamligiga, balki ularning egiluvchanligiga ham bog'liq bo'ladi. Elementning egiluvchanligi uning hisobiy uzunligini — l_0 , ko'ndalang kesimining inersiya radiusiga — r_{min} nisbatidan topiladi:

$$\lambda^h = l_0 / h \text{ yoki } \lambda^h = l_0 / r_{min} \quad (15.8)$$

Kichik egiluvchan elementlar odatda terimdagi kuchlanishni mustahkamlik chegarasiga etganida ($\sigma = R$) emiriladi: $N \leq RA$.

Yuqori egiluvchan elementlarda yemirilish turg'unligining yo'qolishi natijasida sodir bo'ladi. Bunda terimdagi kuchlanish chegaraviy mustahkamlikdan kichik bo'ladi ($\sigma < R$). Mustahkamlikning bunday kamayishi hisob ishlarida bo'ylama egilish koeffitsiyenti $\varphi < 1$ deb olinadi.

Shunday qilib, markaziy siqilgan elementning yuk ko'tarish qobiliyati quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$N < m_g \varphi RA \quad (15.9)$$

bunda N — hisobiy bo'ylama kuch, R — terimning hisobiy qarshiligi, φ — bo'ylama egilish koeffitsiyenti, elementning egiluvchanligi va terimning elastiklik xususiyatiga ko'ra jadvaldan olinadi;

A — elementning ko'ndalang kesimi yuzasi;

m_g — uzoq muddatli yuklar ta'sirini hisobga oladigan koeffitsiyent.

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \quad (15.10)$$

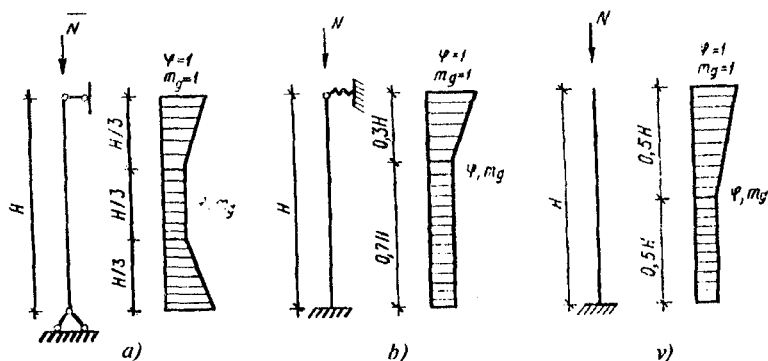
N_g — uzoq muddatli yuklardan hosil bo'lgan hisobiy bo'ylama kuch.

η — egiluvchanlikka bog'liq bo'lgan koeffitsiyent, terimning turi va egiluvchanligiga ko'ra QMQ[14] olinadi.

Bo'ylama egilish koeffitsiyenti φ va m_g element uzunligi bo'ylab epyurada ko'rsatilganidek qabul qilinadi (15.5-rasm). Bunda hisobiy uzunlik element uchlarini qanday birlashtirilganiga bog'liq bo'ladi.

Mahalliy siqilish (ezilish). To'sin, plita, ferma, ustunlarni devorlarga tayangan joylarida mahalliy siqilish (ezilish) yuzaga keladi. Mahalliy siqilishda yuk terimning to'la yuzasiga emas, faqat uning ma'lum bir qismiga (A_p) beriladi. Terimning mahalliy siqilishga qarshiligi markaziy siqilishdagidan ko'ra ko'p bo'ladi, chunki terimning yuklanmagan qismi yuklangan qismining ko'ndalang deformasiyasiga qarshilik ko'rsatib, uning mustahkamligini oshiradi.

Terimning mahalliy siqilishdagi hisobiy qarshiligi:



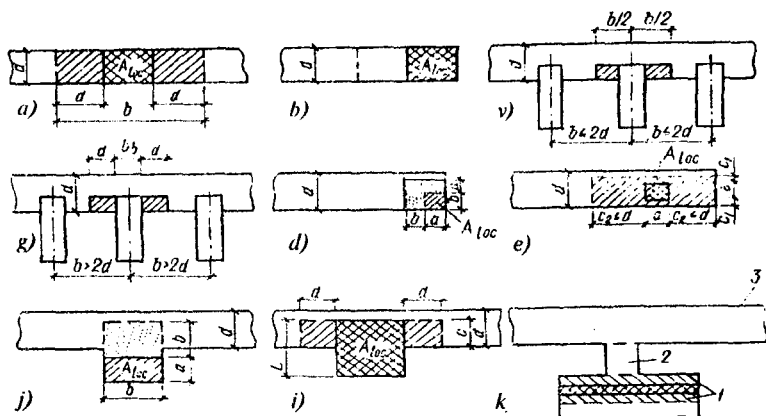
15.5-rasm. φ va m_g koeffitsiyentlar qiymatlarining siqilgan element uzunligi bo'yicha o'zgarishi.

$$R_{loc} = \xi R; \quad \xi = \sqrt[3]{\frac{A}{A_{loc}}} \leq \xi_l \quad (15.11)$$

formuladan topiladi.

Bu yerda R — terimning markaziy siqilishdagi hisobiy qarshiligi; A — kesimining hisobiy yuzasi. A_{loc} — ezilish yuzasi, yuk tushadigan yuza.

Terimning materiallariga va yukning qo'yilish joyiga bog'liq chegaraviy koeffitsiyent — ξ_l QMQ [14] olinadi.



15.6-rasm. Mahalliy siqilishda kesimlarning hisobiy yuzalarini aniqlash.

Mahalliy siqilishda (ezilishda) kesimning hisobiy yuzasi 15.6-rasm bo'yicha topiladi:

Tosh terimining mahalliy siqilishga mustahkamligi hisobi quyidagi formula bo'yicha bajariladi.

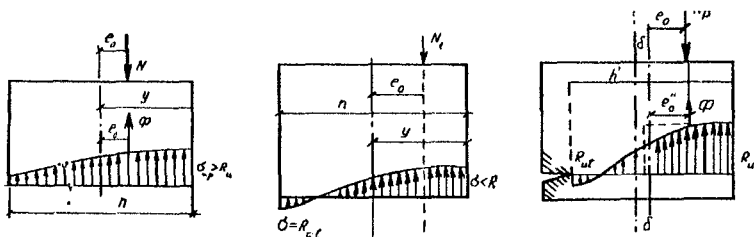
$$N_{loc} \leq \psi d R_{loc} A_{loc} \quad (15.12)$$

bu yerda $d = 0,5$ — g'isht va vibrog'ishtli terim uchun.

$d = 1$ — bo'shliqli bloklar terimi uchun.

ψ — mahalliy yuklar bosimi epyurasining to'ralik koeffitsiyenti;
 $\psi = 1$ — tekis tarqalgan bosim uchun (to'rtburchak); $\psi = 0,5$ — uchburchak bosim epyurasi uchun.

Nomarkaziy siqilgan elementlar. Nomarkaziy siqilish tosh konstruksiyalarining eng ko'p tarqalgan turi hisoblanadi. Tashqi bo'ylama kuch element o'qiga nisbatan biroz bo'lsa ham yelka bilan ta'sir etganda, nomarkaziy siqilish sodir bo'ladi. Shamol, kran, grunt bosimi ta'sirida hosil bo'lgan eguvchi moment elementni nomarkaziy siqilishga olib keladi, bo'ylama kuch yelkasi $e_0 = \frac{M}{N}$ topiladi. Yupqa egiluvchan, qalinligi 25 sm gacha bo'lgan markaziy siqilgan elementlar ham tasodifiy yelka bilan (1—2 sm) ishlovchi nomarkaziy siqiluvchi elementlar kabi hisoblanadilar (15.7-rasm).



15.7-rasm. Terimda kuchlanganlik holatining kuch eksentrisitetiga ko'ra o'zgarishi.

Terimning kuchlanganlik holati. Nomarkaziy siqilishda terimning bir qismi ko'proq siqiladi (bo'ylama kuch ta'sir qilgan tomoni), ikkinchi qismi esa kamroq siqiladi yoki katta yelkalarda xatto cho'zilishi ham mumkin.

Kichik yelkalarda bo'ylama kuch kesimning o'zagi (yadrosi) chegarasida ta'sir etganda, kuchlanishlar epyurasi bir xil ishorali bo'ladi va elementning emirilishi ko'proq siqilgan qirrasi tomonidan sodir bo'ladi.

Katta yelkalarda kuchlanishlar epyurasi ikki ishorali bo'ladi, cho'zilgan qismdagi kuchlanishlar terimning cho'zilishidagi mustahkamligiga yetganida

gorizontal choklarda yoriqlar paydo bo'ladi va terimning bu qismi ishdan chiqadi. Hisob ishlarini yengillashtirish uchun, kuchlanishning egri chiziqli epyurasi to'rtburchakli epyura bilan almashtiriladi.

Nomarkaziy siqiladigan elementlar hisobi

Nomarkaziy siqilgan elementlarning mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$N \leq m_{\kappa 1} \varphi_1 R A_c \omega \quad (15.13)$$

Formulada A_c kuchlanishlar epyurasi to'g'ri to'rtburchak shaklida bo'lganda, siqilgan kesimning yuzasi, shu yuza va uning og'irlik markazi hisobiy bo'ylama kuch N qo'yilish nuqtasi bilan ustma-ust tushish shartidan foydalanib topiladi. A_c — yuzaning chegarasi, shu yuzaning o'z og'irlik markaziga nisbatan statik momentini nolga tenglik shartidan aniqlanadi. $A_c = b \cdot h_0$ va $h_0 = h - 2e_0$.

U holda to'g'ri to'rtburchakli kesim uchun:

$$A_c = A \left(1 - 2 \frac{e_0}{h} \right) \quad (15.14)$$

bu yerda:

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi + \varphi_c)}{2}. \quad (15.15)$$

R — terimning siqilishdagi hisobiy qarshiligi.

A — elementning ko'ndalang kesim yuzasi.

h — eguvchi moment yo'nalishi tekisligidagi kesimning balandligi.

e_0 — hisobiy kuch N ning og'irlik markaziga nisbatan yelkasi.

φ — bo'ylama egilish koeffitsiyenti.

Eguvchi moment ta'siri tekisligida to'la kesim va e_0 bo'yicha topiladi.

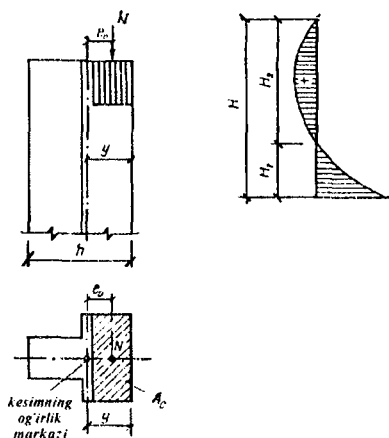
φ_c — kesimning siqilgan qismi bo'yicha bo'ylama egilish koeffitsiyenti haqiqiy balandlik N va kesim bo'yicha topiladi:

$$\lambda_{hc} = \frac{H}{h_c} \text{ yoki } \lambda_{ic} = \frac{H}{i_c}$$

Bunda h_c va i_c — eguvchi moment ta'sir etadigan tekislikdagi ko'ndalang kesim siqilgan qism A_c ning balandligi va inersiya radiusi.

Elementning balandligi bo'yicha turli ishorali momentlar ta'sir etganda, mustahkamlik bo'yicha hisoblar eguvchi momentlarning eng katta qiymatli kesimi uchun bajarilishi lozim.

Bo'ylama egilish koeffitsiyenti φ_0 elementning har bir qismi uchun bir xil ishorali momentlar chegarasida alohida aniqlanadi (H_1 va H_2) (15.8-rasm).



15.8-rasm. Nomarkaziy siqilgan terimning hisobiy tarhi.

deb qaralishi mumkin. Shuning uchun nomarkaziy siqilishda terimning hisobiy qarshiligini 75 foiz gacha oshirish mumkin. Hisoblash formulalarida bu ta'sir ω orqali ifodalangan;

— to'g'ri to'rtburchak kesimlar uchun:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45,$$

— ixtiyoriy shakldagi kesimlar uchun:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{2y} \leq 1,45,$$

bu yerda y — siqilgan kesim yuzasining og'irlik markazidan to chekka qismigacha bo'lgan masofa (15.8-rasm. qar.).

Hisobiy bo'ylama kuch yelkasi $e_0 > 0,7y$ bo'lsa, nomarkaziy siqiladigan elementlar mustahkamligidan tashqari, choklarda yoriqlarning ochilishi bo'yicha ham hisoblanishi lozim.

Egiluvchi elementlar

Egiluvchi elementlar eguvchi moment (M) va ko'ndalang kuch (Q) ta'siriga hisoblanishlari lozim.

Egiluvchi elementlar mustahkamligi bo'yicha M ta'sirida quyidagi formula orqali hisoblanadi:

$$M \leq R_b W, \quad (15.17)$$

Yukning ta'sir etish muddatini hisobga oladigan koeffitsiyent m_{g1} quyidagi ifoda bo'yicha topiladi:

$$m_{g1} = 1 - \eta \frac{Ng}{N} \left(1 + 1,2 \frac{e_{0g}}{h} \right) \quad (15.16)$$

bu yerda:

Ng, e_{0g} — tegishli ravishda uzoq muddatli yuklardan hosil bo'lgan bo'ylama kuch va uning yelkasi; $h \geq 30\text{sm}$ yoki $i > 8,7\text{sm}$ da koeffitsiyent $m_{g1} = 1$ deb qabul qilinadi.

h — (15.10) formuladagi koeffitsiyent.

Nomarkaziy siqilishda kesimning kam yuklangan qismi ko'p yuklangan qismiga yordam beradi, ya'ni mahalliy siqilishning xususiy holi

bunda M — hisobiy eguvchi moment, R_{th} — terimning egilishdagi cho‘zilishga bo‘lgan bog‘langan kesimlar bo‘yicha hisobiy qarshiligi,

W — terim kesimining elastik holda ishlagandagi qarshilik momenti,

Egilishga ishlaydigan tosh terimining ko‘ndalang kuchlar (Q) bo‘yicha mustahkamligi quyidagi formula orqali tekshiriladi:

$$Q < R_{tw} b z, \quad (15.18)$$

bu yerda R_{tw} — terimning egilishdagi bosh cho‘zuvchi kuchlanishlar bo‘yicha hisobiy qarshiligi;

b — kesimning eni;

z — ichki juft kuchlar yelkasi (to‘g‘ri to‘rtburchakli kesim uchun)

$$z = 2 / 3h.$$

Markaziy cho‘ziladigan elementlar

Markaziy cho‘zilishga ishlaydigan elementlarning (doira shakldagi rezervuarlar, siloslar va boshqalar) yuk ko‘tarish qobiliyati terimning bog‘langan choklar bo‘yicha mustahkamligi bilan belgilanadi. Mustahkamlik sharti quyidagi ko‘rinishga ega bo‘ladi:

$$N \leq R_t A_n, \quad (15.19)$$

bunda R_t — terimning markaziy cho‘zilishdagi bog‘langan kesimlar bo‘yicha hisobiy qarshiligi;

A_n — kesimning sof hisobiy yuzasi (vertikal choklar va bo‘shliqlardan tashqari).

Markaziy cho‘ziluvchi tosh konstruksiyalarda terimning bog‘lanmagan choklar bo‘yicha ishlashga yo‘l qo‘yilmaydi.

Qirqilishga ishlovchi elementlar

Tosh terimini gorizontall choklar bo‘yicha qirqilishga hisoblashda (masalan tirgak devorlarda) qirqilishdagi va choklardagi ishqalanish tufayli siljishdagi qarshiligi hisobga olinadi:

$$Q \leq (R_{sq} + 0,8\mu\sigma_0) A, \quad (15.20)$$

bunda R_{sq} — terimning qirqilishga hisobiy qarshiligi;

μ — terim choki bo‘yicha ishqalanish koeffitsiyenti. G‘isht terimi uchun: $\mu = 0,7$,

σ_0 — eng kam hisobiy yukdan siqilishdagi oʻrtacha kuchlanish (yuk boʻyicha ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_f = 0,9$ boʻlgandagi);

n — terimning toʻri va boʻshliqligini hisobga oladigan koeffitsiyent: boʻshliqli tosh va gʻisht uchun $n = 0,5$; boʻshliqsiz tosh va gʻisht uchun $n = 1$;

A — kesimning hisobiy yuzasi;

0,8 — ishqalanish kuchlarining chokni namlanishi va boshqa sabablarga koʻra kamayishini oldindan hisobga oluvchi koeffitsiyent.

Armaturalangan tosh konstruksiyalari (terimlari)

Terimning mustahkamligini oshirish uchun u armaturalanadi. Armaturalash koʻndalang va boʻylama yoʻnalishda boʻladi.

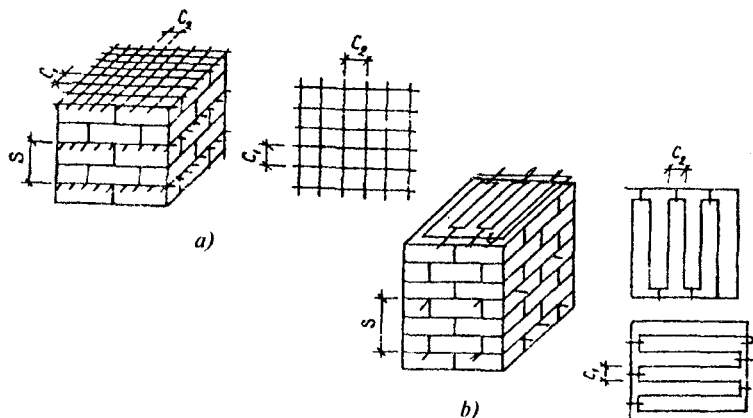
Koʻndalang armaturalangan terimlar. Koʻndalang armaturalashda armatura toʻri gorizontal choklarga yotqiziladi. Element siqilganda toʻrlar terimning koʻndalang deformatsiyalanishiga toʻsqinlik qiladi va natijada uning mustahkamligi oshadi.

Terimda toʻgʻri toʻrtburchakli toʻrlar yoki zigzag shaklidagi toʻrlar ishlatiladi (15.9-rasm).

Toʻrlar diametri kamida 3 mm boʻlgan Br-I yoki A-1 sinfli armaturadan tayyorlanadi. Armaturaning diametri sterjenlar kesishgan choklarda — 6mm va kesishmagan choklarda — 4 mm dan oshmasligi lozim.

Sterjenlar orasidagi masofani $3 \div 12$ sm qilib qabul qilish tavsiya etiladi.

Toʻrlar orasidagi masofa 40 sm dan oshmasligi zarur. «Zigzag» toʻrlar 2 ta qoʻshni chokda, bir-biriga tik yoʻnalishda oʻrnatilishi lozim.



15.9-rasm. Koʻndalang armaturalangan terim.

To'rlarning qo'yilishi terim sirtidan 5 mm gacha chiqib turgan armaturalar orqali nazorat qilinadi. Choklar qalinligi armatura diametridan kamida 4 mm ortiq bo'lishi lozim. Armaturalangan tosh terimi uchun markasi kamida 50 bo'lgan qorishmalar ishlatiladi. Armaturaning terimdagi miqdori hajmi bo'yicha armaturalash foizi orqali aniqlanadi:

$$\mu = \frac{V_s}{V_k} \cdot 100 \quad (15.21)$$

Bunda V_s va V_k — tegishli ravishda armatura va terimning hajmi.

Kvadrat uyali, kesim yuzasi A_{st} bo'lgan to'r uchun

$$\mu = \frac{2A_{st}}{C \cdot S} \cdot 100 \quad (15.22)$$

To'rli armaturalarni hisoblashda armatura miqdori 0,1 foizdan kam va 1 foizdan ortiq bo'lmasligi lozim.

Ko'ndalang armaturalashni markaziy siqiladigan elementlarda ishlatish maqsadga muvofiqdir. Nomarkaziy siqiladigan elementlarda ko'ndalang armaturalash samaradorligi kuch yelkasi va elementning egiluvchanligiga bog'liq bo'ladi. Elka oshishi bilan to'rning samaradorligi kamayib boradi. QMQga muvofiq, bo'ylama kuchning yelkasi, kesim o'zagi (yadrosi) radiusidan katta bo'lganda hamda egiluvchanligi $\lambda_h > 15$ va $\lambda_l > 53$ hollarida ko'ndalang armaturalashni qo'llashga ruxsat etilmaydi. Chunki ko'ndalang armaturalash terim mustahkamligini oshirmasligi sababli uning foydasi yo'q.

Markaziy siqilish. Ko'ndalang armaturalangan elementlar hisobi, armatura qo'yilmagan tosh terimlarning hisobidek, faqat armaturalangan terimning siqilishidagi hisobiy qarshilikning (R_{sk}) oshishini nazarda tutib bajariladi.

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A, \quad (15.23)$$

bunda N — hisobiy bo'ylama kuch.

$R_{sk} \leq 2R$ ko'ndalang armaturalangan tosh terimning markaziy siqilishidagi qarshiligi

$$R_{sk1} = R_1 + \frac{2 \cup R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}} \leq 2R_1, \quad (15.24)$$

bunda qorishmaning mustahkamligi 2,5 MPa dan katta bo'lganda R_1/R_{25} nisbat 1 ga teng deb qabul qilinadi;

R_s — armaturaning terimdagi hisobiy qarshiligi.

R_1 — armaturasiz tosh terimining ko‘rilayotgan muddatdagi qarshiligi.

R_{25} — M25 markali qorishma tosh terimining hisobiy qarshiligi.
 φ — bo‘ylama egilish koeffitsiyenti.

Egiluvchanlik va armaturali terimning elastiklik xarakteristikasi orqali α_{sk} topiladi:

$$\alpha_{sk} = \frac{\alpha R_u}{R_{sk,u}} \quad (15.25)$$

$$R_u = kR \quad (15.26)$$

$$R_{sk,u} = kR + \frac{2R_{su}\mu}{100} \quad (15.27)$$

$R_{sk,u}$ — armaturalangan tosh yoki g‘isht terimining siqilishdagi muvaqqat qarshiligi.

Ko‘ndalang to‘r armaturali terimning markaziy siqilishdagi armaturalash foizining qiymati quyidagi kattalikdan oshmasligi lozim.

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\% \quad (15.28)$$

Nomarkaziy siqilish. Nomarkaziy siqilishda ko‘ndalang armaturalash samaradorligi pasayadi, chunki bunda armaturaning faqat siqiladigan qismi ishlaydi xolos.

Hisob quyidagi formula bo‘yicha bajariladi.

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A_c \omega \quad (15.29)$$

yoki kesim yuzasi to‘rtburchak shakldagi element uchun:

$$N \leq m_{g1} \varphi_1 R_{skb} A \left(\frac{1-2e_0}{h} \right) \omega \quad (15.30)$$

Bunda ko‘ndalang armaturalangan terimning nomarkaziy siqilishdagi hisobiy qarshiligi M50 va undan ortiq mustahkamli qorishmalardan qilingan terimlar uchun quyidagicha topiladi:

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_s}{100} \left(\frac{1-2e_0}{y} \right) \leq 2R \quad (15.31)$$

Qorishmaning markasi M 25 dan kichik bo‘lsa:

$$R_{skb} = R_1 + \frac{2\mu R_s R_1}{(100 R_{25})} \cdot \left(1 - \frac{2e_0}{y} \right) \leq 2R_1 \quad (15.32)$$

Ko‘ndalang armaturali terimning nomarkaziy siqilishdagi armaturalash foizi quyidagi qiymatdan oshmasligi lozim:

$$\mu = \frac{50R}{\left(1 - \frac{2e_0}{y}\right)R_s} \geq 0,1\% \quad (15.33)$$

Bo'ylama armaturalangan terimlar. Mustahkamligi yetarli bo'lmagan egiluvchi, cho'ziluvchi va nomarkaziy siqiluvchi elementlarda bo'ylama armatura qo'llaniladi. Bundan tashqari, bo'ylama armaturalash yuqori egiluvchanlikli ($\lambda_i \geq 53$, $\lambda_h > 15$) markaziy siqiluvchi ustunlarda, yupqa devor va pardevorlarda hamda vibrasiya bo'lgan konstruksiyalarda konstruktiv ravishda qo'yilishi mumkin.

Bo'ylama armatura terimning ichida yoki tashqarisida terim sirtiga yotqizilgan qorishma ostiga yoki chuqurchalarga o'rnatiladi. O'zaro ishlashni ta'minlash maqsadida bo'ylama armatura terim bilan xomutlar orqali bog'lanishi lozim. Xomutlar orasidagi masofa armatura terimining ichida bo'lganida sterjenlarning 25 diametrdan, armatura tashqarida o'rnatilganda 15 diametrdan oshmasligi zarur.

Elementning tashqi qismiga qo'yilgan vertikal — konstruktiv yoki cho'ziluvchi armatura xomutlar bilan ko'pi bilan 80 diametr yoki 50sm masofada bog'lanishi shart.

Armaturani zanglashdan himoya qilish uchun qorishma markasi M50 dan kam bo'lmashligi lozim. Sementli qorishmalarda himoya qatlami quruq xonalarda 10—12 mm, yuqori namli yoki nam xonalarda, rezervuarlarda, fundamentlarda 20—30 mm qabul qilinadi. Xomutlar uchun himoya qatlami kamida 10 mm bo'lishi shart.

Hisobga olinadigan bo'ylama armaturaning miqdori siqiluvchi elementlar uchun kamida 0,1 foiz, cho'ziluvchi elementlar uchun kamida 0,05 foiz ni tashkil etishi lozim. Cho'ziluvchi bo'ylama armaturaning diametri kamida 3 mm, siqiluvchi armaturaning diametri kamida 8 mm qabul qilinadi. Devor va pardevorlarni armaturalashda fasad bo'yicha gorizonta va vertika armaturalar orasidagi masofa $8h$ (h — devor qalinligi)dan oshmasligi lozim.

Bo'ylama armaturali tosh terimlarining yuk ta'sirida ishlashi temirbeton konstruksiyalarning ishlashiga o'xshaydi. Shuning uchun ularni hisoblash usuli ham bir-biriga juda yaqin. Armaturali tosh konstruksiyalarning farqi shundaki, cheklangan holatda armaturadagi kuchlanish oquvchanlik chegarasiga etganda, terimning qarshiligidan to'la foydalanilmaydi, taxminan 85 foizi ishlatiladi xolos. Shuning uchun terimning siqilgan qismi uchun $m_k = 0,85$ ish sharoiti koeffitsiyenti qo'llaniladi.

Markaziy siqiluvchi elementlar hisobi. Markaziy siqiluvchi elementlar yuk ko'tarish qobiliyati terim va armatura qabul qiladigan kuchlarning yig'indisiga teng bo'ladi:

$$N \leq \varphi(0,85m_g RA + R_{sc}A_s') \quad (15.34)$$

bunda R_{sc} — siqiladigan bo'ylama armaturaning hisobiy qarshiligi, γ_{sc} koeffitsiyent bilan qabul qilinadi.

A_s — bo'ylama armaturaning kesim yuzasi.

Bo'ylama armaturalangan terimning elastiklik xarakteristikasi va bo'ylama egilish koeffitsiyenti oddiy terimnikidek topiladi.

Shuni ta'kidlab o'tish lozimki, markaziy siqilishda bo'ylama armatura odatda qo'yilmaydi, chunki kesim yuzasini oshirish yoki ko'ndalang armatura qo'llash unga nisbatan samaraliroq bo'ladi.

Nomarkaziy siqiluvchi elementlar hisobi. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarda hisob bo'yicha cho'zuvchi kuchlanishlarni qabul qiluvchi va choklar yorilishining oldini oluvchi, cho'zuvchi armatura yuzasi A_s topiladi.

Hisob temirbeton konstruksiyalaridek bajariladi.

Tashqi kuchning katta yelkalarida mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$N = m_g \varphi(1,05 Rbx + R_s A_s - R_{sc} A_s') \quad (15.35)$$

bu yerda $1,05R=1,25+0,85R$ — terimning siqilgan qismi qarshiligi, $1,25$ — mahalliy siqilishni hisobga oladi.

Siqilgan qismi balandligi kuchlarning muvozanati shartidan foydalanib topiladi.

Tashqi armaturalangan elementlarda qorishmaning himoya qatlami hisobga olinmaydi.

Egiluvchi elementlar hisobi. Yakka armaturali elementlar uchun mustahkamlik sharti:

$$M \leq 1,25 Rbx(h_0 - 0,5x) \quad (15.36)$$

Neytral o'q holati:

$$R_s A_s = 1,25 Rbx \quad (15.37)$$

formulasidan topiladi.

Bundan tashqari, egiluvchi elementlar ko'ndalang kuch ta'siriga ham tekshiriladi:

$$Q \leq R_w bz, \quad (15.38)$$

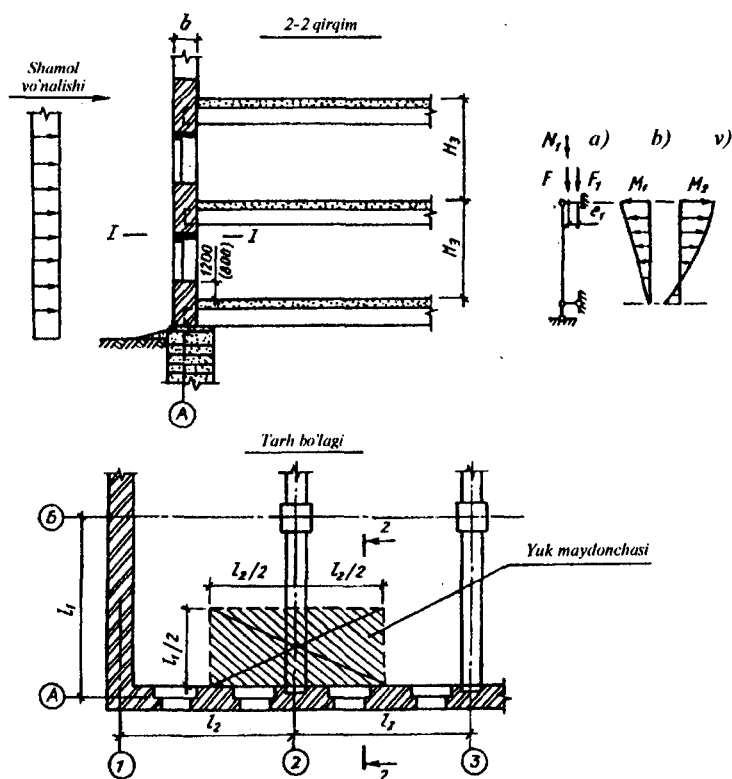
bu yerda $z = h_0 - 0,5x$.

Markaziy cho'ziluvchi elementlar hisobi. Bo'ylama armaturalangan terimlari markaziy cho'zilishga quyidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N \leq R_s A_s \quad (15.39)$$

15.4 Devorni mustahkamlikka hisoblash

Binolarning bo'ylama devorlari vertikal yo'nalishda qavatlararo yopmalarga tayangan uzluksiz balkalar kabi ishlaydi. Bunda tayanchlar oralig'i qavatlar balandligiga teng bo'ladi. Devorga shamol bosimi, devor vazni, ora yopmalar va tom og'irligi, shuningdek yopmalarning devorga nomarkaziy qo'yilishidan hosil bo'lgan tayanch momentlari ta'sir etadi. Devorlarni uzluksiz balka sifatida hisoblash ko'p mehnat talab qiladigan



15.10-rasm. Devorlar hisobiga doir tarh:

a — devorning hisoblash tarhi; b — vertikal yuklardan hosil bo'lgan momentlar epyurasi; v — shamol kuchidan hosil bo'lgan momentlar epyurasi.

ish bo'lgani sababli me'yorlar [14] soddalashtirilgan tarhda foydalanishga yo'l qo'yadi. Bu tarhga ko'ra nomarkaziy qo'yilgan vertikal kuchdan hosil bo'lgan moment faqat bitta qavatga ta'sir etadi deb olinadi. Eguvchi moment epyurasi uchburchak ko'rinishiga ega bo'lib, uning maksimal qiymati $M_1 = F_1 e_1$ va kichik qiymat nol bo'ladi (15.10-rasm).

Devorning yuk ko'tarish qobiliyatini hisoblashda yuklar yuqoridan pastga tomon hisoblanadi (tom, ora yopma, karniz va h.k.). Quyi qavat devorlariga eng ko'p yuk tushganligi sababli, odatda shu qavatning mustahkamligi tekshiriladi.

G'isht, tabiiy yoki sun'iy toshlar bloklaridan tiklangan binolarning devorlari aksariyat hollarda nomarkaziy siqilishga ishlaydi.

Olti qavatli g'ishtin binoning birinchi qavatidagi ikki deraza oralig'idagi devor (prostenka) mustahkamlikka qanday hisoblanishini ko'rib chiqamiz.

12- misol. G'ishtli devorni hisoblash.

Berilganlar:

— g'isht va qorishmaning markasi — 75

— devorning qalinligi — 2 g'isht.

— sim to'r armaturasining sinfi Br — I

— deraza o'rni $b_n \cdot h_n = 1,8 \cdot 1,8$ m

— bino qavatining balandligi $H_j = 4,0$ m.

Hisoblash uchun ikki deraza o'rnini o'z ichiga olgan oraliqni ajratib olamiz (15.11-rasm). Yuk ko'taruvchi devor qalinligi $h_d = 50$ sm, kengligi $b_{pros} = 220$ sm. Tom yuklari hisobi 15.1- jadvalda berilgan.

Devorga og'irligi tushadigan yuk maydonining yuzasi (15.12-rasm).

$$A_{gr} = \left(\frac{e_1}{2} + 0,5 \right) l_2 = \left(\frac{6}{2} + 0,5 \right) 8 = 28 \text{ m}^2$$

Ora yopmalardan to'plangan yuklar 15.2-jadvalda keltirilgan, bunda devorga tushadigan yuk maydoni

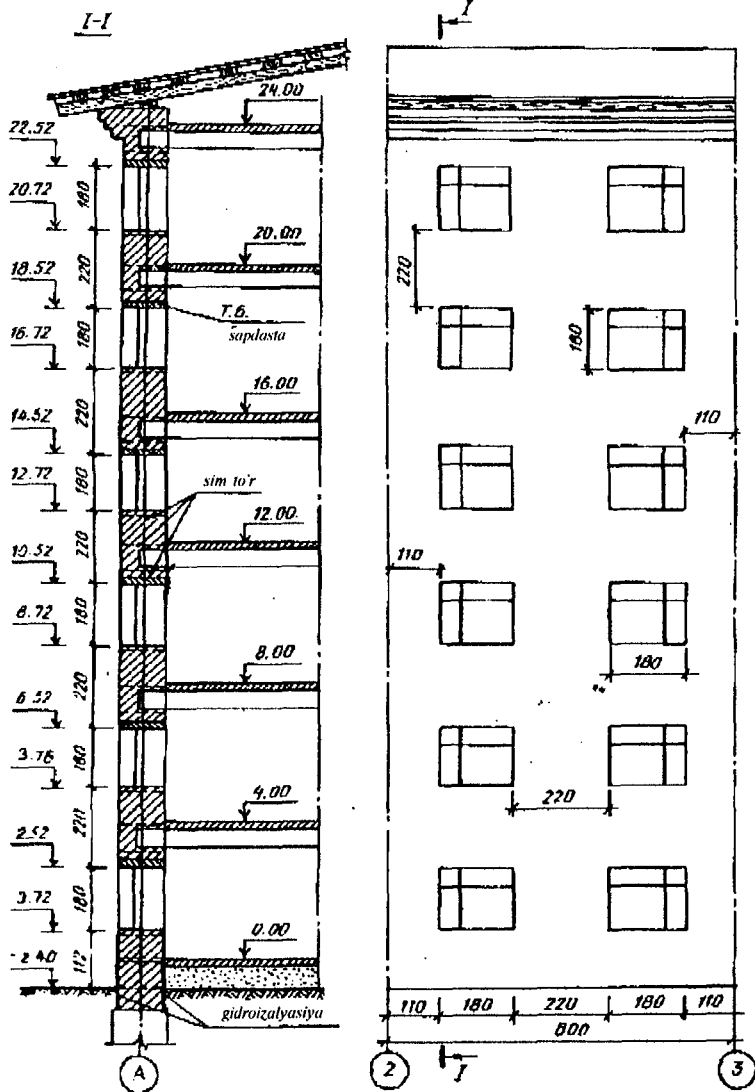
$$A_{gr} = \frac{l_1}{2} \cdot l_2 = \frac{6}{2} \cdot 8 = 24 \text{ m}^2$$

Tashqi devor yuklari 15.3-jadvalda hisoblangan. Devorga tushadigan yuk maydoni (15.12-rasmga qar.)

$$A_{cp} = l_2 H_{jn} - b_n h_n = 8 \cdot 4 - 1,8 \cdot 1,8 = 25,5 \text{ m}^2$$

Hisobiy zo'riqlashlarni hisoblash

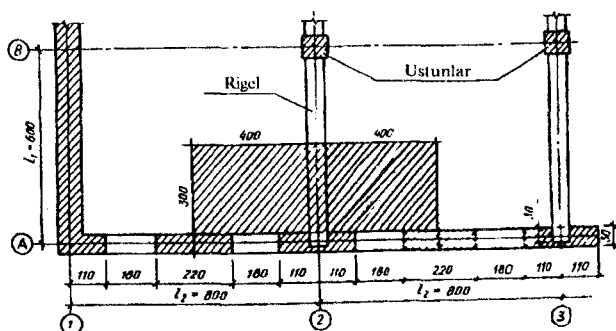
Yuqori qavatlarda to'planadigan devor og'irligi



15.11-rasm. Fasad fragmenti va devor qirgimi.

Devorga tomdan tushadigan yuk miqdori

№	Yuklar nomi	Me'yoriy yuk kN/m ²	Ishonchli- lik γ koef- fisiyenti		Hisobiy yuk, kN/m ²	Yuk maydonchasi, m ²	Devorga tushadigan yuk, kN
			Yuk bo'yicha γ _f	Vazifasi bo'yicha γ _n			
	I. Doimiy yuk						
1	Tunuka tom vazni	1,00	1,3	0,95	1,23	28	34,4
2	Rigelning xususiy og'irligi	0,57	1,1	0,95	0,59	28	16,5
3	Èpma panelining xususiy og'irligi	2,5	1,1	0,95	2,61	28	73,0
4	Chordoq yopmasiga tushadigan yuk	0,75	1,3	0,95	0,92	28	25,7
	Jami	4,82					149,6
	II. Muvaqqat yuk						
5	Qor og'irligi	0,7	1,4	1,0	0,98	28	27,4
	Hammasi	5,52					177,0



15.12-rasm. Devorning yuk maydonchasini aniqlashga doir.

Devorga orayopmalardan tushadigan yuk miqdori

№	Yuklar nomi	Meyoriy yuk kN/m ²	Ishonchli γ koeffitsenti		Hisobiy yuk, kN/m ²	Yuk maydonchasi m ²	Devorga tushadigan kN
			Yuk bo'yicha γ_b	Vazifasi bo'yicha γ_p kN/m ²			
	I. Doimiy yuk						
1	Pol vazni	0,72	1,2	0,95	0,82	24	19,6
2	Yopma poneli xususiy og'irligi	2,5	1,1	0,95	2,61	24	62,4
3	Regelning xususiy ogirligi	0,57	1,1	0,95	0,59	24	14,1
	Jami	3,79					96,1
	II. Muvaqqat yuk						
5	Yopmaga tushadi- gan foydali yuk	5,0	1,2	0,95	5,7	24	136,8
	Hammasi	8,79					232,9

$$N = 39,2 + 249,9 \cdot 5 = 1288,7 \text{ kN}$$

Tom va yuqori qavat yopmalaridan to'plangan yuklar:

$$F = 177,0 + 232,9 \cdot 4 = 1108,6 \text{ kN}$$

Qaralayotgan qavatga qo'yilgan yopmadan tushadigan yuk:

$$F_1 = 232,9 \text{ kN}$$

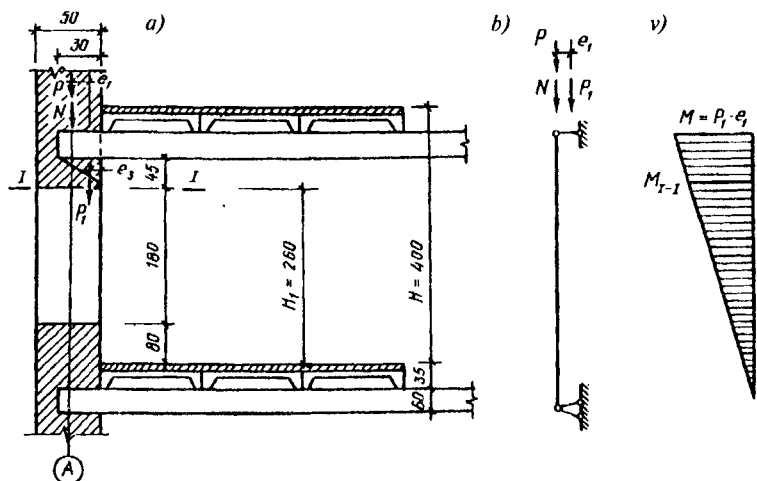
I—I kesimdagi hisobiy bo'ylama kuch (15.13-rasm):

$$N_{1-1} = N + F + F_1 = 1288,7 + 1108,6 + 232,9 = 2630,2 \text{ kN}$$

Rigelning devorga kirgan qismi $S=30$ sm bo'lsa, tayanch reaksiyasi qo'yilgan nuqtadan devorning ichki qirrasigacha bo'lgan masofa (15.13-rasmga. qar.):

$$e_3 = \frac{c}{3} = \frac{30}{3} = 10 \text{ sm, biroq } e_3 \geq 7 \text{ sm bo'lishi kerak.}$$

F_1 kuchning kesim og'irlik markazigacha bo'lgan yelkasi :



15.13-rasm. Devorni hisoblash:
a – devor qirgimi; b – devorni hisoblash tarhi;
v – vertikal yuklardan hosil bo‘lgan momentlar epyurasi.

$$e_1 = \frac{h}{2} - 7 = \frac{50}{2} - 7 = 18 \text{ sm}$$

I-I kesimda hosil bo‘ladigan hisobiy eguvchi moment:

$$M_{1-1} = F_1 e_1 \frac{H_1}{H} = 232,9 \cdot 0,18 \cdot \frac{3,45}{4,00} = 37,2 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Devorning yuk ko‘tarish qobiliyatini tekshirish

Devor kesimining yuzasi: $A = 220 \cdot 50 = 11000 \text{ sm}^2$.

Devorning ish sharoiti koeffitsiyenti $\gamma_c = 1$, chunki $A_{prist} = 1,1 \text{ m}^2 > 0,3 \text{ m}^2$.

Devorning hisobiy uzunligi: $l_0 = \mu H = 1 \cdot 400 = 400 \text{ sm}$.

Devorning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{400}{50} = 8$; jadvaldan $\varphi_c = 0,92$ (9-ilovalar).

Bo‘ylama hisobiy kuch N_{1-1} ning kesim og‘irligi markaziga nisbatan yelkasi:

$$e_0 = \frac{M_{1-1}}{N_{1-1}} = \frac{37,2}{2630,2} = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ sm}.$$

Devor siqilgan qismi ko‘ndalang kesimining balandligi:

$$h_c = h - 2e_0 = 50 - 2 \cdot 1,4 = 47,2 \text{ sm}$$

Devor siqilgan qismining egiluvchanligi:

$$\lambda_c = \frac{H}{h_c} = \frac{400}{47,2} = 8,47 \text{ sm}; \text{ jadvaldan } \varphi_c = 0,91 \text{ (9-ilova)}$$

Nomarkaziy siqilishda bo'ylama egilish koeffitsiyenti:

$$\varphi_1 = \frac{\varphi + \varphi_c}{2} = \frac{0,92 + 0,91}{2} = 0,915$$

ω koeffitsiyentini aniqlaymiz:

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{1,5h} = 1 + \frac{1,4}{1,5 \cdot 50} = 1,01 < 1,25$$

Devorning yuk ko'tarish qobiliyati

$$\begin{aligned} N &\leq m_g \varphi_1 R A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1,0 \cdot 0,915 \cdot 1,4 \cdot 11000 (100) \times \\ &\times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) 1,01 = 1409100 \cdot 0,95 = 1349185 \text{ H} = \\ &= 1349,1 \text{ kN} < 2630,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

bu yerda $R=1,4 \text{ MPa}$ —armaturalanmagan devorning hisobiy qarshiligi (15-ilova).

Hisob natijalari devorning mustahkamligi yetarli darajada emasligini ko'rsatdi. Shuning uchun devorga armatura qo'yib, uni kuchaytirish talab etiladi.

*Ko'ndalang armaturalangan devorni
mustahkamlikka hisoblash*

Armatura sinfi Br—I, diametri 5 mm, kesim yuzi $A_s=0,196 \text{ sm}^2$, kataklar o'lchami $C=5 \text{ sm}$ bo'lgan simto'r qabul qilamiz.

$$R_s = \gamma_{cs} R_{sc} = 0,6 \cdot 360 = 216 \text{ MPa};$$

$$R_{sn} = \gamma_{cs} R_{sn} = 0,6 \cdot 395 = 237 \text{ MPa},$$

bu yerda γ_{cs} — ish sharoiti koeffitsiyenti bo'lib, 16-ilovada berilgan jadvaldan olinadi. Devorni armaturalash foizi $\mu = 0,36\% > 0,1\%$ deb qabul qilinadi.

Nomarkaziy siqilish holatida ishchi armaturalangan devorning hisobiy qarshiligini tekshiramiz:

$$R_{skb} = 2R = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ MPa}$$

$$R_{skb} = R + \frac{2\mu R_y}{100} \left(1 - \frac{2e_0}{y}\right) = 1,4 + \frac{2 \cdot 0,36 \cdot 216}{100} \times$$

$$\times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{25}\right) = 2,77 < 2,8 \text{ MPa}$$

$$y = \frac{h_{cm}}{2} = \frac{50}{2} = 25 \text{ sm.}$$

Shart qanoatlantirildi, demak, armaturalash foizi to'g'ri belgilangan.

Armaturalangan devorning elastiklik tavsifi α_{sk} quyidagi formuladan aniqlanadi: $\alpha_{sk} = \alpha R_u / R_{sku}$, bu yerda $\alpha = 1000$ g'isht devorning elastiklik tavsifi (17-ilova); R_u — devorning siqilishga bo'lgan muvaqqat qarshiligi bo'lib, $R_u = KR = 2 \cdot 1,4 = 2,8 \text{ MPa}$.

K — devor materialiga bog'liq bo'lgan koeffitsiyent; (g'isht, yirik bloklar, xarsang tosh, butobeton uchun $K=2$; g'ovakli betondan ishlangan yirik va mayda bloklardan tiklangan devor uchun $K=2,25$). R_{sku} — armaturalangan g'isht devorning siqilishga bo'lgan muvaqqat qarshiligi

$$R_{sku} = KR + \frac{2R_{smu}}{100} = 2 \cdot 1,4 + \frac{2 \cdot 237 \cdot 0,36}{100} = 4,50 \text{ MPa,}$$

u holda $\alpha_{sk} = 1000 \cdot 2,8 / 4,50 = 622,2$ bo'ladi.

Devor egiluvchanligi $\lambda_n = 8$ bo'lganda, bo'ylama egilish koeffitsiyenti $\varphi = 0,92$ (18-ilova). Kesimning siqilgan qismi uchun egiluvchanlik $\lambda_c = 8,43$ va elastiklik tavsifi $\alpha_{sk} = 622,2$ bo'lganda bo'ylama egilish koeffitsiyenti $\varphi_c = 0,91$ bo'ladi (18-ilova).

$$\varphi_1 = (\varphi + \varphi_c) / 2 = (0,92 + 0,91) / 2 = 0,915;$$

$$m_g = 1,0; \quad \omega = 1,01.$$

Ko'ndalang armatura bilan armaturalangan devorning yuk ko'tarish qobiliyati

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A \left(1 - \frac{2e_0}{h}\right) \omega = 1 \cdot 0,915 \cdot 2,77 \cdot (100) 11000 \times$$

$$\times \left(1 - \frac{2 \cdot 1,4}{50}\right) 1,01 = 2658195 \text{ N} = 2658,1 \text{ kN} > 2630,2 \text{ kN}$$

Devorning mustahkamligi yetarli darajada. Endi devor balandligi bo'ylab simto'rlarni joylashtirish masofasini aniqlaymiz:

$$S = \frac{2A}{\mu c} 100 = \frac{2 \cdot 0,196}{0,36 \cdot 5} \cdot 100 = 22,4 \text{ sm}$$

G'isht devorning bir qatorining o'rtacha balandligi 8 sm bo'ladi. U holda $S = 22,4/8 = 2,8$. Simto'rlarni devorning har 3 qatoriga joylashtiramiz. Me'yorlarga binoan simto'r yotqiziladigan qatorlar soni 5 tadan ortmasligi kerak. (6.76p [14]).

Demak, 75 markali g'isht va qorishmadan qurilgan 6 qavatli, ikki g'ishtli binoning birinchi qavati mustahkamligini ta'minlash uchun har 3 qatorda Br—I sinfli simto'r qo'yilishi lozim ekan.

Nazorat savollari

1. Markaziy Osiyo hududidagi g'ishtdan qurilgan tarixiy obidalar haqida ma'lumot bering.

2. Qurilishda ishlatiladigan tosh va g'ishtlarning turlari, qurilish qorishmalari, tosh g'isht va qorishmalarning qanday markalari ma'lum?

3. Terimning siqilishdagi mustahkamligi qanday aniqlanadi?

4. Tosh-g'isht terimining deformativ hossalari nimalardan iborat va ular qanday aniqlanadi?

5. Tosh-g'isht konstruksiyalari mustahkamlikka qanday hisoblanadi?

6. Mahalliy siqilish nima va u qanday aniqlanadi?

7. Nomarkaziy siqilgan elementlar va ulardagi kuchlanganlik holati.

8. Nomarkaziy siqiluvchi elementlarni mustahkamlik bo'yicha hisoblash nimalardan iborat?

9. Terimga armatura ko'yishdan maqsad nima va u qanday aniqlanadi?

10. Armaturalangan tosh konstruksiyalari markaziy siqilishga qanday hisoblanadi?

11. Armaturalangan tosh konstruksiyalari nomarkaziy siqilishga qanday hisoblanishini tushuntirib bering.

12. Bo'ylama armaturalangan terimlar nima uchun kerak va undangi armaturaning ta'siri qanday bo'ladi?

Xulosa

Darslikni materilallarini tayyorlash jarayonoda mualliflar qurilishda foydalanilgan temir beton konstruksiyalarini hisoblash tartibi, hamda unga tashqi kuchlar va tashqi omillar ta'siriga bo'lgan e'tiborni alohida qaratdilar. Temir beton konstruksiyalarini loyihalash va hisoblashdan maqsad kitobxonni qo'yilayotgan masalani qanday echimi to'g'ri va aniq topish to'g'risida muxandislik fikr yuritishga o'rgatish. Chunki temir beton konstruksiyalari bino va inshootlarning asosoi materallari «noni» bo'lib qoladi. Betonning kesim yuzasi bo'yicha hossasining bir xil emasligi, siqilgan elementdagi boshlang'ich egrilik yoki uni vertikal o'q bo'yicha og'ishi hisobga olinmagan gorizantal kuchlar, atrof muxitni ta'siri va boshlang'ich omillarni har doim ham hisobga olishni imkoni yo'qligi, bo'lish ham mumkin emasligi hisob ishlarini ancha mutakablashtiradi.

Konstruksiyalarni loyihalash, kesim yuzasi va tashqi kuchlar haqidagi ma'lumotlar asosida, qurilish me'yorlari va talabalarni hisobga olgan holda bino va inshootni qurish va ishlatish jarayonida mustaxkamligi, yoriqbardoshligi va bikirligini ta'minlaydigan hisobiy kuchni aniqlashdan iborat.

Shu bilan birga loyihalangan bino va inshoot konstruksiyalarni samaradorligi uni texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari hamda ishlash jarayonida mavjud foydalanish talablariga mosligi darajasiga qarab baholanadi.

Konstruksiyalarni hisoblashni eng samarali va keng qo'llanilayotgan usuli bu chegaraviy holatlar usulidir. Bundan material xususiyati va ishlash sharoitini hisobga olgan holda element kesim yuzasida xosil bo'ladigan ichki kuchlanish aniqlashdan iborat.

Shuni alohida takidlash joizki, darslikning III - nashrida 2003 yilda II - farqli holda nashrida qurilishga doir yangi internetdan olingan ma'lumotlar bilan boitilgan va mazmunan to'ldirildi hamda zamon talablari asosida qayta sayqal berib ishlab chiqildi. Darslikda temirbeton konstruksiyasiga oid atama va iboralar log'ati ham ilova qilingan.

I L O V A L A R

1 - i l o v a

XALQARO SHARTLI BELGILAR

1984 yildan e'tiboran qurilish konstruksiyalarini loyihalash normalarida (jumladan, QMQ 2.03.01-96 da) harfiy belgilashlarning yangi tizimiga o'tilgan. U ST SEV 1565-79 «Normativno-texnicheskaya dokumentatsiya v stroitelstve. Bukvennie oboznacheniya» deb nomlanuvchi davlat standartiga asoslangan bo'lib, standartlash bo'yicha Xalqaro tashkilot (ISO)ning 3898 raqamli «Belgilar va asosiy ramzlar» xalqaro standartiga mos keladi.

Yangi harfiy belgilar quyidagi qoidalarga asoslanadi.

Asosiy harfiy belgi lotin yoki grek alifbosining bosma yoki yozma harflaridan olinadi. Zarur hollarda asosiy belgi bir yoki bir necha indeks bilan ta'minlanadi. Indekslar harfiy yoki raqamli bo'lishi mumkin.

Harfiy indekslar bir, ikki yoki uch harfdan iborat bo'ladi va tegishli atamaning qisqartmasi sanaladi. Bir harfli indeks turli ma'nolar anglatgan hollarda ikki va uch harfli indekslar qo'llaniladi. Raqamli indekslar arabcha bo'lib, harfdan keyin joylashadi.

Miqdorlarni lotincha bosma harflar bilan belgilash		
Nomi	Belgisi	Manba
Tashqi kuch	F, forse	kuch
Burovchi moment	T, torsion	buralish
Oldindan zo'riqtirish kuchi	P, prestression	oldin dan zo'riqtirish
Yuza	A, aria	yuza
Statik moment	S, static	statik
Inersiya momenti	J, inertia	inersiya

Nomi	Belgisi	Manba
Qarshilik (kuchlanish)	R , resistance	qarshilik
Polzuchest (tob tashlash)	C , creep	tob tashlash
Elastiklik	E , elasticity	elastik
Siqilish bo'yicha beton sinfi	B , beton	beton
Zichlik bo'yicha beton markasi	D , density	zichlik
Sovuqbardoshlik bo'yicha beton markasi	F , frost	sovuq
Suv o'tkazmaslik bo'yicha beton markasi	W , water	suv

Miqdorlarni lotincha yozma harflar bilan belgilash

Nomi	Belgisi	Manba
Masofa, o'lcham	a	
Kenglik	b , broud	keng
Balandlik	h , height	balandlik
Siqilish zonasi balandligi	x	
Qalinlik	t , thickness	qalinlik
Ichki juft elkasi	z	
Element uzunligi	l , length	uzunlik
Xomutlar orasidagi masofa	s , step	qadam
Ekssentrisitet	e , exentricity	yelka
Radius, yadro masofasi	r , radius	radius
Kesimning inersiya radiusi	i , inertia	inersiya
Nimaningdir soni	n , number	soni
Solqilik	f , flexure	egilish
Koordinatalar	x, y, z	

Bir harfli indekslar

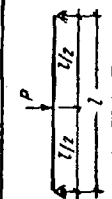
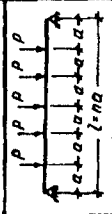
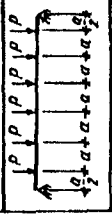
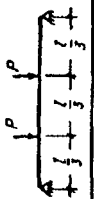
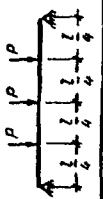
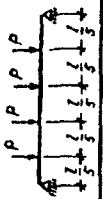
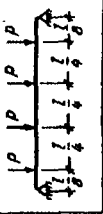
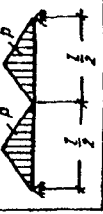
Nomi	Belgisi	Manba
Beton	b , beton	beton
Siqilish	c , compression	siqish
To'sin tokchasi	f , flange	tokcha
Kuch		f , force, kuch

Nomi	Belgisi	Manba
Normativ (me'yoriy)	n, norm	norma
Zo'riqtirish	p, prestressed	zo'riqish
Armatura	s, steel	po'lat
Cho'zilish	t, tension	cho'zilish
Chegaraviy	u, ultimate	chegara
Hajm	v, volume,	hajm
To'sin devori	w, web	devorcha
Oqish chegarasi	y, yeld	oqish chegarasi
Uzoq muddatli	l, long	uzun
Ikki harfli indekslar		
Nomi	Belgisi	Manba
Kritik	cr, critical	kritik
Effektiv	ef, effective	foydali
Elastik	el, elastic	elastik
Plastik	pl, plastic	plastik
Anker	an, ancore	anker
Uch harfli indekslar		
Nomi	Belgisi	Manba
Tashqi	ext, external	tashqi
Ichki	int, internal	ichki
Keltirilgan	red, reduce	keltirish
Ekspluatasion	scr, service	ekspluatasiya
Yig'indi	tot, total	yig'indi
Nazorat qiluvchi	con, control	nazorat
Eksperimental	exp, experimental	tajribaviy
Yoriq	crc, crack	yoriq
Xalqaviy	cir, circle	aylana
Qiya	inc, inclined	qiya
Mahalliy	loc, local	lokal
Tayanch	sup, support	ushlab turmoq
Qirqish	cut, cut	qirqish

Uch va to'rt oraliqli uzluksiz balkalarda eguvchi moment va kesuvchi kuchlarning qiymatlari

№	Yuklash tarhlari	Eguvchi momentlar					Ko'ndalang yuklar			
		M_1	M_2	M_B	M_C	M_D	Q_A	Q_B^A	Q_B^{up}	Q_C
1		0,080	0,025	-0,100	—	—	0,400	-0,600	0,500	—
2		0,101	-0,050	-0,050	—	—	0,450	—	—	—
3		—	0,075	-0,050	—	—	-0,050	—	—	—
4		—	—	0,117	-0,033	—	—	0,617	0,583	—
5		—	—	0,017	-0,067	—	—	0,017	-0,083	—
6		0,077	0,037	-0,107	-0,071	—	0,393	-0,607	0,536	-0,464
7		0,100	—	-0,054	-0,036	—	0,446	—	—	—
8		—	0,080	-0,054	-0,036	—	-0,054	—	—	—
9		—	—	-0,121	-0,018	-0,058	—	-0,621	0,603	—
10		—	—	0,013	-0,054	-0,049	—	0,013	-0,067	—
11		—	—	-0,036	-0,107	—	—	—	—	-0,571
12		—	—	-0,071	0,036	—	—	—	—	0,107

Yuklarni intensivligi P_{ek} bo'lgan tekis yopiq kuchga
keltirish ko'effitsientlari

Yuklash tarhlari	P_{ek}	Yuklash tarhlari	P_{ek}	Yuklash tarhlari	P_{ek}
	$\frac{3}{2} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{n^2 - 1}{n} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{2n^2 + 1}{2n} \cdot \frac{P}{l}$
	$\frac{8}{3} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{9}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{11}{10} \cdot P$
	$\frac{15}{4} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{19}{6} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{5}{8} \cdot P$
	$\frac{24}{5} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{33}{8} \cdot \frac{P}{l}$		$\frac{17}{32} \cdot P$

**Chegaraviy holatlarning birinchi R_s , R_{sw} , R_{sc} va ikkinchi $R_{s,ser} = R_{sn}$
MPa guruhlari uchun sterjenli armaturaning
hisobiy qarshiliklari hamda plastiklik moduli E_s , MPa**

Qarshilik ko'rsatkichlari	Armatura sinfi									
	A-I	A-II	A-III dia- metri, mm		A-III _B nazoratli		A-IV A _{T-IV}	A-V A _{T-V}	A-VI A _{T-VI}	A-VII
			6...8	10...40	faqat uzay- ish	uzay- ish va kuch- lanish				
Bo'ylama arma- turaning cho'zi- lishga qarshi- ligi, R_s	225	280	355	365	490	450	510	680	815	980
Ko'ndalang ar- maturaning cho'zilishga qarshiligi, $R_{sw} = R_{s,inc}$	175	225	285	290	390	360	405	545	650	785
Siqilish qar- shiligi, R_{sc}	225	280	355	365	200	200	450	500	500	500
Cho'zilish qarshiligi, $R_{s,ser} = R_{sn}$	235	295	390	390	540	540	590	785	980	1175
Elastiklik moduli $E_s \cdot 10^3$, MPa	210	210	200	200	180	190	190	190	190	190

Eslatma: Payvandlangan karkaslarda diametri bo'ylama sterjenlar diametri-
ning 1/3 qismidan kam bo'lgan, A-III sinfli armatura xomutlari
uchun $R_{sw} = 255$ MPa deb olinadi.

Chegaraviy holatlarning birinchi R_s , R_{sw} , R_{sc} va ikkinchi $R_{s,ser}=R_{sn}$ MPa guruhleri uchun sim armaturaning hisobiy qarshiliklari hamda elastiklik moduli E_s , MPa

Armatura sinfi	Armatura diametri, mm	Cho'zilish qarshiligi		Siqilish qarshiligi, R_{sc}	Cho'zilish qarshiligi, $R_{s,ser}=R_{sn}$	Elastiklik moduli $E_s \cdot 10^3$, MPa
		bo'ylama armatura, R_s	ko'ndalang armatura, $R_{sw}=R_{s,inc}$			
Br-I	3	375	270/300	375	410	170
	4	365	265/295	365	405	
	5	360	260/290	360	395	
B-II	3	1240	990	400	1490	200
	4	1180	940	400	1410	
	5	1110	890	400	1335	
	6	1050	835	400	1255	
	7	980	785	400	1175	
	8	915	730	400	1100	
Br-II	3	1215	970	400	1460	200
	4	1145	915	400	1370	
	5	1045	835	400	1255	
	6	980	785	400	1175	
	7	915	730	400	1100	
	8	850	680	400	1020	
K-7	6	1210	965	400	1450	180
	9	1145	915	400	1370	
	12	1110	890	400	1335	
	15	1080	865	400	1295	
K-19	14	1175	940	400	1410	180

Eslatma. Kasr chizig'i ostida to'qima karkaslarda ko'ndalang armatura R_{sw} ning qiymatlari berilgan.

Armatura turlari (sortament)

Dia- metr, mm	Ko'ndalang kesimning hisobiy yuzasi, sm ² , sterjenlar soni										Mas- sa I m, kg	Armatura								
												sterjenli armatura sinflari				simli armatura sinflari				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055	-	-	-	-	-	-	X	-	-
4	0,126	0,25	0,36	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,098	-	-	-	-	-	-	X	X	-
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154	-	-	-	-	-	-	X	X	X
6	0,283	0,57	0,86	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222	X	-	X	-	-	-	-	X	X
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302	-	-	-	-	-	-	-	X	X
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395	X	-	X	-	-	-	-	X	X
10	0,789	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617	X	X	X	X	X	X	-	-	-
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888	X	X	X	X	X	X	-	-	-
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208	X	X	X	X	X	X	-	-	-
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578	X	X	X	X	X	X	-	-	-
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,9	25,45	1,998	X	X	X	X	X	X	-	-	-
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466	-	X	X	X	X	X	-	-	-

Dia- metr, mm	Ko'ndalang kesimning hisobiy yuzasi, sm ² , sterjenlar soni										Mas- sa 1 m, kg	Armatura												
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10		sterjenli arra sinflari												
A-I	A-II	A-III	A-IV	A-V	A-VI	Bp-I	B-II	Bp-II																
22	3,801	7,60	11,4	15,2	19,0	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984	X	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853	-	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834	-	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313	-	X	X	X	X	-	-	-	-	-	-	-	-
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,990	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,805	-	-	X	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Eslatma. «x» ramzi bilan ishlab chiqariladigan diametrlar belgilangan

Armatura arqonlarining (kanat) turlari

Arqon sinfi	Diametri, mm		Ko'ndalang kesimning hisobiy yuzasi, sm^2	Arqonning nazariy massasi, kg
	Arqon	Alohida sim		
K-7	6	2	0,227	0,173
	9	3	0,510	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
K-19	14	2,8	1,287	1,020
K2x7	18	3	1,019	0,801
K3x7	13	2	0,678	0,583
	20	3	1,527	1,209
K3x19	16,5	1,5	1,031	0,795
	22	2	1,809	1,419

Temirbeton konstruksiyalarning yoriqbardoshligiga qo'yiladigan talablar toifasi hamda armaturaning ruxsat etilgan yoriqlar kengayishining chegaraviy qiymatlari a_{arc1} va a_{arc2} , mm

Konstruksiyaning ishlash sharoiti	Armatura sinflari		
	A-I, A-II, A-III, A-III _B va A-IV sinfli sterjenli; B-I va B-II sinfli sim armatura	A-V va A-VI sinfli sterjenli B-II, Br-II, K-7 va K-19 sinfli sim armatura, diametri 3,5 mm va undan ortiq	B-II, Br-II va K-7 sinfli sim armatura, diametri 3 mm va undan kam
1. Yopiq binoda	3-toifa $a_{arc1} = 0,4$ $a_{arc2} = 0,3$	3-toifa $a_{arc1} = 0,3$ $a_{arc2} = 0,2$	3-toifa $a_{arc1} = 0,2$ $a_{arc2} = 0,1$
2. Ochiq havoda, shuningdek grunt da er osti suvlari sathidan yuqori yoki pastda	3-toifa $a_{arc1} = 0,4$ $a_{arc2} = 0,3$	3-toifa $a_{arc1} = 0,2$ $a_{arc2} = 0,1$	3-toifa $a_{arc1} = 0,2$
3. Er osti suvlari sathi o'zgaradigan gruntlarda	3-toifa $a_{arc1} = 0,3$ $a_{arc2} = 0,2$	2-toifa $a_{arc1} = 0,2$	2-toifa $a_{arc1} = 0,1$

Chegaraviy holatlarning birinchi R_b va R_{bt} , shuningdek ikkinchi $R_{b,ser}=R_{bt}$ va $R_{bt,ser}=R_{bt}$ MPa guruhlar uchun og'ir, A guruhli mayda donali va yengil betonlarning hisobiy qarshiliklari

Qarshilik turi	Siqilish mustahkamligi bo'yicha beton sinflari														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
O'q bo'ylab	$R_b=2,1$	2,8	4,5	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
O'q bo'ylab	$R_{b,ser}=2,7$	3,5	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
O'q bo'ylab	$R_{bt}=0,26$	0,37	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
cho'zilish	$R_{bt,ser}=0,39$	0,55	0,7	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5

Eslatma. Beton sinfi B 45 va undan yuqori bo'lsa, og'ir betonlarga tegishli bo'ladi.

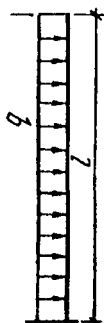
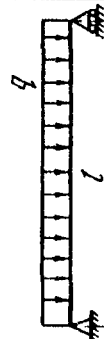
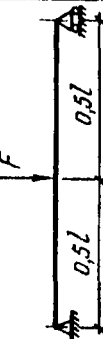
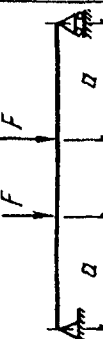
Betonning siqilish va cho'zilishdagi boshlang'ich elastiklik modullari $E_b \cdot 10^3$, MPa

Beton	Betonning siqilish mustahkamligi bo'yicha sinfi														
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Og'ir betonlar: tabiiy sharoitda qotadigan atmosfera bosimi ostida issiq ishlov berilgan avtoklavda ishlov beril- gan	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
	7,0	9,8	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Mayda donali guruhlar: A-tabiiy sharoitda qota- digan	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	-	-	-	-
issiq ishlov berilgan	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	-	-	-	-
B-tabiiy sharoitda qotadigan issiq ishlov berilgan	6,5	9,0	12,5	14,0	15,6	17,0	20,0	21,5	23,0	-	-	-	-	-	-
	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	-	-	-	-	-	-
V-avtoklavda qotadigan	-	-	-	-	-	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25

Beton	Betonning siqilish mustahkamligi bo'yicha sinfi													
	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55 B60
Zichligiga qarab, engil va kovakli betonlar:														
800	4,5	5,0	5,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1000	5,5	6,3	7,2	8,0	8,4	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1200	6,7	7,6	8,7	9,5	10,0	10,5	-	-	-	-	-	-	-	-
1400	7,8	8,8	10,0	11,0	12,5	13,5	14,5	15,5	-	-	-	-	-	-
1600	9,0	10,0	11,5	12,5	13,2	14,0	15,5	16,5	17,5	18,5	-	-	-	-
1800	-	11,2	13,0	14,0	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	-	-	-
2000	-	-	14,5	16,0	17,0	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	-	-	-

Eslatma. Zo'riqtiriladigan betonlar uchun E_b ni olishda, og'ir beton uchun berilgan qiymatini $\alpha = 0,66+0,06B$ ga ko'paytiriladi.

ρ_m koeffitsiyent qiymatlari

N/N	Konsol balkaning yuklanish tarhi	ρ_m	Erkin tayangan balkaning yuklanish tarhi	ρ_m
1		$\frac{1}{4}$		$\frac{5}{48}$
2		$\frac{1}{3}$		$\frac{1}{12}$
3		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$		$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$

Temirbeton elementlarning chegaraviy solqiliklari, f_s

1.	Yassi yopma va orayopmalar, uzunligi bo'yicha	
	$l < 6 \text{ m}$	$l/200$
	$6 \text{ m} \leq l \leq 7,5 \text{ m}$	3 sm
	$l > 7,5 \text{ m}$	$l/250$
2.	Qovurg'ali yopmalar va zinapoya elementlari	
	$l < 5 \text{ m}$	$l/200$
	$5 \text{ m} \leq l \leq 10 \text{ m}$	$2,5 \text{ sm}$
	$l > 10 \text{ m}$	$l/400$
3.	Qishloq xo'jaligi binolari tomlari	
	$l < 6 \text{ m}$	$l/150$
	$6 \text{ m} \leq l \leq 10 \text{ m}$	4 sm
	$l > 10 \text{ m}$	$l/250$

α_k koeffitsiyentning chegaraviy qiymatlari

Armatura sinfi	γ_{b2}	Beton sinfi							
		B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50
A-I	0,9	0,461	0,457	0,451	0,446	0,441	0,435	0,43	0,424
	1,0	0,453	0,447	0,439	0,433	0,426	0,419	0,412	0,405
A-II	1,1	0,451	0,444	0,438	0,43	0,421	0,414	0,405	0,398
	0,9	0,455	0,451	0,445	0,438	0,434	0,427	0,422	0,415
	1,0	0,445	0,439	0,43	0,423	0,416	0,409	0,401	0,393
A-III	1,1	0,443	0,435	0,429	0,42	0,411	0,403	0,393	0,386
	0,9	0,448	0,443	0,437	0,43	0,425	0,418	0,412	0,405
	1,0	0,436	0,429	0,420	0,412	0,405	0,397	0,389	0,381
A-IV	1,1	0,434	0,425	0,418	0,408	0,399	0,391	0,381	0,372
	0,9	-	0,44	0,43	0,42	0,42	0,41	0,40	0,40
	1,0	-	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
A-V	1,1	-	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,36
	0,9	-	0,41	0,4	0,39	0,385	0,38	0,37	0,36
A-VI	1;1,1	-	0,38	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
	1;1,1	-	0,36	0,345	0,33	0,32	0,31	0,30	0,29
K-7 (d=12; 15 mm)			0,34	0,325	0,31	0,3	0,29	0,28	0,27
B-II (d=5;6 mm)									
Br-II (d=4;5 mm)									

Ko'p qavatli va ko'p oraliqli ramalar hisobiga doir jadvallar

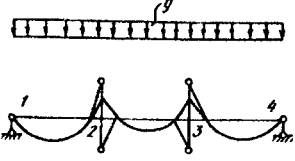
Ramaning hisoblash tarxi yig'ma temirbeton konstruksiyalari ishlab chiqaradigan korxonalardagi konstruksiyalarga mos keladi. Bunda qavatlar balandligi bir xil, ustunlarning kesim yuzasi barcha qavatlarda o'zgarmas deb olinadi. Rama rigellari chetki tayanchlarda kolonna bilan sharnirli va bikir birikkan holda qaraladi.

Rigellarning tayanch momentlari $M = (\alpha g + \beta v) l^2$; bu erda α va β koeffitsiyentlarining qiymati rigelni doimiy g va muvaqqat yuk v bilan yuklanish sxemasiga hamda rigel va ustunning nisbiy bikirliklari nisbati $K = B l_{col} / l B_{col}$ ga bog'liq. Bu erda B, l — rigelning bikirligi va uzunligi; B_{col}, l_{col} — ustunning bikirligi va uzunligi (qavat balandligi).

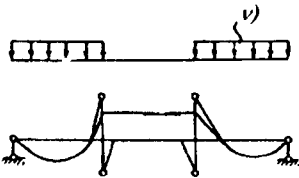
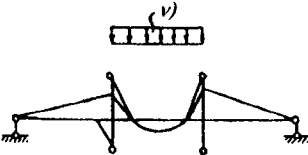
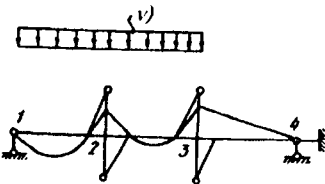
Rigelning oraliqdagi momentlari va ko'ndalang kuchlari rigel uchidagi tayanch momentlari va yuklanish turlariga qarab aniqlanadi.

Ustunlardagi eguvchi momentlar rigellarning tayanch qismida hosil bo'lgan momentlar farqi ΔM orqali aniqlanadi. O'rta qavatlarda tugunga pastdan va yuqoridan kelib tutashgan ustunlarga teng taqsimlanadi $M = 0,5 \Delta M$, birinchi qavatda $M = 0,4 \Delta M$, yuqori qavatda $M = \Delta M$. Bunda ustunlardagi eguvchi momentlarni aniqlash uchun lozim bo'lgan rigel momentlarining qiymati K birinchi qavatda 1,2ga, yuqori qavatda 2 ga ko'paytiriladi.

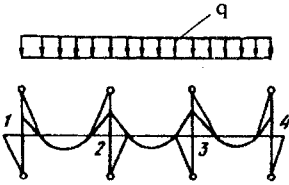
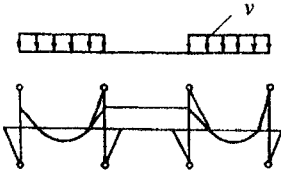
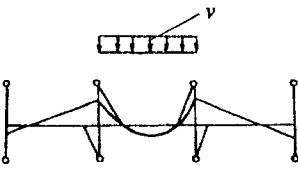
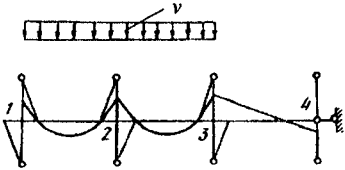
1. Chetki tayanchlar sharnirli birikkan rama rigellari

Yuklash xillari va momentlar epyuralari	K	Tayanch momentlari		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
1	2	3	4	5
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096

14- ilovaning davomi

1	2	3	4	5
	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,044
	6	-0,117	-0,112	-0,042

2. Chetki tayanchlari ustunlarga bikir birikkan rama rigellari

Yuklash xillari va momentlar epyrallari	K	Tayanch momentlari			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,085	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091
	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043

15-ilova

**Terimning barcha turlari uchun siqilishdagi
hisobiy qarshilik R , MPa**

G'isht mar- kasi	Quyidagi markali qorishmada terilgan devor qatorlari balandligi 50...150mm								Qorishma mustah kamligi	
	200	150	100	75	50	25	10	4	0,2	0
300	3,9	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,8	1,7	1,5
250	3,6	3,3	3,0	2,8	2,5	2,2	1,9	1,6	1,5	1,3
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,6	1,4	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,5	1,3	1,2	1,0	0,8
125	—	2,2	2,0	1,9	1,7	1,4	1,2	1,1	0,9	0,7
100	—	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	1,0	0,9	0,8	0,6
75	—	—	1,5	1,4	1,3	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5

16-ilova

**Terim tarkibidagi armaturaning ish sharoiti
koeffitsiyenti γ_a ning qiymatlari**

Konstruksiyanı armaturalash turi	Armatura sinfi		
	A-I	A-II	Br-I
To'rsimon armaturalash	0,75	—	0,6
Devordagi bo'ylama armatura	1	1	1
cho'ziluvchi	0,85	0,7	0,6
siqiluvchi	0,8	0,8	0,6
buklangan va xomutlar			
Devordagi ankerlar va bog'lagichlar:			
M25 va undan ortiq qorishmada	0,9	0,9	0,8
M10 va undan past qorishmada	0,5	0,5	0,6

17-ilova

Terimning elastiklik tavsifi α

Devor turi	Qorishma markasi			Qorishma mustahkamligi	
	25...200	10	4	0,2	0
Plastik presslangan oddiy va bo'shliqli sopol g'ishtdan, bo'shliqli silikat toshlardan, g'ovak to'ldirgichli betondan tayyorlangan toshlardan hamda engil tabiiy toshlardan te- rilgan devorlar	1000	750	500	350	200
Yaxlit va bo'shliqli silikat g'ishtdan terilgan devorlar	750	500	350	350	200
Yarim quruq presslangan oddiy va bo'shliqli sopol g'ishtdan terilgan devorlar	500	500	350	350	200

Terimning bo'ylama egilish koeffitsiyenti φ

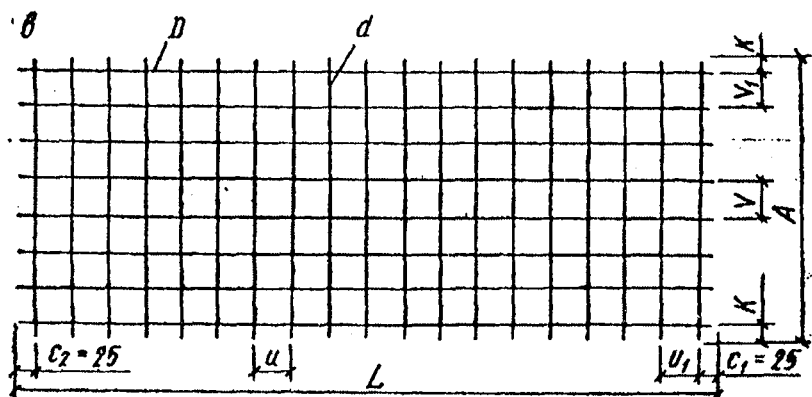
λ_{pr}^h	λ_{pr}'	Bo'ylama egilish koeffitsiyenti, φ	λ_{pr}^h	λ_{pr}'	Bo'ylama egilish koeffitsiyenti, φ
4	14,0	1,00	15	52,5	0,77
5	17,5	0,98	16	56,0	0,74
6	21,0	0,96	18	68,0	0,70
7	24,5	0,94	20	70,0	0,65
8	28,0	0,92	22	76,0	0,61
9	31,5	0,90	24	83,0	0,56
10	35,0	0,88	26	90,0	0,52
11	38,5	0,86	28	97,0	0,49
12	42,0	0,84	30	104,0	0,45
13	45,5	0,81			
14	49,0	0,79			

Oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda armaturaning qo'yib yuborgan holatidagi betonning ruxsat etilgan eng kam mustahkamligi va sinfi

Zo'riqtirilgan armatura	Beton sinfi eng kami	Betonning eng kam mustahkamligi, MPa
Simli armatura:		
ankerli B-II	B20	11
ankersiz Br-II		
$d \leq 5$ mm bo'lganda	B20	11
$d \geq 6$ mm bo'lganda	B30	15,5
K-7, K-19	B30	15,5
Sterjenli armaturalar ankersiz		
$d = 10...18$ mm bo'lgan, sinfi		
A-IV	B15	11
A-V	B20	11
A _T -VI	B30	15,5
$d = 20$ va undan yuqori bo'lgan, sinfi		
A-IV	B20	11
A-V	B25	11
A-VI	B30	15,5

GOST 8478-81 BO'YICHA PAYVANDLANGAN SIM TO'RLAR
UCHUN SORTAMENT

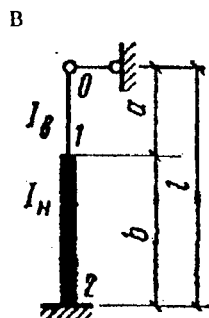
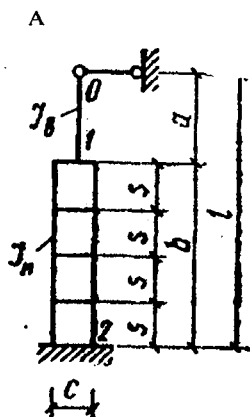
Sim to'r markasi	Sim to'r markasi
$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-100} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{5Bp-1-200+(\times 100)+200}{5Bp-1-150} 1140 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-50} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4Bp-1-(\times 200)+100}{4Bp-1-(\times 200)+100} 1140 \times L \frac{C}{20}$	$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-100} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$
	$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-200} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$
	$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-100} 2350 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-100} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	$\frac{5Bp-1-(\times 200)+1000}{4Bp-1-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{5Bp-1-100}{5Bp-1-50} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	$\frac{4Bp-1-100}{4Bp-1-(\times 250)+100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-399} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-200} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4Bp-1-200}{8AIII-200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{5Bp-1-(\times 200)+1000}{5Bp-1-150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{4Bp-1-200}{8AIII-200} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{5Bp-1-(\times 200)+100}{6AIII-150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{4Bp-1-(\times 200)+100}{4Bp-1-(\times 200)+100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{4Bp-1-(\times 200)+100}{8AIII-150} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5Bp-1-200}{5Bp-1-150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$
	$\frac{5Bp-1-200}{6AIII-150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$
$\frac{4Bp-1-200}{5Bp-1-200} 1440 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{4Bp-1-200}{8AIII-150} 3030 \times L \frac{C_1}{15}$
$\frac{4Bp-1-200}{4Bp-1-100} 1500 \times L \frac{C_1}{50}$	$\frac{5Bp-1-200}{5Bp-1-150} 3260 \times L \frac{C_1}{30}$



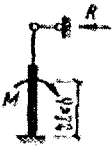
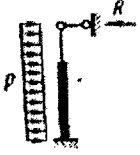
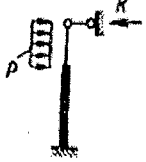
$$\frac{D - g}{d - u} AL \frac{c_1 - c_2}{k}$$

bu yerda, D — bo'ylama armaturaning diametri;
V — bo'ylama sterjenlarning qadami;
d — ko'ndalang armaturaning diametri;
U — ko'ndalang sterjenlarning qadami;
A — simto'rning eni;
h — simto'rning bo'yi;
C₁; C₂ — bo'ylama sterjenlarning chiqib turgan uchi;
K — bo'ylama sterjenlarning chiqib turgan uchi.

QO'SH TARMOQLI, BOSHQICHLI USTUNLARNI HISOBLASH
FORMULALARI



Yuklash tarhi	R tayanch reaksiyasi
	$R_v = \frac{3E_b I_b}{l^3 (1+k+k_1)}$
	$R_k = \frac{3E_b I_b}{l^3 (1+k+k_1)}$
	$R = \frac{3M(1-a^2)}{2l(1+k+k_1)}$

	$R = \frac{H(1 - \alpha + k)}{(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3M(1 + k/\alpha)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3M\eta(2 - \eta)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3pl[1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{pl[3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^4 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

Belgilanishi: $\alpha = a/l$; $k = \alpha^3(I_H / I_B - 1)$;

$k_1 = (1 - \alpha)^3 I_H / 8n^2 I$; $I_H = Ac^2 / 2$; A – tarmoq shahobchasining kesim yuzasi, n – qo'sh tarmoqli ustundagi panellar soni. Qolgan belgilanishlar A rasmda ko'rsatilgan.

Bosqichli ustunni hisoblashda (B rasm) tayanch reaksiyasi R aniqlashda yuqorida ko'rsatilgan qo'sh tarmoqli ustun kabi qarab, $k=0$, inertsia momenti I_H kran ostidan pastki qismi to'liq kesim yuzali deb qarab aniqlanadi.

Binokorlikka oid qisqacha o'zbekcha-ruscha atamalar lug'ati

A

Ayvon — веранда, терраса, навес
Andaza — мера, критерий, форма, шаблон
Ankerli — анкер
Araki — карниз
Asos — основа
Armaturalash — армирование
Arqon — канат
Ashyo — материал
Акс та'sir - реакция

B

Bardon — закром
Bardoshli — стойкий
Bardoshlik - стойкость
Bashorat — прогноз
Betonning boshlang'ich elastiklik moduli — начальный модуль упругости бетона
Bog'lagich - сцепление
Bostirma — навес, крытый, коридор
Bandargoh — порт
Barqarorlik - стабильность
Bosh reja — генеральный план
Bo'lim — комната, отделение
Bikirlik — жесткость
Bino qismi — отсек
Birikish joyi — стык
Biriktirish — стыкование
Buyum — изделие
Buralish — кручение
Burovchi moment — крутящий момент
Burama — нарезной
Bukma — отгиб
Bukilgan — отогнутый
Buzilish — разрушение
Burchaklik — угол

D

Davr - цикл

Dahliz – передняя, прихожая
Deraza rafi – подоконник
Doimiy yuk – постоянная нагрузка

Е

Egiluvchanlik – гибкость
Egilish – изгиб
Eguvchi moment – изгибающий момент
Egrilik – кривизна
Ezilish – смятие

Ф

Fazoviy bikirlik – пространственная жесткость

G

Gumbaz – купол, свод
Gaz saqlagich – газгольдер

Н

Havoza – подмост, леса
Hajmiy rejalashtirish yechimi – объемно-планировочные решения
Handak – траншея, яма
Harorat – температура
Hovli – двор, дом, жилище
Hovuz – водоём
Hunar – ремесло
Hisob – расчет

I

Ilmoq – захват, крючок
Imorat – строение, здание, постройка
Inshoot – сооружение, строение
Iskana – долото
Istiqbolli rivojlanish yo'llari – прогноз, пути перспективного развития
Ish boshqaruvchi – прораб
Ishonchlilik – надежность
Ishonchlilik koeffitsiyenti – коэффициент надежности

Ж

Joriy – текущий

К

Kavsharlash – пайка

Kamar - пояс

Kafolat - гарантия

Kesaki — коробка

Kesim — сечение

Kesimning ishchi balandligi — рабочая высота сечения

Koshin — изразец, кафель, мозаика

Kukunbo'yoq — пигмент

Kurakcha — лопатка, савок

Kuchlanish — deformatsiyalanish holati — напряженно-деформированное состояние

Ko'targich — подъемник

Ko'tarma — насыпь

Kirishish — усадка

Kamayish - релаксация

Kesim - сечение

Ko'ndalang kuch — поперечная сила

L

Loy — глина

Loyli qum — супесь

Loyiha — проект

Loyihalash - проектирование

Lo'kidon — задвижка, шеколда

M

Mablag' — капитал

Mavze — местность, окрестность

Majmua - комплекс

Mahobatli - монументаль

Mahsulot — изделие, продукт

Mehrob — алтарь

Me'yor - норма

Me'morlik — зодчество

Me'morchilik — архитектура

Minora — минарет, башня, вышка

Minorai Kalon — Минорай Калон

Mintaqa — зона, область

Modul tizimi — модульная система

Moslanish - адаптация

Mulk — имущество

Mutanosiblik — пропорциональность, соразмерность

Mukammal — капитальный, совершенный

Mutaxassis — специалист

Muhandis — инженер

Muhit — среда, атмосфера
Mustahkamlik — прочность
Mustahkamlanish — упрочнение
Mo'rtlik — хрупкость
Mo'rt buzilish — хрупкое разрушение

N

Nav — сорт
Namat — войлок
Namunaviy loyiha — типовой проект
Narvon — приставная лестница
Naqliyot — транспорт
Naqsh — узор, орнамент
Naqqosh — живописец, художник, мастер
Negiz — основа, база
Nishab — уклон, наклон, скат
Nishon — признак, знак, метка

O

Obkash — коромысло
Obpartov — водосброс
Oynaband — застекленный
Old — фасад
Osma — висячий, подвесной
Osma qoziq — висячий свай
Ostlik — столик
Osmono'par bino — небоскреб
Oqova — сбросная вода, сточная вода
Oquvchanlik — текучесть
Ohaktosh — известняк
Oqilona — рационал
Oraliq — пролет
Ora yorma — перекрытие
Omil — фактор
Og'irlik markazi — центр тяжести
Oshiq-moshiq — шарнир

P

Payvandchi — сварщик
Payvandlash — сварка
Payvandlamoq — сваривать
Payvandlangan karkas — сварной каркас
Pardevor, pardadevor — перегородка
Pardevor ustki qismi — парапет

Paxsa — глинобитный
Peshayvon — терраса, веранда, портик
Peshtoq — портал
Pillapoʻya — лестница, крыльцо
Poydevor — фундамент
Poydevor toʻsini — рандбалка
Posangi — противовес, балансир
Pogʻona — ступень
Pogʻonali — ступенчатый
Pona — шпонка
Pudratchi — подрядчик

Q

Qavat — этаж, ярус
Qadam — шаг
Qayta taqsimlash — перераспределение
Qirqim — разрез
Qatlam — слой
Qarshilik — сопротивление
Qoziq — свай
Qolip — форма, опалубка
Qorishma — смесь, раствор
Qoqiluvchi qoziq — забивная свая
Qubba — купол
Quvur — труба
Quyma — литой
Qurilma — конструкция
Quloq — вылет
Qumli loy — суглинок
Qumtosh — песчанник
Qoʻyilma detal — закладная деталь
Qirquvchi kuch — перерезывающая сила
Qoʻzgʻaluvchanlik — подвижность
Qirqish — срез
Qovurgʻali — ребристый
Qoʻsh tarmoqli — двуветвевый
Qirra — грань
Qoʻshtavr — двутавр
Qiya kesim — наклонное сечение
Qobiq — оболочка
Qovurgʻa — ребро
Qovurgʻali plita — ребристая плита
Qurilma — конструкция

R

Ravo — арка, портал

Raspor (vertikal yukning gorizontal yo'nalishidagi bosimi) - распор

Reja — план

Rejacho'p — правило

Rovon — веранда

Rom — рама

Rajja (boshqa bino va inshootlar qurilishi uchun mezon (o'lchov) andoza vazifasini o'taydigan inshoot) — мера

Rusum — марка

Ruxsat etiladigan farq - допуск

S

San'at durdonasi - шедевр искусства

Sanoatlashtirilgan qurilish — индустриальное строительство

Saroy — дворец, замок, сарай

Sarbasta — перемычка

Sarrov — ригель

Samaradorlik — эффективность

Samarali - эффективный

Sath — уровень

Sahn — площадка

Sinch — каркас

Sirt — поверхность

Sog'tuproq — лесс

Solqilik - прогиб

Suv ombori — водохранилище

Suyri — эллипс

Suv o'tkazmaslik — водонепроницаемость

Siqilish — сжатие

Siqilish o'q bo'ylab — осевое сжатие

Siqilgan zona — сжатая зона

Siqiluvchanlik — сжимаемость

Sementlash — цементация

Siljish — сдвиг

Sindirish — скалывать

Statik aniq sistema — статическая определяемая система

Siljish burchagi — угол сдвига

T

Tavsiya — рекомендация

Takrorlash tezligi - частота

Tarkib — состав, структура, строение

Tarmoq — сеть, отрасль

Tajriba - эксперимент
 Tarnov — желоб, водосточная труба, акведук
 Tarh — план, чертеж, схема
 Tarkibiy - составной
 Taxmon — ниша
 Ta'mirlash — ремонт, реставрация
 Ta'mirlash mukammal - капитальный ремонт
 Ta'mirlash joriy - текущий ремонт
 Tayanch — опора
 Texnik iqtisodiy ko'rsatkichlar — технико-экономические показатели
 Temirbeton — железобетон
 Temirbeton konstruksiyasi — железобетонная конструкция
 Tekshirish - экспертиза
 Tirkagich — подпорка, опора, крепление
 Tirkama — прицеп
 Tiklash — восстановление
 Tishlashish - сцепление
 Toshtarash — каменотес
 Tuynuk — отверстие, люк
 Tuzilish - структура
 Tuproq — почва
 Tutam — пучок
 Tugun - узел
 Tutqich — ручка, держатель
 To'g'on — плотина
 Tuzilma — конструкция
 To'sin — балка
 To'sin tokchasi — полка балки
 To'sin ikkinchi darajali — второстепенная балка
 To'ldirg'ich — заполнитель
 To'kma - насыпной
 Tob tashlash — ползучесть
 Tortqich — затяжка
 Toifa — категория
 To'shama — настил
 Toqi — обрешетка
 Tomyorma — покрытие
 Tola - фибра

U

Usta — мастер
 Ustuvor — устойчивый, стойкий
 Ustuvorlik — устойчивость, стойкость
 Ustun — столб, колонна

Ustun qo'shi - капитель
Ustun qo'shtarmoqli - двухветвенные колонны
Ustun to'ri - сетка колонн
Ustunqoziqlar - сваи стойки
Ustqurma - надстройка
Uyum - насыпь
Uzluksiz - непрерывный
Ulash - сопряжение
Ustuvorlik - устойчивость, тургун

V

Vektorli - ко'п мезонли
Vazifa - функция

X

Xari - балка, матица
Xillastirish va yagonalastirish - типизация и унификация
Xarsang tosh - валун, каменная глыба
Xartum - хобот, стрела
Xatolik - погрешность
Xovon - раскос
Xoda - бревно
Xalqa - кольцо, обойма, петля, круг, шайба
Xossa - свойство

Xonaqoh - дом милосердия (Dunyoni tark etgan zohid va zuhidlar uchun yashaydigan, ibodat qiladigan va ilm oladigan joy. Bu xizmatlar uchun ulardan hech qanday haq olinmaydi)

Xususiyy (ichki) kuchlanish - собственное напряжение

Y

Yerto'la - подвал, погреб, землянка
Yog'och mix - нагель
Yelka - плечо, эксцентриситет
Yorliq - сертификат
Yorilish (darz) - трещина
Yoriqbardoshlik - трещиностойкость
Yuza - поверхность, площадь
Yukdan bo'shatish - разгрузка
Yupqa devorli tom - тонкостенное покрытие
Yaxlit quyma - монолит
Yassi kuchlanish holati - плоское напряженное состояние
Yo'riqnoma - инструкция
Yo'qotish - потери
Yo'lak - коридор
Yo'lka - тротуар, дорожка

Yo'l o'tkazgich — путепровод

Z

Zahira - запас

Zamin — основание

Zilzilabardoshlik - сейсмостойкость

Zilzilaga qarshi tadbir — антисейсмические мероприятия

Zina — лестница

Zinapoya — ступень

Zulfin — задвижка

Zovur — кювет

Zarb - удар

O'

O'q — ось

O'zak - ядро

O'zak — сердцевина, ядро

O'lchash — размер, параметр

O'ra — яма

O'ram — виток

O'rim — плетенка

O't - огонь

O'tga chidamli - огнестойкий

O'tga chidamli yuqori - жаростойкий

O'tish yo'li — проход

O'lcham — размер

G'

G'ishtin — кирпичный, каменный

G'ovak g'isht — пористый кирпич

Sh

Shayton — ватерпас, уровень

Shayin — коромысло

Shovun — отвес

Ch

Chaqiqi tosh (maydalangan tosh) — щебень

Charchashlik - усталость

Chiviq — прутик

Chilangar — слесарь

Chizma - чертеж

Chilvir — шнур

Chok — шов

Chokli payvand — шовная сварка
Chordoq — чердак
Cho'yan - чугу́н
Cho'kish - осадка
Cho'kich — кирка, кайма
Chidamlilik (toliqishga qarshilik qobiliyati) — выносливость
Chayqalish — деконтация
Cho'zish — натяжение
Cho'zilish — растяжение
Cho'ziluvchanlik — растяжимость
Chegara — предел
Chegaraviy holat — предельное состояние

ADABIYOTLAR

1. *Asqarov B.A., Nizomov Sh.R., Yermatov I.T.* Proektirovaniye i raschet injenernix soorujeniy. Elektronnoye uchebnoye posobiye. T., 2003.
2. *Asqarov B.A., Nizomov Sh.R.* Temirbeton va tosh-g'isht konstruksiyalari. T., «O'zbekiston», 2003.
3. *Baykov V.N., Sigalov E.Ye.* Jelezobetonniye konstruksii. M., 1991.
4. QMQ 2.03.01-96. Beton va temirbeton konstruksiyalar. O'zRDAQQ T., 1998.
5. *Nizomov Sh.R., Xobilov B.A., Usmonov F.T.* Temirbeton konstruksiyalari. T., «Mehnat», 1992.
6. *Nizomov Sh.R.* Vliyaniye jarkogo klimata na rabotu jelezobetonnix konstruksiy iz agloporitobetona. Uchebnoye posobiye. Tashkent, 1990.
7. *Bulatov M.S.* Geometricheskaya garmoniztsiya v arxitekture Sredney Azii IX-XV vv., M., 1978.
8. *Popov N.N., Zabegayev A.V.* Proektirovaniye i raschet jelezobetonnix i kamennix konstruksiy. M.; «Visshaya shkola», 1989.
9. QMQ 2.01.01-94. Loyihalash uchun iqlimiy va fizikaviy-geologik ma'lumotlar. O'zRDAQQ, T.; 1994.
10. QMQ 2.01.07-96. Yuklar va ta'sirlar. O'zRDAQQ, T.; 1996.
11. SNiP 2.03. 01-84. Betonniye i jelezobetonniye konstruksii. M. 1985.
12. QMQ 2.03.04-98. Betonniye i jelezobetonniye konstruksii, prednaznachenniye dlya raboti v usloviyax vozdeystviya povishennix i visokix temperatur. O'zRDAQQ, T.; 1998.
13. QMQ 2.01.03-96. Zilzilaviy hududlarda qurilish. O'zRDAQQ, T., 1996.
14. QMQ 2.03.07-98. Tosh va o'zaktosh qurilmalar. O'zRDAQQ, T., 1998.
15. QMQ 2.02.01-98. Bino va inshootlar zaminlari. O'zRDAQQ, T., 1999.

MUNDARIJA

Soʻz boshi.....	3
Kirish.....	4
Temirbeton va tosh-gʻisht konstruksiyalari sohasida qabul qilingan harfiy belgilar.....	8

1-bob. Beton va armaturaning fizik-mexanik xossalari. Temirbeton

1.1. Temirbetonning mohiyati.....	12
1.2. Betonning asosiy fizik-mexanik xossalari.....	13
1.3. Temirbeton konstruksiyalari armaturasi.....	40
1.4. Armaturalarning fizik-mexanik xossalari.....	42
1.5. Temirbeton.....	45

2-bob. Temirbeton konstruksiyalarini hisoblash usullari

2.1. Temirbeton elementlarida kuchlanish va deformatsiyalanish holati.....	52
2.2. Konstruksiya mustahkamligini ruxsat etilgan kuchlanishlar va buzuvchi zoʻriqishlar usullarida hisoblash.....	57
2.3. Chegaraviy holatlar boʻyicha hisoblash.....	61
2.4. Yuklar va taʼsirlar.....	63

3-bob. Oldindan zoʻriqtirilgan temirbeton konstruksiyalari

3.1. Asosiy tushunchalar.....	67
3.2. Tayyorlash usullari.....	68
3.3. Oldindan zoʻriqtirilgan temirbeton elementlarni konstruksiyalash.....	71
3.4. Kuchlanish holatlari va oldindan zoʻriqtirilgan temirbeton elementlarni mustahkamlikka hisoblash.....	75

4-bob. Egiluvchi temirbeton elementlarni konstruksiyalash va mustahkamlikka hisoblash

4.1. Bir oraliqli egiluvchi elementlarni konstruksiyalash.....	87
4.2. Egiluvchi elementlar mustahkamligini normal kesimlar bo'yicha hisoblash.....	92
4.3. Tavr, qo'shtavr va qutisimon kesimli elementlar.....	105
4.4. Egiluvchi elementlar qiya kesimlarining mustahkamligini hisoblash.....	115

5-bob. Qobirg'ali yaxlit (monolit) temirbeton yopmani hisoblash va konstruksiyalash

5.1. Qobirg'ali yopmaning tuzilishi.....	128
5.2. Ikkinchi darajali to'sinlarni hisoblash va konstruksiyalash.....	129

6-bob. Binolarning yig'ma temirbeton elementlarini hisoblash va konstruksiyalash

6.1. Yig'ma yopmaning tuzilishini belgilash (kompanovka qilish).....	144
6.2. Yig'ma temirbeton panellarni hisoblash va konstruksiyalash.....	146
6.3. Egilib buraladigan elementlar mustahkamligi.....	183

7-bob. Siqiluvchi va cho'ziluvchi elementlar

7.1. Siqiluvchi elementlarning konstruktiv xossalari.....	188
7.2. Tasodifiy yelkali elementlarni hisoblash.....	189
7.3. To'g'ri to'rtburchak kesimli elementlarning nomarkaziy siqilishi.....	193
7.4. Cho'ziluvchi elementlar hisobi. Umumiy ma'lumotlar.....	202

8-bob. Temirbeton konstruksiyalarini chegaraviy holatlarning ikkinchi guruhi bo'yicha hisoblash

8.1. Markaziy cho'ziluvchi elementlarda: normal yoriqlar hosil bo'lishiga hisoblash.....	210
8.2. Egiluvchi elementlarni normal yorilishlar hosil bo'lishiga hisoblash.....	212
8.3. Elementlardagi qiya yoriqlarni paydo bo'lishi bo'yicha hisoblash.....	214

8.4. Yoriqlar kengligini hisoblash. Umumiy tushunchalar.....	215
8.5. Temirbeton konstruksiyalari elementlarining deformasiyalarini hisoblash.....	222
8.6. Temirbeton elementlarning solqiligini aniqlash.....	227

9-bob. Temirbeton poydevorlar

9.1. Ustun osti poydevorlari.....	234
9.2. Tasmaimon, yaxlit va ustun qoziqli poydevorlar.....	240

10-bob. Yig'ma temirbeton sinchli binolar

10.1. Bir qavatli sanoat binolari	244
10.2. Ko'p qavatli sinchli binolar.....	249

11-bob. Bino va inshootlarning tom (yopma)konstruksiyalari

11.1. Temirbeton yopma plitalari.....	260
11.2. Temirbeton storopil to'sinlari.....	262
11.3. Temirbeton storopil fermalari.....	263
11.4. Temirbeton storopil arkalari.....	266
11.5. Yupqa devorli fazoviy yopmalar.....	270

12-bob. Muhandislik inshootlari

12.1. Rezervuarlar.....	279
12.2. Suv bosimi minoralari.....	283
12.3. Bunker va siloslar.....	285
12.4. Tirgak devorlar.....	286

13-bob. Zilzilabardosh binolar konstruksiyalari

13.1. Zilzilabardosh binolarni loyihalashning umumiy qoidalari....	301
13.2. Binolarni seysmik kuchlar ta'siriga hisoblashning asosiy qoidalari.....	305
13.3. Konstruksiya elementlarini dinamik yuklar ta'siriga hisoblash.....	311
13.4. G'isht devorli va kompleks konstruksiyali binolar seysmik mustahkamligi.....	331
13.5. Qadimiy g'ishtin binolarning zilzilabardoshligi.....	337

14-bob. Temirbeton konstruksiyalarini Markaziy Osiyoning issiq iqlim sharoitiga moslab hisoblash

14.1. Quruq issiq iqlim sharoitining o'ziga xos xususiyatlari.....	354
14.2. Iqlim o'zgarishi sharoitida temirbeton konstruksiyalarini hisoblash.....	358
14.3. Iqlim sharoitida ishlaydigan temirbeton konstruksiyalarini loyihalashdagi asosiy omillar.....	363

15-bob. Tosh-g'isht va armaturali tosh konstruksiyalar

15.1. Tosh-g'isht konstruksiyalari haqida umumiy ma'lumotlar.....	367
15.2. Tosh-g'isht va armaturali tosh konstruksiyalari uchun ishlatiladigan materiallar.....	368
15.3. Tosh-g'isht konstruksiyalarini mustahkamlikka hisoblash.....	373
15.4. Devorni mustahkamlikka hisoblash.....	385
Xulosa.....	394
Ilovalar.....	395
Binokorlikka oid qisqacha o'zbekcha-ruscha atamalar lug'ati.....	421
Adabiyotlar.....	431

**Baxtiyor Asqarovich Asqarov
Shuhrat Rashidovich Nizomov**

**TEMIRBETON VA TOSH-G'ISHT
KONSTRUKSIYALARI**

Uchinchi nashr

Oliy o'quv yurti talabalari uchun darslik

**Muharrir B. Hayitov
Kompyuterda sahifalovchi L. Zakirov**

Bosishga ruxsat etildi 07.08.2008. Qog'oz bichimi 60x84¹/₁₆.
Hisob-nashr tabog'i 27,25. Adadi 1000.
Buyurtma №__

«IQTISOD-MOLIYA» nashriyotida tayyorlandi.
100084, Toshkent, Kichik halqa yo'li ko'chasi, 7-uy.
Hisob-shartnoma 36-2008.