

O‘zbekiston Respublikasi
Oliy va o‘rta maxsus ta’lim vazirligi

Toshkent arxitektura-qurilish instituti

Akramov Xusnitdin Axrarovich
Axmedov Umidjon Rufatovich

“Korxonada tayyorlangan qurilish konstruksiyalari”

O‘quv qo‘llanma

**5340500 “Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalarini ishlab
chiqarish” ta’lim yo‘nalishi**

**5A340501 “Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalarini ishlab
chiqarish” mutaxassisligi**

**5A320101 “Materialshunoslik va materiallar texnologiyasi” mutaxassisligi
uchun**

Toshkent 2014

Muallif: Akramov X.A. “Korxonada tayyorlangan qurilish konstruksiyalari”
O‘quv qo‘llanma, (Akramov X.A., Toshkent, TAQI, 2014y 156bet).

Ushbu o‘quv qo‘llanmada temir-beton buyumlarni klassifikatsiyalari va ularni ishlatish joylari keltiriladi; beton va armaturaning fizik-mexanik va deformativ xususiyatlari, temir-beton konstruksiyalarini loyihalash asosiy prinsiplari ularni, hisoblash usullari va ko‘p qatlamli temir-beton konstruksiyalarini loyihalash va ularni hisoblash usullari ko‘rsatilgan.

Ushbu o‘quv qo‘llanma “Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalari ishlab chiqarish” yo‘nalishi va shu yo‘nalish mutahassisliklari talabalari uchun mo‘ljallangan.

Taqrizchilar: 1. t.f.d., prof. Samigov N.A., TAQI
2. t.f.n., dotsent Norov R., TTYMI

O‘zbekiston Respublikasi Oliy va o‘rta maxsus ta’lim vazirligi tomonidan 5580500 “Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalari ishlab chiqarish” yo‘nalishi va “Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalari ishlab chiqarish” mutaxassisliklari talabalari uchun o‘quv qo‘llanma sifatida tavsiya qilinadi.

Temir-beton konstruksiyalarini loyihalashda ishlatiladigan asosiy belgilar

A – beton ko‘ndalang kesim yuzasi

A_b – beton siqilgan zonasi kesim yuzasi

A_{bt} – beton cho‘zilgan zona kesim yuzasi

A_s ; A'_s - va s' armaturalarning kesim yuzalari

A_{sp} ; A'_{sp} - oldindan zo‘riqtirilgan armaturalar kesim yuzalari

A_{sw} – ko‘ndalang sterjenlarning (xomut) kesim yuzasi

$A_{s,inc}$ – bukilgan sterjenlar kesim yuzasi

A_{red} – keltirilgan kesim yuzasi

J – beton kesimining 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

R – betonning kubik mustahkamligi

R_n - betonning kubik me‘yoriy mustahkamligi

R_b ; $R_{b,ser}$ – birinchi va ikkinchi chegaraviy xolatlar uchun betonning prizma mustahkamligi

R_{bt} – betonning cho‘zilishdagi mustahkamligi

$R_{b,sh}$ - betonning qirqilishdagi mustahkamligi

E_b – betonning boshlang‘ich elastiklik moduli

G_b – betonning siljish moduli

R_s – armaturaning cho‘zilishdagi mustahkamligi

R_{sw} – ko‘ndalang armatura mustahkamligi

R_{sc} – armaturaning siqilishga bo‘lgan mustahkamligi

E_s – armaturaning boshlang‘ich elastiklik moduli

δ_b – betondagi siquvchi kuchlanish

δ_{bt} – betondagi cho‘zuvchi kuchlanish

δ_s – armaturadagi cho‘ziluvchi kuchlanish

$\delta_l; \delta_{0,02}$ – armaturadagi fizik va shartli elastiklik chegarasi

$\delta_y; \delta_{0,2}$ – armaturadagi fizik va shartli oquvchanlik chegarasi

δ_u – armaturaning vaqtinchalik qarshiligi

ε_b – betonning siqilishdagi deformatsiyasi

ε_{bt} – betonning cho‘zilishdagi deformatsiyasi

ε_e – betonning elastik deformatsiyalari

ε_{pe} – betonning plastik deformatsiyalari

ε_{et} – betonning cho‘zilishdagi elastik deformatsiyalari

ε_{pet} – betonning cho‘zilishdagi plastik deformatsiyasi

ε_{ub} – betonning siqilishdagi chegaraviy deformatsiyasi

ε_{ubt} – betonning cho‘zilishdagi chegaraviy deformatsiyasi

ε_s – armatura deformatsiyalari

μ – armaturalash koeffitsiyenti

γ_{bc}, γ_{bt} – siqilgan va cho‘zilgan beton bo‘yicha ishonchlilik koeffitsiyenti

γ_s – armatura ishonchlilik koeffitsiyenti

γ_t – yuk bo‘yicha ishonchlilik koeffitsiyenti

γ_{bi} – betonning ish sharoiti koeffitsiyenti

γ_{si} – armaturaning ish sharoiti koeffitsiyenti

Kirish

Respublikamizning zamonaviy rivojlanish bosqichining asosiy vazifasi ilmiy-texnik taraqqiyotining tezligi muhim ahamiyatga egadir.

Ilmiy-texnik taraqqiyoti va iqtisodiyotni jadallashtirish uchun qurilishni yetuk texnologik jarayonga aylantirish, texnik-iqtisodiy darajasini oshirish, qurilish buyumlarining yuqori mustahkamlikga va ularni ishsifatini oshirish, loyihaviy va qurilish ishlarining narxini kamaytirish, va obyektlarni barpo qilish muddatini qisqartirish kerak bo'ladi.

Zamonaviy qurilishni temir-beton konstruksiyalarisiz tasavvur qilib bo'lmaydi, ayniqsa keng ko'lamda qo'llaniladigan to'sin, ustun va to'siq konstruksiyalarisiz.

Mazkur o'quv qo'llanma "Qurilish materiallari, buyumlari va konstruksiyalari ishlab chiqarish" yo'nalish va mutaxassisliklari dasturiga moslab yozilgan. O'quv qo'llanmaning maqsadi bo'lg'usi qurilish texnologiyasi mutaxassislari temir-beton konstruksiyalarini loyihalash va hisoblashni asosiy prinsiplarini o'rgatishdan iboratdir. Mustahkamlik, bikirlik hamda konstruksiyalarning ko'pga chidamlilik sifatlariga oshirish qo'yiladigan asosiy vazifa va talablardir.

Ma'lumki hozirgi kunda qurilishni asosini temir-beton konstruksiyalar tashkil etadi. Ba'zan, qurilishda falokatni oldini olish uchun ko'ndalang kesimi katta konstruksiyalar qo'llaniladi. Bu esa konstruksiya chidamlilik hususiyatidan to'liq foydalanmaslikka olib keladi, ya'ni mahsulotlarning ortiqcha sarfi va qurilish-yig'ish ishlaridagi bajariladigan ish xajmini o'sishiga sabab bo'ladi. Quruvchilar zimmasiga kapital qurilish ishlarini mukammallashtirishda anchagina xissasi tushadi, bunda ular binolarning asosiy konstruktiv yechimlarini yaxshi bilishlari kerak. Ular qurilish mahsulotlarning asosiy fizik-mexanik hususiyatlarini, hisoblash usullarini va qurilish konstruksiyalari elementlarining zo'riqqan xolatlarini aniq bilishlari kerak bo'ladi.

Hozirgi davrda qurilish konstruksiyalarini jadal sur'atda rivojlantirish uchun ularning hisoblash usullari va loyihalash sohasini mukammallashtirish hisobga olgan xolatda olib borilishi kerak. Elektron hisoblash texnikasini qo'llash orqali va optimal usul bilan loyihalashda sonli modellash, shuningdek qurilish-yig'ish ishlari sohasida yangi usullar keng ko'lamda qo'llana boshlandi. Bularning hammasi quruvchi-texnik xodimlarining ishlarini murakkablashtirib, ulardan yuqori saviyadagi professionallikni va yangiliklar olami bilan teng qadam tashlashga tayyor bo'lgan ilmiy-texnikaviy yetuklikni talab qiladi.

Beton siqilishga yaxshi, cho'zilishga esa sust ishlaydigan sun'iy materialdir. Betonning siqilishga bo'lgan mustahkamligi cho'zilishga nisbatan 15-20 marotaba ko'pdir. Beton cho'zilishga kam qarshilik ko'rsatganligi sababli armaturasiz konstruksiyalar ko'p yuk ko'tara olmaydi. Betonning cho'zilish zonasiga armatura o'rnatilsa, egiluvchi elementlarning yuk ko'tara olish xususiyatlarini keskin darajada orttirish mumkin. Armatura siqilishga ham yaxshi qarshilik ko'rsatganligi tufayli siqiluvchi elementlarni yuk ko'tara olish xususiyatini ham oshirishi

mumkin. Armatura bilan tayyorlangan konstruksiyalarni temir-beton deb ataladi va ularni temir-beton konstruksiyalari deb yuritiladi.

Temir-beton konstruksiyalari klassifikatsiyasi va qo'llash sohalari.

Barcha temir-beton konstruksiyalari bir necha turga bo'linishi mumkin:

a) mo'ljallanishiga ko'ra – turar joy, sanoat, qishloq xo'jalik va sug'orish, transport, energetik qurilish va b.;

b) materialiga ko'ra – og'ir betondan, g'ovak to'ldiruvchili betondan va uyasimon betondan:

v) bajarilish usuliga ko'ra – monolit, bevosita qurilish obyektlarida barpo qilinadigan; yig'ma, korxona va poligonlarda tayyorlanadigan; yig'ma monolit, ayrim xollarda yig'ma temir-beton elementlarini qurilish obyektlarida tayyorlash;

g) armaturalash usuliga ko'ra – oddiy armaturlash (karkaslar, turlar va alohida sterjenlar bilan) va yuqori sifatli armaturalarni oldindan zo'riqtirish uchun ishlatilishi bo'yicha.

Armaturaning konstruksiyalarda beton bilan birgalikda qo'llanishga sabab:

1. Qotish jarayonida beton va po'lat armatura maxkam yopishadi;

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

3. Armatura va betonning temperatura ta'sirida chiziqli kengayish koeffitsiyentlari bir-biriga juda yaqin bo'lganligi uchun (beton uchun $\alpha_b = (1 \div 1,5) \cdot 10^{-5}$; armatura uchun esa $\alpha_s = 1,2 \cdot 10^{-5}$)

Temir-betonning ana shu afzalliklari tufayli ularni ishlab chiqarishda keng tarqalishini imkoni bo'ladi, lekin ularning afzalliklari va o'ziga yarasha no'qsonlari ham mavjud.

Temir-betonning afzalliklari; ularning o'ta mustahkamligi; ko'pga chidamliligi; yong'inga bardosh bera olish hususiyatlari ko'pligi; zilzilabardoshligi, maxalliy ashyolardan keng ko'lamda foydalanishi; istalgan shaklda tayyorlanishi kiradi.

Temir-betonning asosiy kamchiliklari; ularning og'irliklarini ko'pligi; tovush va issiq-sovuqni oson o'tkazishi; ularni mustahkamligini oshirish va tuzatishning qiyinchiligi; yorilishga bardosh bera olmasligi; betondagi armatura xolatini aniqlashni qiyinligi va xakazo.

Temir-beton konstruksiyalarini yoriqqa bardosh berish hususiyatini oshirish uchun armaturalar oldindan tortiladi va bundan konstruksiyalar oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalar deb yuritiladi.

I-Bob.

1. Betonning asosiy fizik – mexanik xususiyatlari

Beton klassifikatsiyasi. Temir-beton konstruksiyalarini tayyorlash uchun ishlaydigan betonlar yetarli mustahkamlikka, armatura bilan yaxshi bog‘lanishi va armaturani zangdan saqlashi uchun yetarlicha zichlikka ega bo‘lishi shart. Betonlar binolarda keng qo‘llanilish sohasiga qarab, sovuqqa va yuqori darajadagi temperatura ta’siriga chidamliligi, yong‘inga bardoshliligi, agressiv muhit ta’siridan yemirilishga chidamliligi va suvning sizib o‘tishga qarshiligi qo‘yidagi belgilari bilan turlarga bo‘linadi:

1) Tarkibiga ko‘ra:

a) zich beton (to‘ldiruvchi donalari orasidagi bo‘shliq qotgan bog‘lovchi bilan mutloq to‘ldirilgan);

b) yirik g‘ovak kam qumli va qumsiz (to‘ldiruvchi donalari orasidagi bo‘shliq qisman to‘ldirilgan);

v) g‘ovaklashtirilgan (to‘ldiruvchi va to‘ldiruvchi donalarining sun‘iy g‘ovak bilan qotgan bog‘lovchi bilan bog‘lanishi);

g) uyasimon g‘ovakli (to‘ldiruvchisiz, sun‘iy hosil qilingan yopiq g‘ovakli);

2) Zichligiga qarab:

a) o‘ta og‘ir - o‘rtacha zichligi bilan 2500kg/m³ dan ortiq;

b) og‘ir – 2200-2500kg/m³;

v) yengillashtirilgan – 1800-2200kg/m³;

g) yengil – 500-1800kg/m³;

d) o‘ta yengil betonlar 500 kg/m³ kam.

3) Bog‘lovchiga qarab:

a) sementli;

b) polimersementli;

v) ohak bog‘lovchili (silikatli);

g) gips bog‘lovchili;

d) aralash bog‘lovchili;

ye) maxsus bog‘lovchilardan tayyorlangan betonlarga bo‘linadi.

Bino va inshootlarning konstruksiyalarini issiqlikdan himoya qilish maqsadida maxsus betonlar; yuqori darajadagi issiqlik ta’siriga chidamli yorg‘inga bardosh betonlar; agressiv muhitda kimyoviy ta’siriga chidamli maxsus betonlar qo‘llaniladi .

4) To‘ldiruvchining turiga qarab:

a) tabiiy zich to‘ldiruvchi (shag‘al, tosh-shag‘al, kvars qumi);

b) tabiiy g‘ovak (perlit, pemza, chig‘anoq);

v) sun‘iy (keramzit, keramporit, kamporit, pemza) maxsus to‘ldiruvchili betonlarga.

5) To‘ldiruvchilar donadorlik tarkibiga ko‘ra:

a) yirik donali: yirik va mayda to‘ldiruvchilarga;

b) mayda donali: mayda donli to‘ldiruvchilarga.

6) Qotish sharoitiga ko‘ra:

a) tabiiy usul bilan qotgan beton;

b) atmosfera bosimida issiqlik-namlik bilan ishlov berib qotirilgan beton;

v) avtoklav ishloviga berilgan beton.

Betonlarning qo'yidagi qisqartirilgan nomlari qo'llaniladi:

a) og'ir- zichligi 2200-2500 kg/m³ va undan yuqori, zich tarkibli to'ldiruvchilar asosida;

b) yengil -zichtarkibli tabiiy g'ovak yoki sun'iy g'ovak to'ldiruvchilarasosida tayyorlangan betonlar.

v) mayda donador –o'rtacha zichligi1800 kg/m³ dan yuqori, mayda to'ldiruvchilar asosida.

Beton tuzilishi

Betonning tuzilishi beton mustahkamligigava deformatsiyasigakatta ta'sir ko'rsatadi.Beton tuzilishi turli faktorlarga:

1) yirik va mayda to'ldiruvchilarning donadorlik tarkibiga;

2) suv va sementning nisbatiga;

3) zichlashtirish usuliga;

4) qotish sharoitiga;

5) sement toshining suv bilan birikish bosqichi va boshqalarga bog'liq.

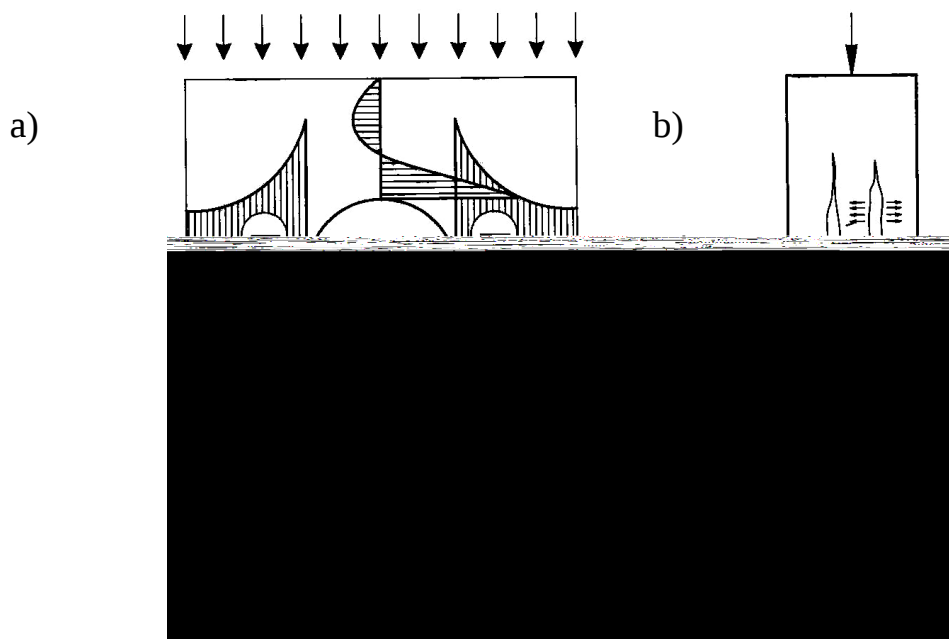
Betonning tuzilishi beton qorishmasini tayyorlash, joylash va zichlash jarayonida hosil qilinib, betonning uzoq muddat qotishi natijasida doimiy o'zgarib turadi. Shuning uchun beton tuzilishida kristall o'simtalar, gel, suv va havo bilan ko'p hajmni egallagan g'ovak va kapillarlarni tartibsiz joylashgan qum va shag'al donalarining fazoviy panjarasini hosil qiladi.

Beton – bu bir jinsli bo'lmagan jismdir, unga klassik mustahkamlik teoriyasini qo'llab bo'lmaydi. Yukning ta'siridan betonda murakkab kuchlanish holati vujudga keladi. Natijada zarrachalarni birlashtiruvchi sirtida bog'lanishni buzuvchi zo'riqishlar hosil bo'ladi, betondagi g'ovaklar va bo'shliqlar vujudga kelgan joylarda kuchlanishni to'planishi sodir bo'ladi.

Betonning mustahkamligi

Beton mustahkamligi ko'pgina faktorlarga: sement turi va markasi, suv bilan sementning nisbati, yirik to'ldiruvchilarning turi va mustahkamligi, beton tuzilishiga bog'liq. Bir betondan tayyorlangan namunalarda uning mustahkamligini aniqlovchi faktorlardan vaqt, qotish sharoiti, kuchlanish holatining turi, qolip, namunalar o'lchamlari, yuk ta'sirining muddatidan iborat. Beton mustahkamligi vaqt o'tishi bilan ortib qotishining boshlang'ich davrining birinchi 28 kecha kunduzida ro'y beradi. Keyinchalik qotish jarayoni sekinlashadi, lekin bir necha yil davom etadi. Beton mustahkamligi davlat standartlari maxsus o'lcham va qoliplarda tayyorlangan namunada baho beriladi.

Tajribalardan ma'lumki, siqilgan namuna ko'ndalang yo'nalishdagi siquvchi kuch oqibatida yemiriladi. Avval butun hajmi bo'yicha mayda yoriqlar sodir bo'ladi. Yukning ortishi bilan uzilishning mayda yoriqlari qo'shilib ko'rinarli yoriqlar parallel yoki qiya yo'nalishda siquvchi kuch ta'sirida paydo bo'ladi. Rasm 1.1 – a, b).



1.1-rasm. Beton namunasining siqilishdagi zo‘riqtirilgan holati sxemasi
a – mayda g‘ovak va bo‘shliq atrofida kuchlanish konsentratsiyasi; b – prizmani o‘q bo‘yicha siqilishdagi betonning ko‘ndalang yoriqlar yorilishi

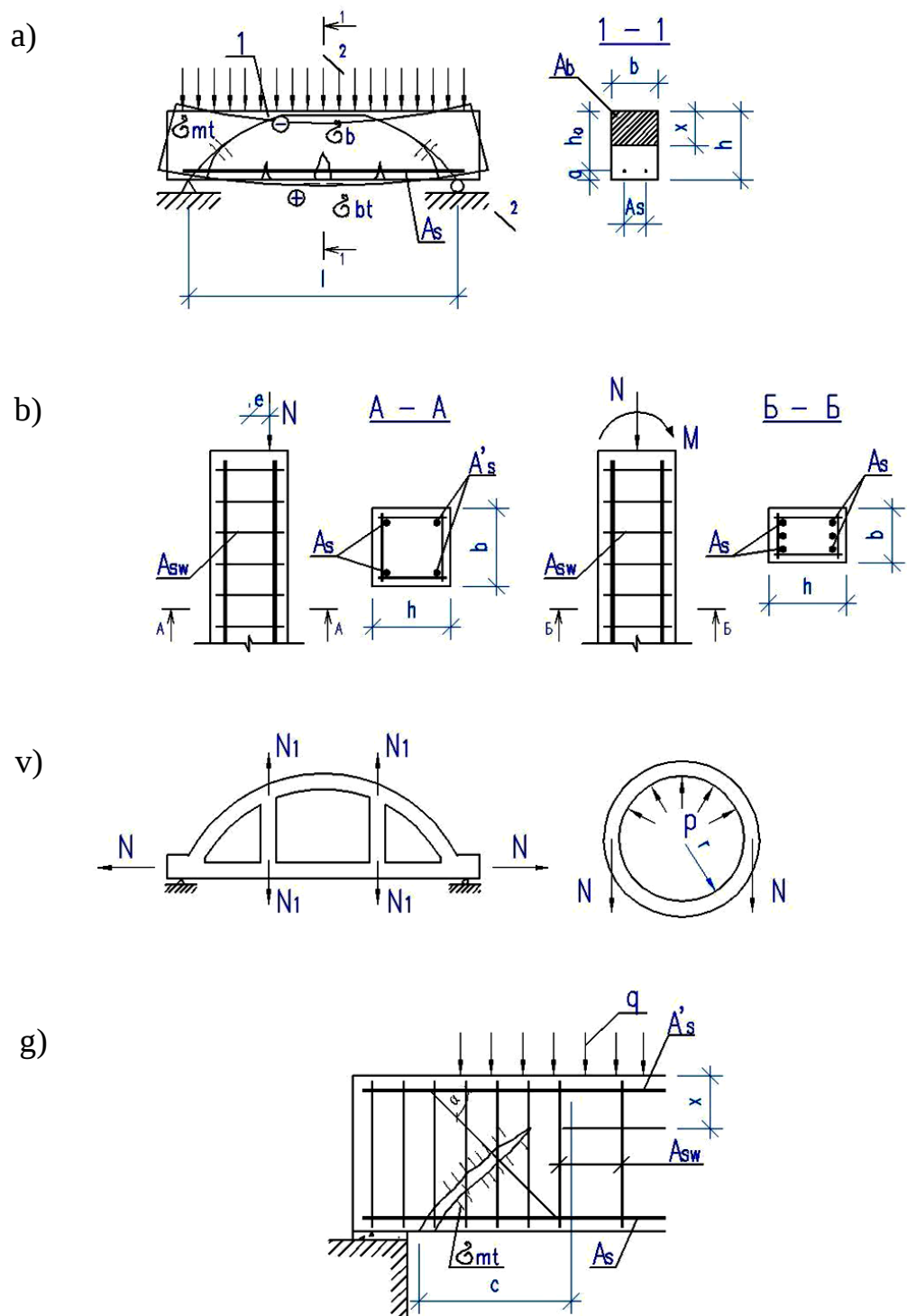
So‘ngra yoriqlar ochiladi, nihoyat butunlay yemirilish ro‘y beradi. Betonni tashkil qiluvchi bo‘lakchalar buzilishning qonuniyatiga bo‘ysinmasligi sababli bir turdagi beton qorishmasidan tayyorlangan bir nechta namunalar sinash davrida mustaxkamlikning ko‘rsatkichlari turlicha bo‘ladi.

Betonning mustaxkamligi qator faktorlarga bog‘liq bo‘lib, ular ichida eng asosiylari quyidagilardan iborat:

- 1) Texnologik faktorlar;
- 2) Qotish davri va yoshi;
- 3) Namuna ko‘rinishi va o‘lchamlari;
- 4) Kuchlanganlik xolati va ko‘p muddatli jarayonlar.

Beton turli kuchlanishlarda siqilish, cho‘zilish va kesilishda turli qarshiliklarga ega bo‘ladi.

O‘quv qo‘llanmada asosan og‘ir va g‘ovak to‘ldiruvchili yengil betonlarni qurilish konstruksiyaning asosiy beton sifatida ishlatilgani uchun ular ko‘riladi. Temir-beton elementlarini yuk ta’sirida ishlash sxemasi 1.2-rasmda ko‘rsatilgan.



1.2-rasm. Yuk ostidagi temir-beton elementlarining ish sxemasi.
a-egilishda (1-siqilgan zona, 2-choʻzilgan zona);
b-siqilishda; *v*-choʻzilishda; *g*-koʻndalang kuch taʼsirida.

Beton sinfi va markasi

Beton va temir-beton konstruksiyalarini loyihalash davrida foydalanish maqsadi, sharoitlariga ko'ra beton sifatining ko'rsatkichlari o'rnatiladi, ular orasida asosiylari quyidagilardan iborat:

1) betonning o'q bo'yichasiqilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi – V; loyihaning hamma xolatlarida asosiy ta'rif deb ko'rsatiladi.

2) beton o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamligi bo'yicha sinfi - Vt; agar bu xarakteristika asosiy ahamiyatga ega bo'lsa, ishlab chiqarishda nazorat qilinadigan xolatlarda tanlanadi.

Betonning markasi -uning fizikaviy xususiyatlari bilan baxolanadi va quyidagi beton markalaridan ibora:

a) covuqqa chidamligi bo'yicha – F

b) suv o'tkazmaslik bo'yicha – W

v) zichligi bo'yicha – D

g) o'z – o'zidan kuchlanuvchi beton bo'yicha - S_p.

Beton sinflari va markalari jadval 1.1 da ko'rsatilgan.

Betonning siqilishga bo'lgan mustahkamlik sinfi vaqtinchalik qarshilik MPa etalon namuna kublar 15x15x15 sm o'lchovli, 28 sutkadan keyin siqilgan davlat standartiga mos kelishi kerak.

O'lchamlari 15x15x15 sm bo'lgan kublarning siqilishdagi mustahkamlik chegarasi betonning sinfi deyiladi.

Temir-beton buyumlari uchun beton sinfi va markalari:

1) Betonning siqilishga bo'lgan mustahkamlik sinfi:

sement bog'lovchili og'ir betonlar uchun: B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B30; B40; B45; B50; B55; B60.

mayda donli betonlar quyidagi guruxlarga bo'linadi:

A- (qumda yiriklik moduli 2,1 va undan ortiq) - V7,5; V10; V12,5; V15; V20; V30; V35; V40.

B-(qumning yiriklik moduli 2 va undan kam bo'lganda) – V7,5; V10; V15; V20; V25; V30.

V – (avtoklavda ishlov berilgan) – V15; V20; V25; V30; V35; V40; V45; V50; V55; V60.

Yengil betonlar uchun: V2,5; V3,5; V5; V7,5; V10; V12,5; V15; V20; V30; V35; V40.

Jadval 1.1

Beton sinfi va markasi.

Beton turi	Mustahkamlik sinfi		Markasi		
	Siqilishi bo'yicha	O'q bo'ylab cho'zilishiga	Muzlashga chidamliligi bo'yicha	Suv o'tkazmasligi bo'yicha	O'z-o'zidan kuchlanishi bo'yicha
Og'ir beton	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60	B _t 0,8; B _t 1,2; B _t 1,6; B _t 2; B _t 2,4; B _t 2,8; B _t 3,2	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W2; W4; W6; W8; W10; W12	-
Kuchlanuvchi beton	B20; B25; B30; B35; B45; B50; B55; B60	B _t 0,8; B _t 1,2; B _t 1,6; B _t 2; B _t 2,4; B _t 2,8; B _t 3,2	F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W12past bo'lmagan	S _p 0,6; S _p 0,8; S _p 1; S _p 1,2; S _p 1,5; S _p 2; S _p 3; S _p 4
Maydadonali beton guruhlari: A-unda 2 dan yuqori modulli istalgan sharoitda atmosfera bosimida qotishi	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40	>	>	W2; W4; W6; W8; W10; W12	-
B-bu ham, 2 va undan past yiriklik moduli V-avtoklavga ishlov berishni uchratish	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B20; B25; B30; B15; B20; B25; B30; B35; B40; B45; B50; B55; B60				
O'rta to'yingan yengil beton markalarida D800, D900,	B2,5; B3,5; B5; B7,5	>	F25; F35; F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500	W2; W4; W6; W8; W10; W12	-
D1000, D1100,	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5				
D1200, D1300,	B2,5; B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15				
D1400, D1500,	B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30				
D1600, D1700,	B5; B7,5; B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35				
D1800, D1900,	B10; B12,5; B15; B20; B25; B30; B35; B40				
D2000	B20; B25; B30; B35; B40				
O'rta to'yingan g'ovakli beton markalarida	Avtoklafli	Avtoklafsiz	F15; F25; F35; F50; F75; F100	-	-
D500	B1; B1,5	B1; B1,5			
D600	B1; B1,5; B2; B2,5	B1,5; B2; B2,5			
D700	B1,5; B2; B2,5; B3	B1,5; B2; B2,5; B3,5			
D800	B2,5; B3,5; B5	B3,5; B5			
D900	B3,5; B5; B7,5	B5; B7,5			
D1000	B5; B7,5; B10	B7,5; B10			
D1100	B7,5; B10; B12,5; B15	B10; B12,5			
D1200	B10; B12,5; B15	-			
O'rta zichlikdagi g'ovak beton markalarida	B2,5; B3,5; B5; B7,5 B3,5; B5; B7,5	-	F15; F25; F35; F50; F75; F100	-	-

Betonning siqilishdagi mustahkamlik sinfi, beton va temir-beton konstruksiya va mahsulotlarining ishchi loyihasida ko'rsatiladi.

2) **Betonning cho'zilishga bo'lgan mustahkamlik sinfi**, temir-beton buyumlarining cho'zilishga ishlaydigan konstruksiyalarini cho'zilishdagi ko'rsatkichini ko'rsatadi. Betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi mustahkamlik sinflari quyidagicha belgilanganadi: $B_t 0,8$; $B_t 1,2$; $B_t 1,6$; $B_t 2$; $B_t 2,4$; $B_t 2,8$; $B_t 3,2$.

3) **Sovuqqa chidamligi bo'yicha beton markasi** konstruksiyalar uchun loyihada beton nam holatida navbatma-navbat muzlatib, eritish ko'rsatkichiga qarab belgilanadi. Og'ir va mayda donli betonlar uchun sovuqqa chidamliligi bo'yicha: F_{50} ; F_{75} ; F_{100} ; F_{150} ; F_{200} ; F_{300} ; F_{500} ; yengil betonlar uchun: F_{25} ; F_{35} ; F_{50} ; F_{75} ; F_{100} ; F_{150} ; F_{200} ; F_{300} ; F_{400} ; F_{500} markalar belgilanadi.

4) **Suv o'tkazmaslik bo'yicha beton markasi – W (kg/sm^2)**. Suv o'tkazuvchanlik xususiyatiga ega bo'lgan konstruksiyalar uchun suv o'tkazmaydigan beton markalari tanlanadi. Ularda suvning yuqori bosimi ostida sinalayotgan standart namunadan suv sizib chiqmaganligi kuzatiladi. Hamma turdagi betonlar uchun suv o'tkazmasligi bo'yicha quyidagi markalar belgilanadi: W_4 ; W_6 ; W_8 ; W_{10} ; W_{12} .

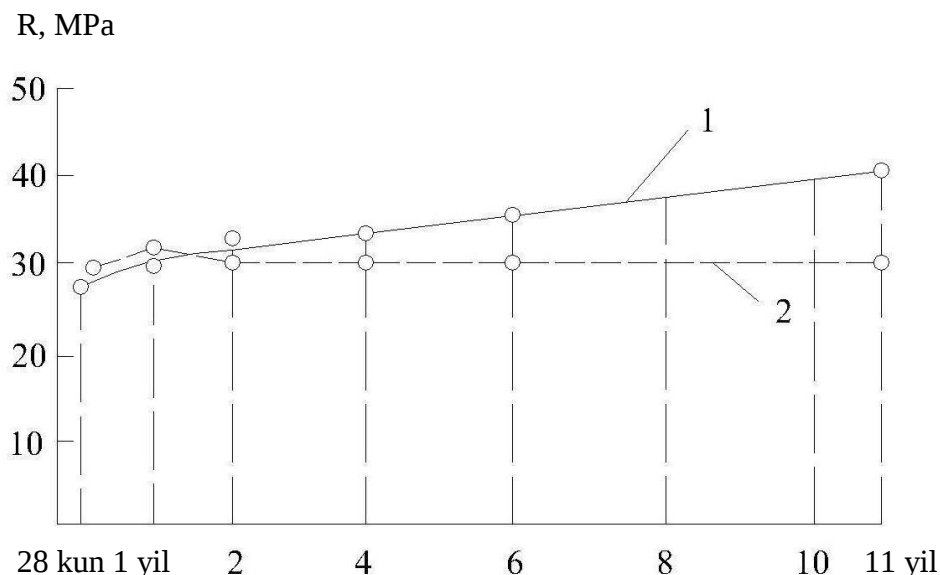
5) **Betonning o'rtacha zichlik bo'yicha markasi D (kg/sm^3)**. (konstruktiv talablardan tashqari, issiqlik o'tkazuvchanlik talabi qo'yiladigan konstruksiyalar uchun). Og'ir beton uchun $D_{2200} - D_{2500}$; yengil beton uchun $D_{800} - D_{2000}$ markalari belgilanadi.

6) **Betonning o'z-o'zidan kuchlanishi oshuvchanligi bo'yicha o'z-o'zidan kuchlanadigan konstruksiyalar uchun markasi – S_p** .

Kuchlangan sementdan tayyorlanadigan o'z-o'zidan kuchlanadigan konstruksiyalar uchun o'z-o'zidan kuchlanish bo'yicha markalar belgilanadi: $S_{p0,6} \dots S_{p4}$, bu yerda, raqamlar MPa betonning o'z-o'zidan kuchlanishini belgilaydi. Konstruksiyalardan foydalanish sharoitini hisobga olgan holda texnik-iqtisodiy analiz asosida betonni eng ma'qul optimal sinfi tanlanadi.

Vaqt va qotish sharoitining beton mustahkamligiga ta'siri

Beton mustahkamligi uzoq vaqtgacha ortib boradi, lekin boshlang'ich qotish davri ancha jadal ro'y berishi kuzatilgan. Portlandsementdan tayyorlangan beton mustahkamligi boshlang'ich 28 kecha-kunduzda jadal o'sadi, putssolan va shlakli portlandsementdan tayyorlangan betonda, 90 kecha kunduzda, ya'ni sustroq ro'y beradi. Lekin qulay sharoitda va haroratda beton mustahkamligining o'sishi yillab ro'y beradi. Bunday holatning ro'y berishi gelning qotishi va kristallning oshishidadir qo'yishidadir. Tajribalardagi ma'lumotlardan ko'rinib turibdiki, 11 yil saqlangan beton namunaning mustahkamligi nam muhit sharoitida 2 barobar oshgan, quruq muhit sharoitida esa – 1,4 barobarga, boshqa muhitda mustahkamlikning o'sishi birinchi yilning oxirida to'xtagan (1.3-rasm).



Beton kublarining yoshi

1.3-rasm. Vaqt o'tishi bilan beton mustahkamligining oshishi

1 – betonni nam muhit sharoitida saqlanganda; 2 – xuddi shunday, quruq muhitda

Agar beton quruq holatda qolsa, bu esa ko'pchilik temir-beton konstruksiyalarni ishlatilganda ro'y beradi, birinchi yilning davomidanoq mustahkamlik o'sishini kutish mumkin emas.

Beton mustahkamligining o'sishi portlandsementda ijobiy darajada qotish (150S) va nam muhitda empirik bog'liqligi ko'rsatilgan bo'lishi mumkin.

$$R_t = \frac{R_{lg}}{\lg 28} = 0,7 R_{lg} t \quad (1.1)$$

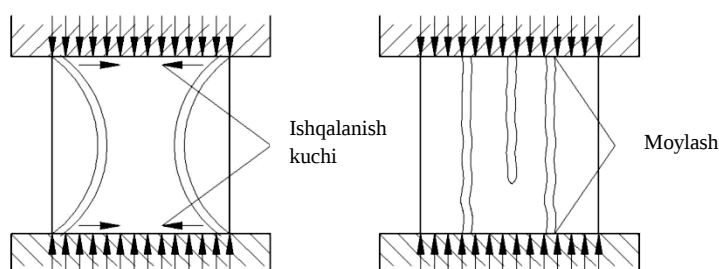
R_t -beton kubining siqilishga vaqtinchalik qarshiligi, t - kun

R - xuddi shunday, 28 kun.

Bu formula eksperimentlarga $t \geq 7$ da eksperiment ma'lumotlariga yaqin natija beradi.

Betonning siqilishdagi kubik mustahkamligi.

Kublar bo'yicha siqilganda beton buzilishi oqibatida parchalanadi (rasm 1.4). Standartga muvofiq, kublar 15x15x15 deb qabul qilinadi va R ga teng bo'ladi. Tajribalardan ma'lumki, bir tartibdagi beton mustahkamligi kubning o'lchamlariga bog'liq: agar, beton siqilishidagi vaqtinchalik qarshilikning asosiy kub qirralarining o'lchamlari 20 sm bo'lgan kubning mustahkamligi kamayadi, taxminan 0,93 R ga, qirralari 10 sm bo'lgan kub uchun 1,1 R ga ko'payadi.



1.4-rasm. Beton kublarining buzilish xarakteri
a-tekislikka tayangan
ishqalanishda. b-ishqalanish
bo'lmaganda

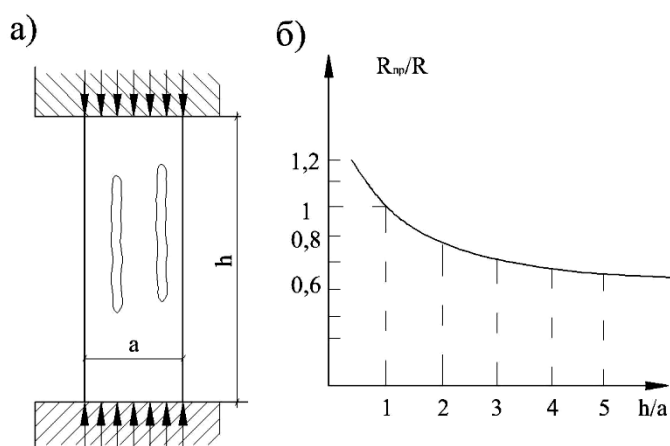
Bunday holatning sodir bo'lishiga sabab, bir jinsli bo'lmagan beton namunalarida ular o'lchamlarining kattalashishi bilan nuqsonlar sonining ko'payishidir. Betonning kubik qarshiligi uning sifatini kuzatib-nazorat qilish uchun foydalaniladi.

Betonning siqilishdagi prizmatik mustahkamligi

Temir-beton konstruksiyalar shakli bo'yicha kublardan farq qilishisababli, elementlar mustahkamligini hisoblashda betonning kubik mustahkamligidan foydalanib bo'lmaydi.

Betonni siqilishga bo'lgan mustahkamligining asosiy xarakteristikasi prizmatik mustahkamligidir. R_b – beton prizmasining o'q bo'yicha siqilishining vaqtinchalik qarshiligi.

Asos tomonlari a va balandligi h bo'lgan beton prizmalardagi tajribalar shuni ko'rsatadiki, betonning prizma mustahkamligi kub mustahkamligidan kam va u h/a o'zgarishi bilan kamayib boradi. 1.4-rasmga ko'rsatilganidek, R_b/R ning h/a ga munosabati tajriba natijalarining o'rtachasi olingan. Ishqalanish kuchining ta'siri prizma qirralarining balandligi ortgan sari kamayib boradi va $h/a=4$ bo'lganda R_b deyarli o'zgarmas holatga keladi va taxminan $0,75 R$ ga tenglashadi.



1.5-rasm. Sinayotgan namuna prizmatik beton mustahkamligini o'lchamlarini nisbatiga bog'lanish grafiki

Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi

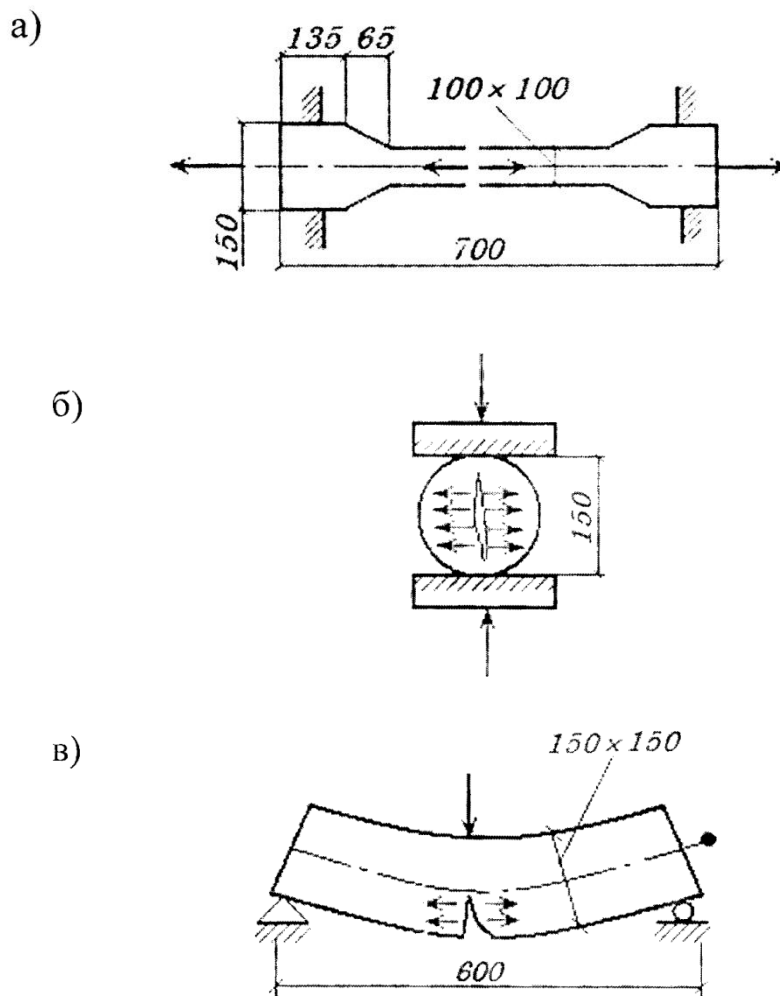
Betonning cho'zilishdagi mustahkamligi sement toshining cho'zilishdagi mustahkamligi va undagi to'ldiruvchi donlari bilan bog'lanishiga bog'liq. Tajriba ko'rsatkichlariga binoan, cho'zilishdagi beton mustahkamligi siqilishdagiga nisbatan 10-20 marta kam, shu bilan birga cho'zilishdagi mustahkamlik beton sinfi ortishi bilan kamayadi. Betonning cho'zilishdagi mustahkamligining ortishiga sement sarfini ortishi, W/C kamaytirilib, g'adir-budir yuzali sheben qo'llanganda erishish mumkin.

Betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi vaqtinchalik qarshiligini empirik formula yordamida aniqlash mumkin:

$$R_{bt} = 0,5 \sqrt[3]{R^2} \quad (1.2)$$

Beton tarkibining bir jinsli bo'lmaganligi sababli (1.2) formula $-R_{bt}$ har doim ham to'g'ri ko'rsatkich bermaydi.

Rbt nianiq ko'rsatkichini tajribalar orqali: sakkiz ko'rinishidagi namunani uzilishga, silindr shaklidagi namunani yorishga va beton to'sinlarini egilishgasinash orqali aniqlanadi (1.5 –rasm a,b,v).



1.6-rasm. O'q bo'yicha cho'zilishdagi beton mustahkamligini aniqlash uchun namunalarni sinash sxemalari

a – uzilishga; *b* – yorilishga; *v* – egilishga.

To'sin egilishidagi betonning vaqtinchalik cho'zilishdagi qarshiligi buzuvchi moment orqali aniqlanadi:

$$R_{bt} = \frac{M}{\gamma W} = 3,5 \frac{M}{bh^2} (1.3)$$

bu yerda: *M*–egilishdagi buzuvchi moment;

$W=bh^2/6$ – to'g'ri burchakli kesim qarshilik momenti;

$\gamma=1,7$ – beton kuchlanishi epyurasidaegri chiziqli xaraktergaega bo'lgan, elastik bo'lmagan deformatsiya rivojlanishi natijasida cho'zilgan zonadagi betonning kuchlanishini hisobga oluvchi koeffitsiyent.

Betonning kesilish va yorilishdagi mustahkamligi

Kesilish elementning kesim bo'yicha ikki qismga bo'linishidan, ya'ni kesuvchi kuchlar ta'sirining paydo bo'lishidan vujudga keladi. Bunda yirik donli to'ldiruvchilar qarshiligi kesim yuzasida shponka singari ishlab, jiddiy ta'sir ko'rsatadi. Kesimda kesilish yuzasi bo'yicha kuchlanishning taqsimlanishi teng hisoblanadi. Betonning kesilishiga bo'lganvaqtinchalik qarshiligi empirik formula orqali aniqlanadi:

$$R_{sh} = 0,7\sqrt{R_b R_{bt}} \text{ yoki } R_{sh} = 2R_{bt} (1.4)$$

Beton mustahkamligiga uzoq muddatli yukning ta'siri

Tajribadan olingan ko'rsatkichlarga binoan, uzoq muddatli yuk va yuqori kuchlanish ta'sirida elastik bo'lmagan deformatsiyaning sezilarli o'sishi va tarkibiy o'zgarishidan kuchlanish ta'sirida beton yemirilishi vaqtinchalik o'q bo'yicha siqilish R_b ga nisbatan kamroq. Betonning muddatli kuch ta'siridagi qarshiligi o'q bo'yicha siqilishidagi R_b dan kamroq $R_{bt} = 0,9 R_b$ ni tashkil qilishi mumkin.

Ko'p marta, qayta-qayta ta'sir qiladigan yukning beton mustahkamligiga ta'siri

Ko'p marta, qayta-qayta ta'sir qiladigan yuklar ta'siridan betonning davomli mustahkamligi R_r yuklar davomli ta'sir qilgandigiga nisbatan yana ham kamayadi. Bunda beton chegaraviy mustahkamligining kamayishi yuklash davrining soni N , eng katta kuchlanish miqdori σ_{max} va davr xarakteristikasi $\rho = \sigma_{bmin}/\sigma_{b,max}$ ga bog'liq bo'ladi. Ko'p marta qayta-qayta ta'sir qiladigan yuklardan betonning chegaraviy mustahkamligi R_r betonning chidamlilik chegarasi deb aytiladi. Amalda betonning chidamlilik chegarasi sifatida ko'p marta qayta-qayta yuklash davrining soniga bog'liq bo'lib, namuna qabul qila oladigan kuchlanishning eng katta miqdori olinadi. Bu kuchlanish betonning chekli yoki nisbiy chidamlilik chegarasi deyiladi.

$$R_r = 0.5R_b (1.5)$$

deb qabul qilinadi

Betonning chidamlilik chegarasi temir-betondan tayyorlanadigan kran osti to'sinlari, shpallar, kuchli press va stanoklar staninalarini va poydevorlarini, ko'prik konstruksiyalarini hisoblash uchun ishlatiladi.

Beton deformatsiyasi

Beton tashqi kuch, haroratli namlik faktorlari va tashqi muhit bilan betonning o'zaro ta'siri ostida o'lchov va tashqi ko'rinishini o'zgartirishi mumkin.

Betonda ikkita asosiy deformatsiya turlarini ko'rish mumkin:

1) hajmiy - beton qisqarishi, xaroratning o'zgarishi, namlik natijasida hamma yo'nalish bo'yicha rivojlanuvchi deformatsiya;

2) kuch ta'sirida paydo bo'ladigan deformatsiyalar.

Kuch ta'siridagi deformatsiyalar yuk ortishining xarakteriga bog'liq bo'lib, yuk ta'sirining muddatiga ko'ra uch turga bo'linadi:

1) bir marotaba qisqa muddatga yuklash;

- 2) uzoq muddatga yuklash;
- 3) yukning qayta-qayta yuklash ta'sirida.

Hajmiy deformatsiya

Beton kirishishidan yuzaga kelgan deformatsiya, keng diapazonda o'zgaradi, tajribalar ma'lumotidan, og'ir betonlar uchun $\varepsilon_{st} \approx 3 \cdot 10^{-4}$ va undan ortiq, g'ovak to'ldiruvchilardan tuzilgan beton uchun $\varepsilon_{st} \approx 4,5 \cdot 10^{-4}$ bo'lishi mumkin. Betonda bo'rtish deformatsiyasikirishishidagiga nisbatan 2-5 marta kam, harorat darajasining o'zgarishi ta'sirida ro'y beradigan beton deformatsiyasi, chiziqli harorati beton deformatsiyasi koeffitsiyenti α_{bt} bilan bog'liq. Muhit haroratining -50 dan +50^oS gacha o'zgarishi og'ir beton va kvars qumli g'ovak to'ldiruvchili beton uchun $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Bu koeffitsiyent sement turiga, to'ldiruvchiga, beton holatidagi namlik darajasiga bog'liq va $\pm 30\%$ o'zgarishi mumkin.

Jadval 1.2

Betonning ish sharoiti koeffitsiyentlari, γ_{bt}

Beton ish sharoiti koeffitsiyentini kiritishga sabab bo'ladigan faktorlar			γ_{bt}	Raqamli ko'rsatikichlar
Ko'p marta qaytariladigan yuk Yuk ta'sirining muddati: a) doimiy, uzoq va qisqa muddatli yuklarni hisobga olganda, davomli bo'lmagan ta'siridagi yukdan tashqari, ta'sir muddat yig'indisi kam (masalan, kran, shamol, tayyorlashda yuzaga keladigan, transportga ortish), shuningdek, alohida maxsus yuklar ta'sirida yuzaga kelgan deformatsiyalar bo'rtganligi, cho'kuvchanligi, doimiy muzlab turuvchi gruntlar hisobga olinadi: Agar konstruksiya mustahkamligi oshadigan qulay sharoitda qo'llanilsa (nam gruntida suv ostida qotsa, havoda, havo namligi 75% dan yuqori) qolgan holatlarda: b) Qisqa muddatli yuk ta'siridagi kesimni ko'rib chiqib hisobga olganda, ta'sir muddatlari yig'indisi yoki maxsus yuk, yuqorida ko'rsatilmagan yukdan kam.	γ_{b1}	0,45.....1,0	γ_{b1}	0,45.....1,0
	γ_{b2}		γ_{b2}	
	1,0		1,0	
	0,9		0,9	
Vertikal holatda 1,5 m dan ortiq bo'lgan betonlash qatlamini betonlash: Ikki o'qli zo'riqtirilgan holatning beton mustahkamligiga ta'siri: Yaxlit beton ustunlar va kesim o'lchovi 30 sm dan kichik bo'lgan o'lchovli temir-beton tayanchlarini betonlash: Navbatma-navbat muzlatish va eritish: Quyoshning kuchli	1,1		1,1	
	γ_{b3}	0,85	γ_{b3}	0,85
	γ_{b4}		γ_{b4}	
	γ_{b5}	0,85	γ_{b5}	0,85
	γ_{b6}	0,7....1,0	γ_{b6}	0,7....1,0
	γ_{b7}	0,85	γ_{b7}	0,85

radiatsiyasidan saqlanmagan (janubiy rayonlarda) konstruksiya dan foydalanish.				
Konstruksiya ni oldindan siqish jarayonidagi hisob (yengil beton uchun): simli armatura bilan; sterjenli armatura bilan.		1,0(1,25) 1,2(1,35)		1,0(1,25) 1,2(1,35)
Beton konstruksiyalari Yuqori mustahkamlikdagi beton konstruksiyalari γ_{b9} ko'effitsiyentni hisobga olinganda.	γ_{b9} γ_{b10}	$0,3+0,9\leq 1$ ω - formula bilan	γ_{b9} γ_{b10}	$0,3+0,9\leq 1$ ω - формула билан
Yig'ma elementlar birikmasi chok yo'g'onligi 1/5 kichkina o'lchov element kesimida va 10 sm dan kam bo'lmashligi kerak.	γ_{b11}	1,15	γ_{b11}	1,15

Jadval 1.3

Chegaraviy holatdagi ikkinchi guruh uchun betonning normativ R_{bnt} , R_{btisr} va hisobiy qarshiligi R_{bn} , R_{btisr} MPa

Qarshilik turi	Beton	Beton sinfining siqilishdagi mustahkamligi														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
O'q bo'yicha siqilgan (prizmatik mustahkamlik R_{bm} va $R_{b,ser}$)	Og'ir va mayda donli	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Engil	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Yachevkali	3,5	4,6	6,0	9,0	10,5	11,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
O'q bo'yicha cho'zilish R_{bm} va $R_{b,ser}$	Og'ir va mayda donli															
	Guruhlar:															
	A	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1				
	B	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Engil kam to'ldiruvchili	Engil kam															
	Zich	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	0,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	-	-	-	-
	G'vak	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	0,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,8	-	-	-	-
	Yachevkali	0,41	0,55	0,70	0,85	1,0	0,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-

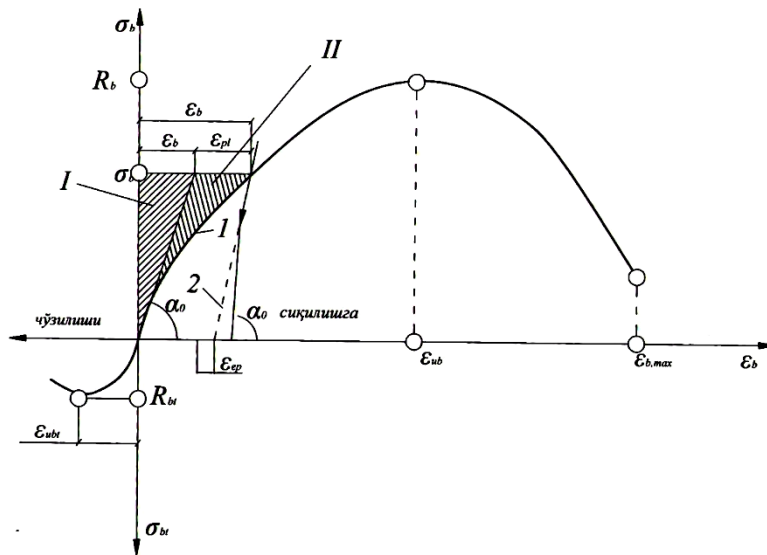
Betonning hisobiy qarshiligi, MPa

Qarshilik turi	Beton	Birinchii guruhybyu chegaraviy holatida R_b va R_{bt} beton sinfida siqilishga bo'lgan betonning hisobiy qarshiligi													
		B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
O'q bo'yicha siqilgan (prizmatik donli mustahkamlik R_b)	Og'ir va mayda	4.50	6.00	7,50	8.80	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	
	Engil	4.50	6.00	7,50	8,80	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-	-	
	Og'ir va mayda donli	0.480	0.570	0.660	0,750	0.900	1.05	1.20	1.30	1.40	1.45	1.55	1.60	1.65	
O'q bo'yicha cho'zilish R_{bt}	A	0.480	0.570	0.660	0.750	0.900	1.05	1.20	1.30	1.40					
	B	0.400	0.450	0.570	0.640	0.770	1.900	1.00	-	-	-	-	-	-	
	V	-	-	-	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
Mayda to'ldiruvchili	Engil:														
	Zich	0.480	0.570	0.660	0.750	0.900	1.05	1.20	1.30	1.40	-	-	-	-	
	G'ovak	0.480	0.570	0.660	0.740	0.800	0.900	1.00	1.10	1.20	-	-	-	-	

Bir marotaba qisqa muddatli yuklash ta'siridagi beton deformatsiyasi

Beton prizmagaga bir marotabalik qisqa muddatli yuk ortilgandagi beton deformatsiyasi $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$ ni, ε_e – elastik va ε_{pl} – elastik bo'lmagan plastik deformatsiya (1.6-rasm) hosil bo'ladi va yuk ta'siri to'xtaganda plastik deformatsiyaning 10% ga yaqini ma'lum muddatdan keyin tiklanadi.

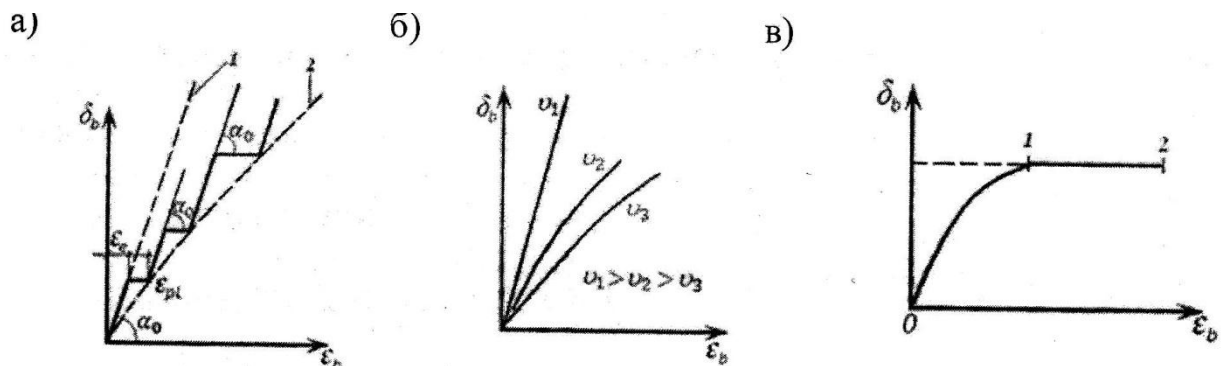
Betonning elastik deformatsiyasi namunani yuklashdagi lahzalik tezlikka mos bo'ladi, elastik bo'lmagan deformatsiya vaqt davomida rivojlanadi va namunani yuklash tezligiga bog'liq ϑ , MPa/s.



1.7-rasm. Beton siqilishidagi va cho'zilishidagi va kuchlanish orasidagi bog'liqlik diagrammasi.

I – elastik deformatsiya zonasi; II plastik deformatsiya zonasi; 1 – yuklash; 2 – yukni tushirish; ε_{ub} – chegaraviy siqiluvchanlik; ε_{ubt} – chegaraviy cho'ziluvchanlik; $\varepsilon_{b,max}$ diagrammadagi maksimal siqiluvchanlik

Bir tomonlama va o'sha kuchlanish bilan yuklash tezligining oshishi bilan δ_b plastik deformatsiya kamayadi. Yuklashning turli tezliklari uchun $\vartheta_1 > \vartheta_2 > \vartheta_3$ bog'liqlik egriligi $\delta_b - \varepsilon_b$ (1.7. rasm) ko'rsatilgan.



1.8-rasm. Siqiluvchi betonning turli xil bosqichda yuk bilan yuklash (a), turli xil tezlikdagi uzoq muddat ta'siridagi (b), davomiyligi (v) diagrammasi.

1 – elastik deformatsiya; 2 – to'liq deformatsiya

Beton namunani sinashda, cho‘zilish deformatsiya ham vujudga keladi va ular quyidagicha aniqlanadi:

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{et} + \varepsilon_{pl,t} \quad (1.6)$$

bu yerda, ε_{et} -elastik va $\varepsilon_{pl,t}$ - plastik deformatsiyalardan tashkil topgan.

Davomli yuk ta’siridan betonning deformatsiyalanishi

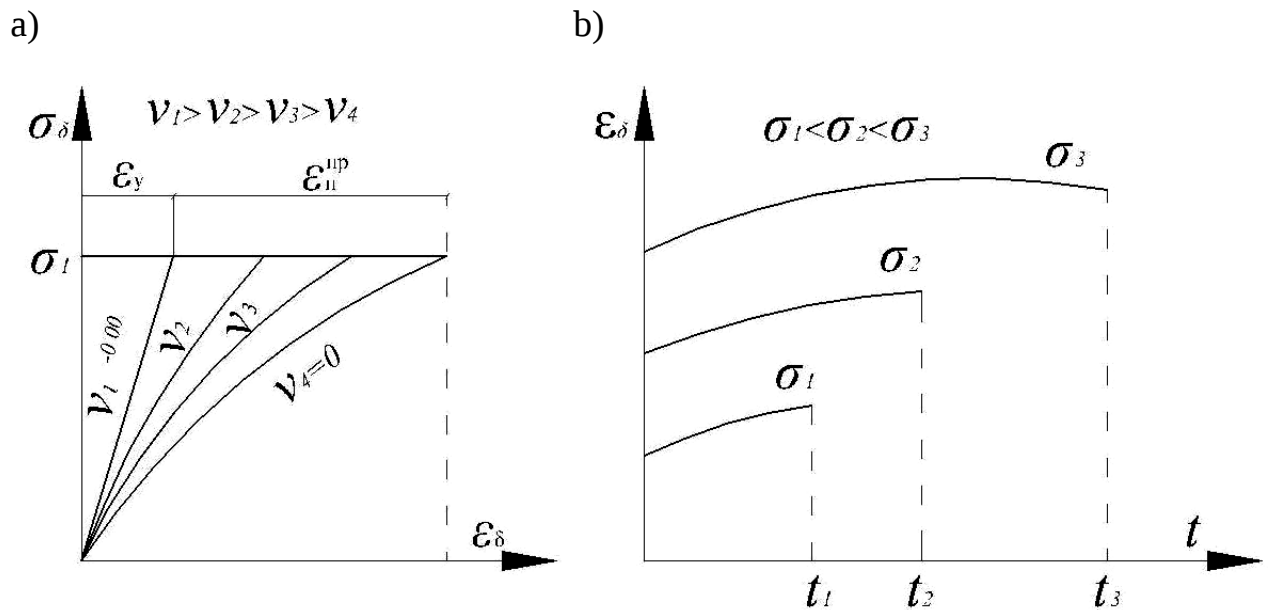
Davomli yuklar ta’siridagi betondagi plastik deformatsiya vaqt o‘tishi bilan ortadi. Plastik deformatsiyaning jadal o‘sishi birinchi 3-4 oyda kuzatiladi va bir necha yilga davom etishi mumkin. $\delta_b - \varepsilon_b$ diagrammadagi 0-1 maydon yuklashdan vujudga keladigan deformatsiyani xarakterlaydi; plastik deformatsiya o‘shini doimiy kuchlanish tasirida 1-2 maydon xarakterlaydi (1.7-rasm, v.). Davomli yuklar ta’sirida plastik betonning deformatsiyaning o‘shini xarakterlaydigan ko‘rsatkich betonning **oquvchanligi** deyiladi. Oquvchanlik deformatsiyasi elastik deformatsiyadan 3-4 marta ortishi mumkin.

Dastlabki deformatsiyalarning o‘zgarmagan holatida betondagi dastlabki kuchlanishlarning kamayishini xarakterlovchi betonning ko‘rsatkichi **beton relaksatsiyasi** deyiladi.

Beton oquvchanligi va kuchlanishlarining kamayishi relaksatsiyasi temir-beton konstruksiyalarning tashqi yuklar ta’siridan ishlash sharoiti holatiga katta ta’sir ko‘rsatadi. Beton oquvchanligiga konstruksiyalarni yoriqlar paydo bo‘lishiga chidamlilik va deformatsiya bo‘yicha hisoblashda konstruksiya ustuvorligini tekshirishda, hamda statik noaniq konstruksiyalarda ichki zo‘riqlashlarni aniqlashda ko‘riladi.

Kuchlanishlarning kamayishi esa, statik noaniq konstruksiyalarda tayanchlar cho‘kish natijasida hosil bo‘ladigan kuchlanish holatini aniqlashda va boshqa holatlarda e’tiborga olinadi. Betonning oquvchanligi deformatsiyasiga asosan, namunaning o‘lchamlari, sementning miqdori, suvning sementga bo‘lgan nisbati (S/S), muhitning namligi, betonning yuklash vaqtidagi yoshi va boshqa omillar katta ta’sir ko‘rsatadi.

Beton namuna o‘lchamlarining kichrayishi sirpanuvchanlik deformatsiyasini oshishiga olib keladi. Sement miqdorining ixtiyoriy qiymatida suv-sement nisbatining (S/S) oshishi bilan sirpanuvchanlik deformatsiyasi ko‘payadi (1.8-rasm, a). Atrof muhit nisbiy namligining kamayishi natijasida beton sirpanuvchanlik deformatsiyaning oshishi (1.8- rasm, b) ko‘rsatilgan. Sirpanuvchanlik deformatsiyasining beton yoshiga nisbatan rivojlanishi ko‘rsatilgan.



1.9-rasm. Betonning yoyiluvchanlik deformatsiyasini boshlang'ich tezlik bilan yuklash (a) va yuklanishi vaqtga bog'liqligi (b)

Beton tarkibidagi to'ldiruvchilar sement toshining sirpanuvchanlik deformatsiyasining rivojlanishiga to'sqinlik qiladi. Betonning sirpanuvchanligi nafaqat siqilishi, balki cho'zilishi, egilishi va buralishda ham sodir bo'ladi. Tajribalardan olingan natijalar shuni ko'rsatadiki, betonning davomli deformatsiyalanishi egri chiziq bilan xarakterlanadi. Davomli ta'sir qiladigan yuklarning kichik miqdorda siquvchi kuchlanish bilan sirpanuvchanlik deformatsiyasi orasidagi bog'lanish chiziqli deb qaralishi mumkin. Davomli yuk miqdorining oshishi bilan kuchlanish va deformatsiya o'rtasidagi chiziqli bog'lanish kuzatilmaydi. Betonning oquvchanligi va kirishuvchanligi birgalikda rivojlanadi. Shuning uchun betondagi to'liq deformatsiya, deformatsiyalar yig'indisidan iborat, ya'ni elastik ϵ_l oquvchanlik ϵ_{pl} va kirishuvchanlik ϵ_{sl} - deformatsiyalardir.

Chegaraviy deformatsiya

Betonning chegaraviy deformatsiyasi buzilishi oldindan chegaraviy siqilish ϵ_{ub} va chegaraviy cho'ziluvchanlik ϵ_{ubt} - betonning mustahkamligi, sinfi, tarkibi, yuk ta'sirining davomiyligiga bog'lik. Beton sinfiniig ortishi bilan chegaraviy deformatsiya kamayadi, ammo yuk ta'siri davomiyligi ortishi bilan ular ortadi. Tajribada o'q bo'yicha prizma siqilganda betonning chegaraviy siqilishi $\epsilon_{ub} = (0,8 \dots 3) \cdot 10^{-3}$ va o'rtacha $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$ deb qabul qilinadi.

Betonning chegaraviy cho'ziluvchanligi 10-20 marta kam, betonning chegaraviy siqilishidan, o'rtacha miqdori $\epsilon_{ubt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$ deb qabul qilinadi. G'ovak to'ldiruvchili betonlar uchun bu qiymat bir qancha ko'proq. Betonning

chegaraviy cho‘ziluvchanligi cho‘zilgan temir-beton konstruksiyalari zonasida yoriqlar paydo bo‘lishi qarshiligigakatta ta’sir ko‘rsatadi.

Betonning deformatsiya moduli

Betonning siqilishdagi boshlang‘ich elastiklik moduli *Yevfaqat* elastik deformatsiyaga mos keladi, geometrik nazariya bo‘yicha, elastik deformatsiyaga mosog‘ish burchagi tangensi deb aniqlanadi.

$$E_b = tg\alpha_0 \quad (1.7)$$

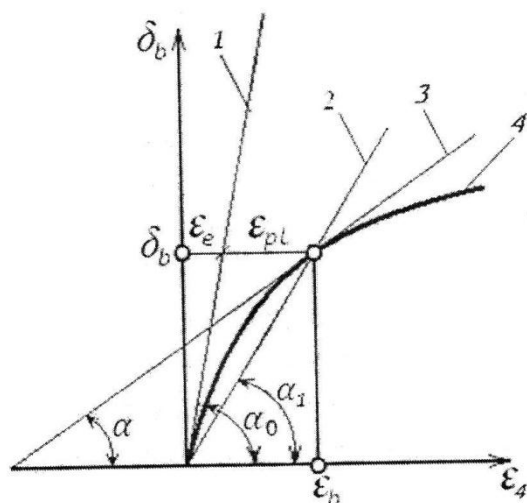
bu yerda: ρ – masshtab o‘lchamli koeffitsiyent, MPa.

Siqilishdagi betonning to‘liq deformatsiya moduli E'_b o‘zgaruvchan miqdor bo‘lib, to‘liq deformatsiyaga mos keladi va u qo‘yidagicha geometrik yo‘l bilan aniqlanadi: (1.9-rasm):

$$E'_b = \frac{d\delta_b}{d\varepsilon_b} = tg\alpha \quad (1.8)$$

Temir-beton konstruksiyalarni hisoblashda betonning o‘rtacha moduli quyidagi formula orqali aniqlanadi:

$$E'_b = tg\alpha \quad (1.9)$$



1.10-rasm. Betonning deformatsiya modulini aniqlash sxemasi

1 – elastik deformatsiya; 2 – kesuvchi; 3 – urinma; 4 – to‘liq deformatsiya

Betonning boshlang‘ich elastiklik moduli va betonning elastik-plastik moduli orasida bog‘liklik o‘rnatish mumkin, agar betonda bir xil kuchlanish δ_b ni elastik deformatsiya ε_e va to‘liq deformatsiya ε_b ifodalansa:

$$\delta_b = \varepsilon_e E_b = \varepsilon_b E'_b \quad (1.10)$$

bundan

bu yerda, $E'_b = \lambda_b E_b$ -betonning umumiy deformatsiya moduli.

Tajribalar ko'rsatkichidan koeffitsiyenti λ_b 1 dan 0,15 gacha o'zgarishi mumkin. Betonda kuchlanish darajasini δ_b/R_b va yuklanish davomiyligini o'sishi bilan koeffitsiyent ν kamayadi.

Cho'zilishda betonning elastik-plastik moduli quyidagicha aniqlanadi:

$$E_{bt}' = \lambda_{bt} E_b \quad (1.11)$$

bu yerda: λ_{bt} – betonning cho'zilishdagi elastik-plastik deformatsiyasi koeffitsiyenti.

Betonning chegaraviy cho'zilishi cho'zilishning vaqtinchalik qarshiligiga bog'liq

$$\varepsilon_{ubt} = \frac{R_{bt}}{E_{bt}'} = 2R_{bt}/E_b \quad (1.12)$$

Elastiklik moduli betonning sinfi ortishi bilan ortib boradi. Beton sinfi va boshlang'ich elastiklik moduli orasida bog'liklikni aniqlash uchun empirik formulalarning bir necha turi mavjud. Tabiiy holda qotgan og'ir betonlar uchun empirik formula quyidagicha:

$$E_b = 550000B/(270 + B) \quad (1.13)$$

E_b miqdori betonga issiqlik ishlov berilganda 10 % ga, avtoklavyordamida 25% ga kamayadi. G'ovak to'ldiruvchili betonda boshlang'ich elastiklik moduli 1,5-2 marta kamdir.

Betonning siljish moduli

$$G_b = E_b/[2(1 + \nu)] \quad (1.14)$$

Ko'ndalang deformatsiya koeffitsiyenti $\nu=0,2$ bo'lganda, u taxminan, $0,4E_b$ ga teng.

Siqilishdagi betonning oquvchanligi o'lchovi G_b betondagi oquvchanlik deformatsiyasini aniqlash uchun qo'llaniladi.

$$\varepsilon_{pl} = G_b \delta_b \quad (1.15)$$

(1.15) ifodadan

$$G_b = \frac{\varepsilon_{pl}}{\delta_b} = \frac{\varepsilon_{pl}}{\varepsilon_e} E_b$$

yoki

$$G_b = \varphi/E_b \quad (1.16)$$

bu yerda: φ -betonning oquvchanlik xarakteristikasi

$$\varphi = \frac{E_{pl}}{\varepsilon_e} = \frac{(1 - \nu)}{\nu_b}$$

Betonning oquvchanlik o'lchovi betonning sinfi, kuchlanish darajasiga bog'liq va vaqt bo'yicha o'zgaruvchidir.

Ba'zi bir tur betonlarning fizik-mexanikxususiyatlari

Zich silikat beton -bu sementsiz avtoklav yordamida qotirilgan bog'lovchi ohak asosida olinadigan beton bo'lib, tarkibiga ohakli qum, ohakli shlak va boshqalar kiradi. U og'ir beton turiga kiritiladi va kvarsli qum to'ldiruvchi hisobida xizmat qiladi. Armatura bilan yaxshi bog'lanish xususiyatiga ega bo'lib, uni karroziyadan saqlaydi. Boshlang'ich elastiklik moduli sement betondan 1,5-2 marta kam. Kam oquvchanlikka ega. Binolarning yig'ma temir-beton elementlarini tayyorlashda foydalaniladi.

Ekspluatatsiya sharoitlari noqulay (kuchli yog'ingarchilik natijasida katta dinamik yuklarning ta'siri va boshqalar) bo'lganda qo'llash chegaralanadi.

Issiqqa chidamli beton – yuqori haroratli (200°C) sharoitda ishlatish uchun qo'llaniladi. Qizdirish haroratining bosqichidan bog'liq holda bog'lovchi sifatida alyumin oksidli sement, portlandsement qo'shimchalar bilan suyuq shisha (silikatli natriyning suv bilan qorishmasiga yanchilgan kvars qumi va kremneftoritnatriyning qo'shilmasi) qo'llaniladi.

Issiqqa chidamli to'ldiruvchi sifatida: xromit, shamot, shlak, bazalt, diabazdan foydalaniladi.

Betonning elastiklik moduli haroratning oshishida kamayadi. Tunnel pechlari issiqlik agregatlari, domna pechi fundamentlari konstruksiyalarida qo'llaniladi.

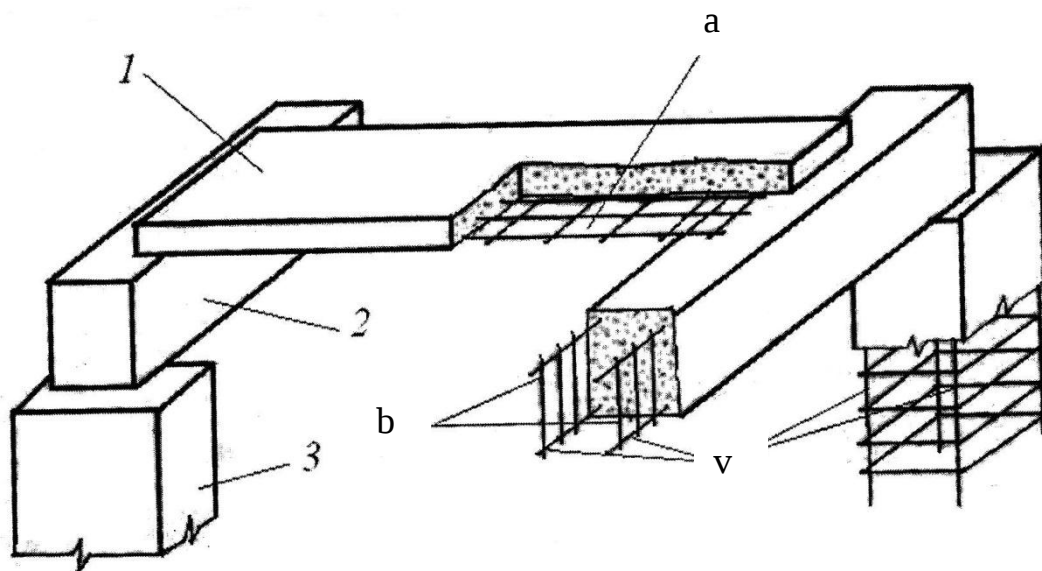
Kislota chidamli beton-agressiv muhit sharoitiga chidamli (suv tarkibida kislota mavjud, bug', kislota bug'ini tarkibidan saqlaydigan) betondir. Kislata konsentratsiyasi darajasiga qarab bog'lovchi sifatida putssolanli portlandsement, shlakli portlandsement, suyuq shisha qo'llaniladi. Yer osti inshootlari, kimyo sanoati sexlarining shiftini yopish konstruksiyalarida qo'llaniladi.

Polimerli beton-polimer materiallari mustahkamligini (turli emulsiya, smola)siqilishga va cho'zilishga qarshilikni anchagina oshiradigan armatura bilan bog'lanishni yaxshilaydigan, agressiv muhitga chidamligini) oshiradigan bog'lovchi sifatida qo'llaniladi. Sement bog'lovchi asosida tayyorlangan beton va temir-beton elementlar, keyin polimer materiallar bilan to'yintirilgan maxsus texnologik ishlov berilganda fizik-mexanik xususiyatlari yaxshilanadi. Ular bosimi kuchli trubalar, yo'l plitalari, to'sinlar, rigellar tayyorlashda qo'llaniladi.

1.2 Armatura

1.2.1. Armatura turlari va ulardan foydalanish

Armatura temir-beton konstruksiyalarida asosan cho‘zuvchi kuchlanishni va siqilgan konstruksiya zonasida betonni kuchlantirishi uchun o‘rnatiladi. zarur bo‘lgan armatura sonini konstruksiya elementlariga yuk va uning ta‘sirini hisoblab aniqlanadi. Hisoblash yo‘li bilan o‘rnatilgan armatura **ishchi armatura** deb nomlanadi; konstruktiv va texnologik mulohazalar bo‘yicha o‘rnatilsa, **montaj armaturasi** deyiladi. Konstruksiyada montaj armatura ishchi armaturaning loyihadagi holatini ta‘minlab, ishchi armaturaning alohida sterjenlarning orasidagi kuchlanishni teng taqsimlaydi. Bundan tashqari, montaj armatura hisobga olinmagan beton qisqarishidagi kuchlanishni, konstruksiya haroratining o‘zgarishi oqibatini va boshqalarni o‘ziga oladi. Ishchi va montaj armaturani armatura mahsulotlari sifatida yig‘iladi, ya‘ni payvandlangan va to‘qilgan to‘rlar, karkaslar temir-beton elementlariga yuk ta‘sirida ish xarakteriga moslab joylashtiriladi (rasm 1.10).

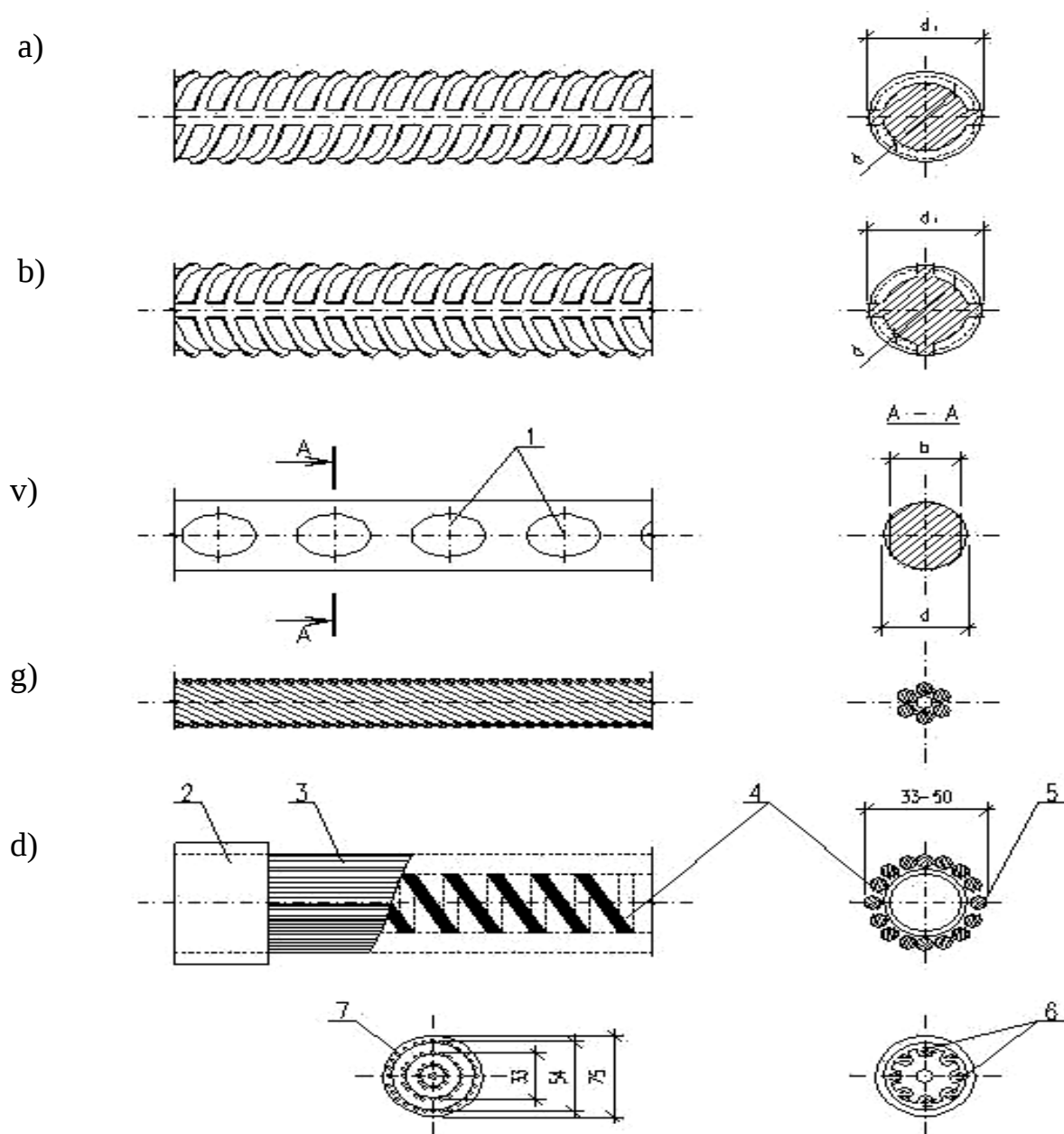


1.11-rasm. Temir-beton elementlari armaturasi
a – to‘r (setka); b – yassi karkas; v – fazoviy karkas;
1 – plita; 2 – to‘sin (balka); 3 – kolonna

Armaturalar 4 belgi bo‘yicha bo‘linadi:

1. Po‘lat armatura tayyorlanishi texnologiyasiga ko‘ra, qaynoq holda o‘qlovlangan sterjenli va sovuq holda tortilgan simli armaturalarga bo‘linadi;
2. Keyingi mustahkamlash usuliga ko‘ra: qaynoq holatda o‘qlovlangan armatura issiqlik bilan mustahkamlangan yoki sovuq holatda mustahkamlangan - tortish bilan;
3. Armatura yuzasining formasiga ko‘ra, qirrali yoki silliq profilli bo‘ladi. Qovurg‘a ko‘rinishidagi qirralar sterjen armaturasi yuzasidagi davriy profilli botiqlik va taranglangan sim armaturaning beton bilan bog‘lanishini ancha yaxshilaydi (rasm 1.11).

4. Temir-beton elementlarini armaturalashda qo'llanish usuliga ko'ra,zo'riqtirilmagan armatura va zo'riqtirilgan armatura turlariga bulinadi.



1.12-rasm. Yig'ma temir-beton konstruksiyalari uchun armatura
a - spiralsimon A-II sinfli sterjen; *b* - archasimon A-III, A-IV, A-V va A-VI sinfli; *v* - spiralsimon Vr-I va Vr-II sinfli oddiy va yuqori mustahkam simli; *g* - K-7 sinfli armatura arqonlari; *d* - armatura o'ramlari; 1 - ezilishdagi; 2 - anker; 3 - 4-5mm diametrli sim; 4 - spiral; 5 - bir qatorli o'ramlar; 6 - K-7 sinfli arqonlari; 7 - ko'pqatorli o'ramlar.

Armaturalar klassifikatsiyasi

Qaynoq holda o'qlovlangan sterjenli armatura asosiy mexanik xarakteristikasiga ko'ra, olti sinfga shartli belgilari bilan bo'linadi: A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V, A-VI (1.5-jadval). Sterjenli termik ishlov berilgan armaturalar quyidagi to'rt sinfga bo'linadi va qo'shimcha indeks: A_T-III, A_T-IV, A_T-V, A_T-VI bilan belgilanadi. Qo'shimcha «S» harfi bilan payvandlash imkoniyati borligi, «K» harfi esa korroziyaga o'ta chidamliligini ko'rsatadi.

Armaturaning har bir sinfiga po'lat armaturasining markasi bir xil mexanik xarakteristikasiga mos bo'ladi, lekin, turli kimyoviy tarkibga ega bo'lishi mumkin. Po'lat markasida uglerodning qancha miqdordaligi va ligerlovchi qo'shimchalarning mavjudligi ko'rsatiladi. Masalan, 25G2S markada birinchi raqam po'lat tarkibida uglerodning borligi (0,25 %), G-harfi esa po'latning marganes bilan ligerlanganligi, 2-raqami uning mavjudligi 2% gacha yetishi mumkinligi, S-harfi po'lat tarkibida kremniy borligini bildiradi.

Boshqa kimyoviy elementlarning marka tarkibida borligi qo'yidagicha ko'rsatiladi: 20XG2S, 23X2G2T: - X harfi – xrom, T – titan, S – sirkoniy. A-I, A-II, A-III sinfli armaturalar $\delta_y = 230 \dots 400 \text{ MPa}$ fizikaviy oquvchanlik chegarasiga ega. A-IV, A-V, A-VI -yuqori ligerlangan va termik ishlov berilgan armaturalar $\delta_{0,2} = 600 \dots 1000 \text{ MPa}$ shartli oquvchanlik chegarasiga ega.

Uzilishdan keyincho'zilish armatura sinfiga bog'liq. Sezilarli cho'zilish ega bo'lgan armatura sinflari A-II, A-III ($\delta = 14 \dots 19\%$), uncha katta bo'lmagan cho'zilishga ega bo'lgan armatura sinflari A-IV, A-V, A-VI va termik ishlov berilgan armaturalarning hamma sinflari ($\delta = 6 \dots 8\%$).

Sterjenli armaturalarda elastiklik moduli E_s uning mustahkamligi ortishi bilan bir qancha kamayadi va $2,1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ ni A-I, A-II armatura sinflari uchun tashkil qiladi: $2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ - A-III, A-IV; armatura sinflari uchun $1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ - A-V, A-VI qizdirib mustahkamligi orttirilgan armaturalar uchun tashkil topadi.

Diametri 3-8 mm li armatura simini ikki sinfga bo'lish mumkin: V-I, Vr-I – oddiy simli armatura (sovuq holda tortilgan, kam uglerodli), payvandlangan to'rlarnitayyorlash uchun mo'ljallangan; V-II, Vr-II – yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan armatura simi (ko'p marta mustahkamlashtirilgan, uglerodli), oldindan zo'riqtirilgan elementlarda ishchi armatura sifatida qo'llaniladi. Davriy profil qo'shimcha indeks «r»: Vr-I, Vr-II bilan belgilanadi.

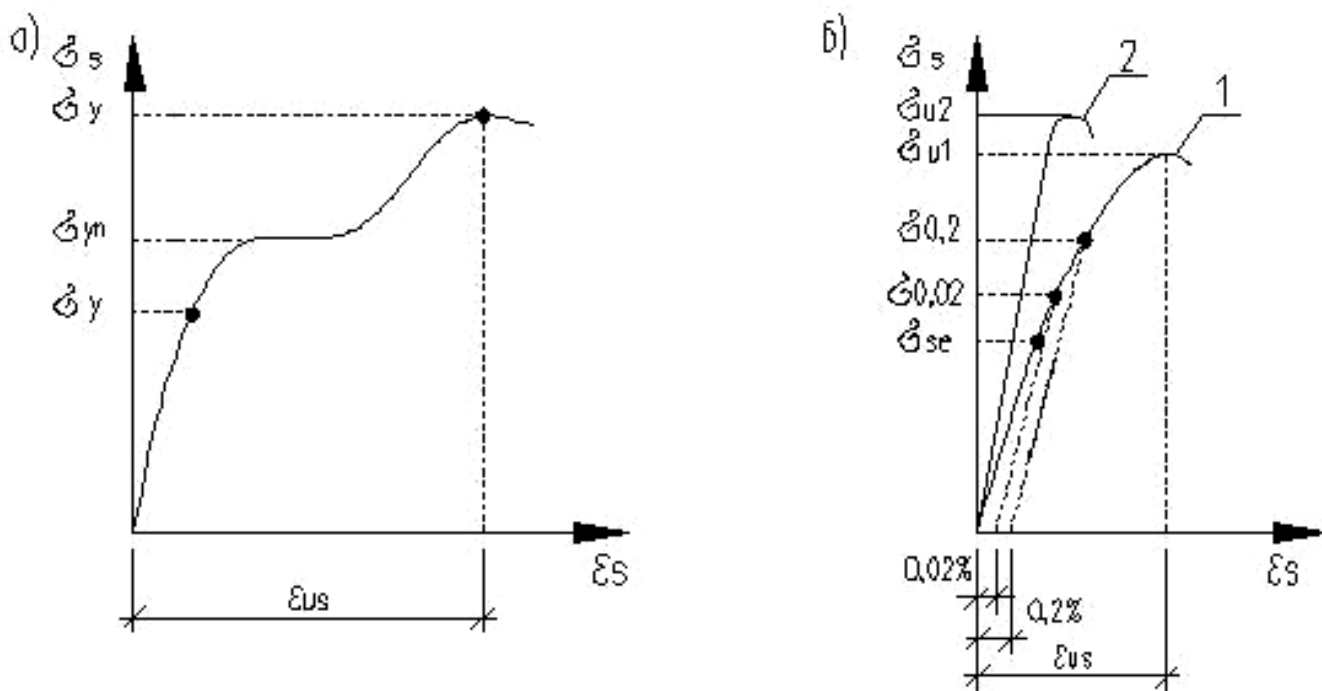
Simli armaturaning asosiy mexanik xarakteristikasi – uning vaqtinchalik qarshiligi - σ_u , qaysiki, sim diametri kichraygan sari ortib boradi. Oddiy sim armatura uchun $\sigma_u = 550 \text{ MPa}$, yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan sim uchun $\sigma_u = 1300 \dots 1900 \text{ MPa}$. Uzilishdan keyingi nisbiy cho'zilish nisbatan baland emas $\delta = 4 \dots 6\%$. Yuqori mustahkamlikdagi simning uzilishi mo'rt xarakterga ega. Armatura simining elastiklik moduli V- II, Vr- II yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar uchun - $2 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ ga, Vr-I, Vr-II sinfli oddiy sim uchun - $1,7 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ ga, armatura arqonlari uchun - $1,8 \cdot 10^5 \text{ MPa}$ ga teng.

Po'lat armaturalarining mexanik xususiyatlari

Po'lat armaturalarining mustahkamlik va deformatsiyalanish xususiyatlari namunalarni cho'zilishga o'tkazilgan tajribalardan olingan diagramma $\sigma_s - \varepsilon_s$ bo'yicha aniqlanadi (rasm.1.12).

Diagrammada oquvchanlik maydoniga ega bo'lgan qaynoq holda o'qlovlangan po'lat armatura uzilishdan so'ng 25% gacha (yumshoq po'lat) cho'zilishga ega bo'ladi (1.12-rasm, a).

Yuk ta'siri sezilarli ko'paymaganda deformatsiya rivojlangandagi kuchlanish po'lat armaturasi σ_y oquvchanligining *fizikaviy chegarasi* deyiladi, uzilishga olib keladigan kuchlanish esa, po'lat armaturasining σ_u **vaqtinchalik qarshiligi** deb nomlanadi. Qaynoq holda o'qlovlangan po'lat armaturasining mustahkamligini oshirish va uzilishdagi cho'zilishni kamaytirish uchun uning tarkibiga uglerod va har xil moslovchi qo'shimchalar: marganes, kremniy, xrom va boshqalarni qo'shish bilan erishiladi.



1.13-rasm. Po'lat armaturani cho'zilishdagi $\sigma_s - \varepsilon_s$ diagrammasi

a – oquvchanlik chegarasi bo'lganda;

b – shartli oquvchanlik chegarasi bo'lganda;

1 – yuqori mustahkam po'lat;

2 – o'ta yuqori po'lat, qattiq.

Tarkibida uglerodning 0,3-0,5 % bo'lishi armatura plastikligini kamaytirib, po'latning payvandlanuvchanligini yomonlashtiradi. Marganes po'latning mustahkamligini oshirib, plastikligiga muhim ta'sir ko'rsatmaydi.

Po'lat armatura mustahkamligini qizdirib toblash yoki oddiy cho'zish yo'li bilan oshirsa ham bo'ladi. Po'latni qizdirish yo'li bilan toblanganda uni 800-900 ga qadar qizdiriladi, so'ngra keskin sovutiladi; keyin yana 300-400⁰C ga qadar qizdirib, asta sovutiladi. Buning natijasida po'lat armaturaning mustahkamligi ortadi.

Sifati yaxshilangan va qizdirib mustahkamligi oshirilgan po'lat armaturasi plastik holatga asta-sekin o'tadi, ya'ni oquvchanlik maydonchasisiz (1.12-rasm,b). Bunday po'latlar uchun oquvchanlikning shartli chegarasi qo'yiladi – kuchlanish $\delta_{0,2}$ qoldiq deformatsiyani 0,2 % ni tashkil qiladi, shuningdek, elastiklikning shartli chegarasi $\delta_{0,02}$ esa qoldiq deformatsiyaning 0,02 % ga teng bo'lgan kuchlanishdir.

Armatura plastik deformatsiya elastiklik deformatsiyadan $\delta_s = (0,8 \dots 1,3)\delta_{0,2}$, bulgan ortik diapazonda bo'lganda quyidagi emperik bog'lanish orqali topish mumkin

$$\varepsilon_{s,pl} = 0,25 \left(\frac{\delta_s}{\delta_{0,2}} - 0,8 \right)^3 \quad (1.17)$$

Jadval 1.5

Armaturalar klassifikatsiyasi va mexanik xarakteristikasi

Armaturalarning nomlari va sinfi	Po'lat markasi	Ko'ndalang kesim diametri, mm	Oquvchanlik chegarasi, MPa	Vaqtinchalik qarshilik MPa	Qiyosiy cho'zilish, %
Sterjenli qizdirib uqlovlangan:					
Dumaloq sinf A-I	C _T -3, BC _T -3	6-40	230	380	25
Davriy profilda sinf A-II	BC _T -5	10-40			
	10ГТ	40-80	300	500	19
sinf A-III	18Г2С	6-40			
	25Г2С	6-40	400	600	14
sinf A-IV	35ГС	6-9			
	18Г2С	10-22			
sinf A-V	20ХГ2Ц80С	10-18	600	900	8
A-VI	23Х2Г2Т	10-22	800	1050	7
	20Х2Г2СР	10-22	1000	1200	6
Qizdirilgan bilan mustahkamlangan sterjenli:					
sinf A _T -III	BC _T 5CΠ	10...38	400	600	-
A _T -IVC	25Г2С	10...28	600	900	8
A _T -V	20ГС	10...22	800	1050	7
A _T -VI	20ГС	10...22	1000	1200	6
Davriy profilli oddiy armatura sinfi Bp-I	-	3...5	-	550..525	-
Yuqori mustahkamlikdagi armaturali sim:					
silliq sinfi B-II	-	3...8	-	1900..1400	4...6
davriy profilli sinfi Bp-II	-	3...8	-	1800..1300	4...6
Armatura arqonlari:					
Sinf K-7	-	6...15	-	1850..1650	-
K-19	-	14	-	1800	-

Konstruksiyada armaturaning qo'llanilishi

Zo'riqtirilmagan armatura sifatida - AT-III, A-III sinfli, armaturalarva Vr-I sinfli oddiy simlar ishlatiladi. Montaj armatura sifatida hamda to'qilgan karkaslarda xomutlari sifatida A-I, Vr-I sinfli armaturalar qo'llaniladi.

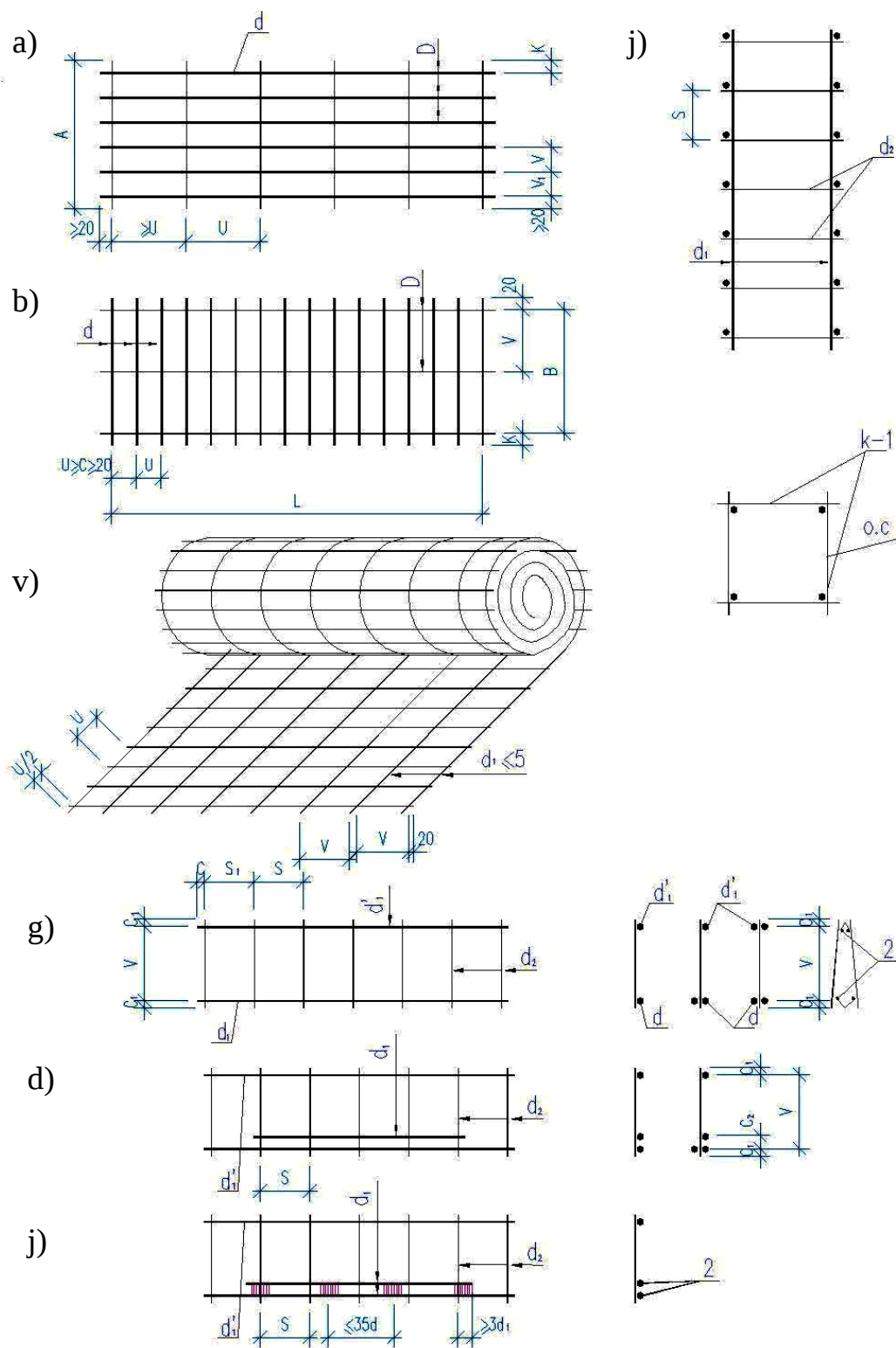
Zo'riqtirilgan armatura sifatida qizdirib mustahkamlangan- AT-IV, AT-V, AT-VI sinfli armaturalar hamda - A-IV, A-V va A-VI sinfli armaturalarni qo'llash tavsiya etiladi; 12 m dan uzun armatura arqonlari uchun yuqori mustahkamlikka ega bo'lgan simlar Bp-II hamda - A-IV, A-V, A-VI sinfli armatura sterjenlarini qo'llash tavsiya etiladi.

Armatura po'latini konstruksiyada qo'llash uchun tanlanganda payvandlanish xususiyatini hisobga olinadi. Kontakt payvandda yaxshi payvandlanadiganlarga A-I, A-II, A-III sinfli armaturalar kiradi. A-IV, A-V, A-VI, AT-IV, AT-V, AT-VI sinfli armaturalarni va yuqori mustahkamli simlarni payvandlash mumkin emas.

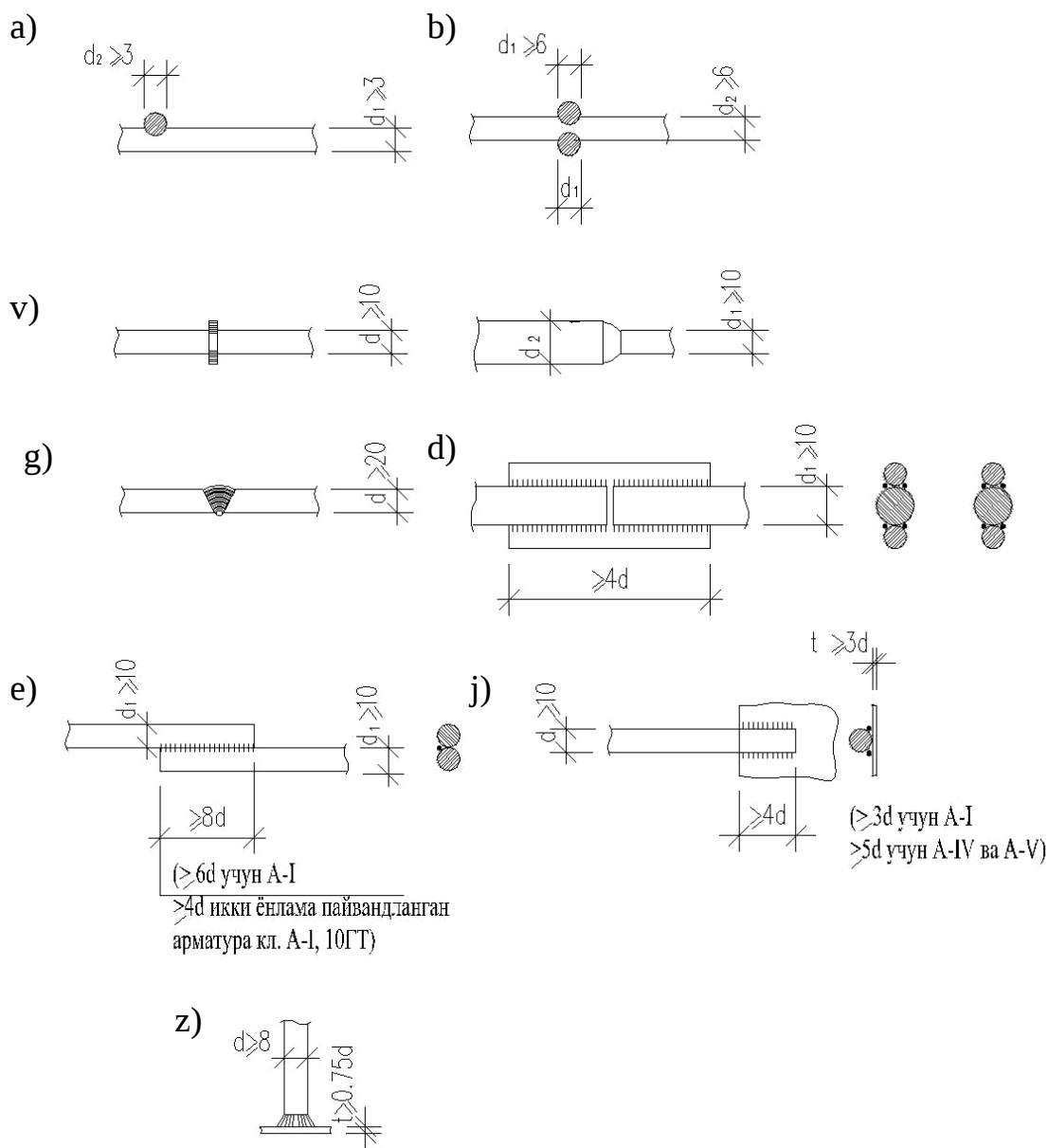
Payvandlangan armatura mahsulotlari

Payvandlanadigan to'rsimon armaturalar asosan korxonalarda tayyorlanadi. To'rsimon mahsulotlarga payvandlangan to'rlar va karkaslar kiradi. Karkas, to'rlarning ko'ndalang va bo'ylama sterjenlari (asosan to'g'ri burchak ostida) nuqtali kontakt usuli bilan elektr-payvandlovchi mashinalarda payvandlanadi. Payvandlash mashinasida alohida armatura sterjenlarini to'r va karkaslarga bunday biriktirish, armatura ishlarini industirlashtirish, ish hajmini anchagina qisqartirish va armatura tayyorlash ishlarini arzonlashtirish imkonini beradi. Payvandlangan to'rlar oddiy diametri 3-5 mm oddiy sim va armatura sinfi A-III bo'lgan diametri 6-10 mm dan bo'lgan armatura sterjenlaridan standart bo'yicha tayyorlanadi va ular rulon va yassi holatda bo'ladi (1.13-rasm). Rulonli to'rlarda bo'ylama sterjenlarning eng katta diametri 7 mm dir. To'rlarda ishchi armatura bo'ylama yoki ko'ndalang sterjeni bo'lishi mumkin; ishchi sterjenlarga perpendikular joylashgan sterjenlar taqsimlovchi bo'ladi. Ishchi sterjen sifatida to'r sterjenining ikkala yo'nalishdagi sterjendan foydalanish mumkin. To'rning kengligi 3800 mm, to'r uzunligi esa loyihadan olinib, 9000 mm oshmasligi kerak. Rulon to'rining uzunligi 900-1300 kg dan oshmasligi kerak.

Payvandlangan karkaslarda bir yoki ikki bo'ylama ishchi sterjenlari montaj sterjenlari va ularga ko'ndalang bo'lgan sterjenlar payvandlanib tayyorlanadi (1.14-rasm, a). Bo'ylama va ko'ndalang sterjenlarning qoldirilishi $0,5d_1 + d_2$ yoki $0,5d_2 + d_1$ va 20 mm dan kam bo'lmasligi kerak. Fazoviy karkaslar yassi karkaslardan tashkil topib va biriktiruvchi sterjenlar orqali tayyorlanadi. (1.14-rasm, b).



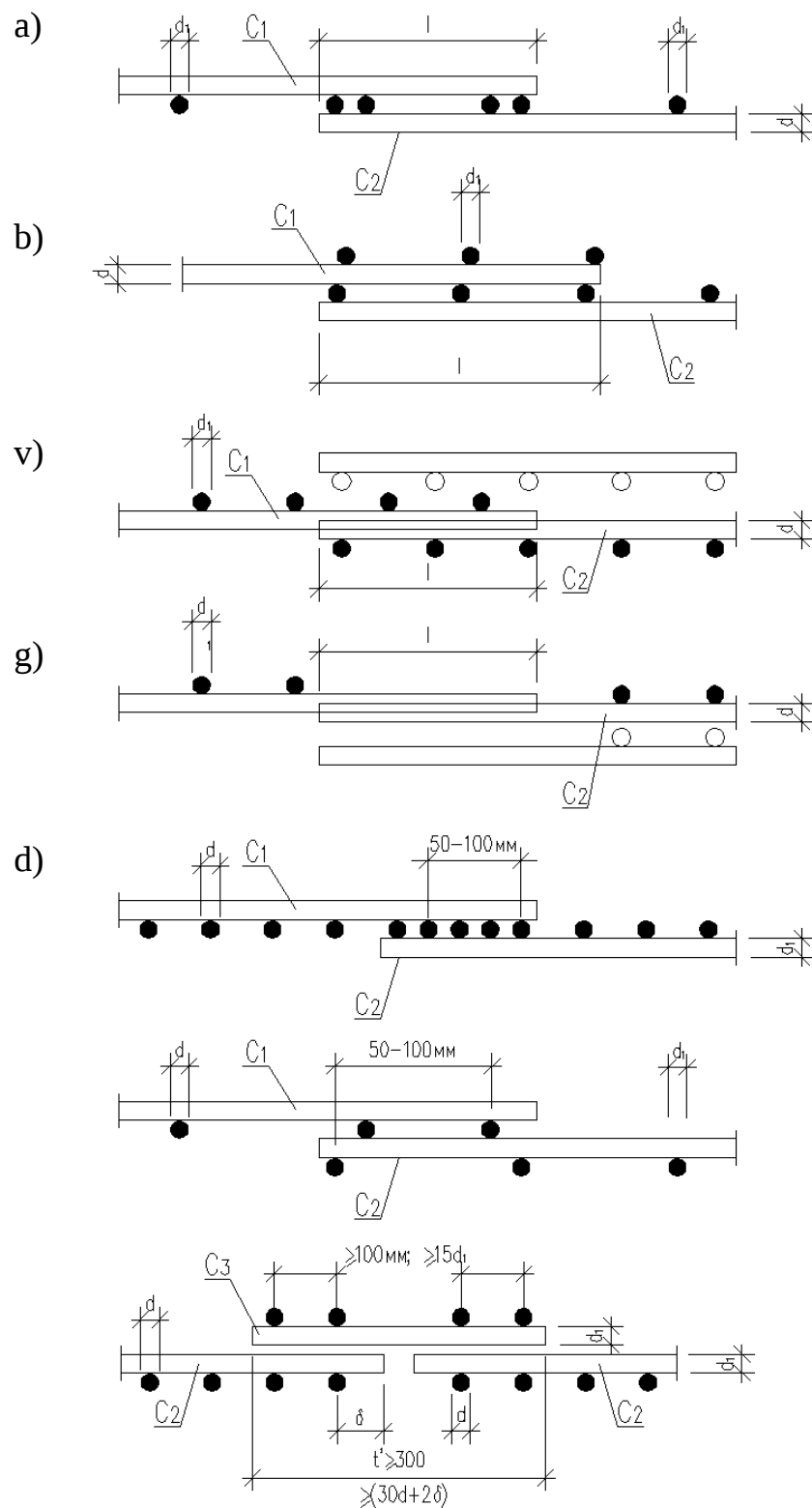
1.14-rasm. Payvandlangan to‘r va karkaslar turi
a va b – tekis to‘r; v – rulonli to‘r; g va d – tekis karkaslar; j – fazoviy karkas, tashkil etilgan k- 1 tekis karkasining bog‘lanishi; sterjen d_2 ; 1 – qo‘shimcha sterjenlar; 2 – sterjenlar payvandi.



1.15-rasm. Armaturaning payvandlash elementlari

a va b – zich nuqtali payvandlash; v – kontaktli to‘qnashuv; g vannna payvandagi to‘qnashuv; d – sterjenlar yopma to‘qnashuvi; j – uradigan; z – taqalgan.

To‘r va karkaslarni nuqtali elektropayvandlashdagi sifati payvandlanayotgan ko‘ndalang va bo‘ylama sterjenlarning diametri orasidagi nisbatga bog‘liq, qaysiki 0,3 dan kam bo‘lmasligi kerak. Payvandlanadigan sterjenlar o‘qi orasidagi masofa kam bo‘lishi ham sterjenlar diametriga bog‘liq.



1.16-rasm. Toʻrli payvandlangan toʻqnashuvlar
a - b - v - A-I va B-I sinfli yoʻnalishdagi ishchi armaturalar; g - A-II va A-III sinfli profildagi navbatliyoʻnalishdagi armaturalar; d - noishchi yoʻnalishdagi (taqsimlangan) armaturalar.

Simli armatura mahsulotlari

Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalar uchun yuqori mustahkamli alohida sterjenli va simli armaturalardan arqon va bog‘lamlar tayyorlanib ularni zo‘riqtirish bilan amalga oshiriladi.

Armatura arqoni – anchagina samarali zo‘riqtiriladigan armatura, u simlar to‘plamidan tashkil topadi, ularni yechilib ketmaydigan qilib o‘raladi (rasm 1.15). Markaziy to‘g‘ri chiziqli simni spiral ko‘rinishida bir qancha simlar to‘plami bir diametrga joylashadi. Arqon tayyorlashda simlar deformatsiyalanib, bir-biriga zich o‘rnashadi. Armatura arqonining g‘adir-budur yuzasi ularning beton bilan mustahkam birlashishini ta‘minlaydi, arqonning katta uzunlikda bo‘lishi esa, uzun konstruksiyalarni ishlab chiqarishda ularni choksiz qo‘llash imkonini beradi. Ko‘p sonli ingichka simli arqonlar (diametri 1-3 mm)dan iborat simlardan tayyorlanadi. Ularni zo‘riqtirilgan armatura sifatida yirik inshootlarda qo‘llaniladi va yuqori deformatsiyalanishga ega; elastik bo‘lmagan deformatsiyalarni kamaytirish uchun oldindan cho‘zib ishlov beriladi.

NAZORAT SAVOLLARI

1. Konstruktiv materialdan temir-betonga tushuncha bering.
2. Beton va armaturaning birligida ishlashi nimaga asoslanadi?
3. Temir-betonning umumiy afvzalligi.
4. Hajm og‘irligi bo‘yicha beton qanday klassifikatsiyalanadi?
5. Siqilish va cho‘zilishga qanday beton namunalari o‘rganiladi?
6. Beton sinfi nima? Betonning qanday sinflarini bilasiz?
7. Beton markasining sovuqqa bardoshligi, suv o‘tkazmaydigan, o‘rtacha zichligi bo‘yicha tushuncha bering.
8. Beton cho‘zilishidagi hususiyatlari va betonning cho‘kishi.
9. Armaturani qanday xolatlari bo‘yicha klassifikatsiyalanadi?
10. Po‘lat armatura sinfi va temir-beton konstruksiyalarida qo‘llanilishi.
11. Armatura mahsulotlari turlari.
12. Armatura beton bilan tutinishi.
13. Temir-betonni korroziyadan himoya qilishda qanday usullar qabul qilinadi?
14. Po‘lat simli arqonlar va ularni turlari.
15. Bog‘lamlar xaqida nimalarni bilasiz?

II-Bob. TEMIR-BETON KONSTRUKSIYA ELEMENTLARINI HISOBLASH XUSUSIYATLARI

2.1. Konstruksiyalarni chegaraviy holati bo'yicha hisoblash

Amaldagi qurilish normalariga muvofiq temir-beton konstruksiyalarini chegaraviy holat metodi bo'yicha hisoblanadi. Chegaraviy deganda, konstruksiyaning tashqi kuch ta'sirlariga qarshiligi yoki keraksiz siljishga yoki mahalliy shikast yetgandan keyin ekspluatatsiya qilishga noliyqlik holatiga yetgani tushuniladi. Chegaraviy holatlar ikki guruhga bo'linadi: I- ko'tara olish qobiliyati; II- normal ekspluatatsiyaga loyiqligi.

Konstruksiyalarni birinchi guruhning chegaraviy holati bo'yicha hisoblashdan maqsad bu: buzilishning oldini olish (mustahkamlik bo'yicha hisoblash), konstruksiya shaklining turg'unligini yo'qotish (bo'ylama egilish bo'yicha hisoblash), ularning xolati (ag'darish yoki sirpanish bo'yicha xisoblash), charchoqlik buzilish (chidamlilik buyicha xisoblash).

Konstruksiyalarni ikkinchi guruh chegaraviy holati bo'yicha hisoblashdan maqsad bu: xaddan tashqari bo'lgan deformatsiyalar rivojlanishini ogoxlantirish (egilish), betondagi darzlarni ochilishini chegaralash va kerak bo'lgan hollarda yukning bir qismi olingandan so'ng darzlarni yopish yoki darz ketish imkoniyatlarini istisno qilish.

Temir-beton elementlarini kesimini chegaraviy holat usuli bo'yicha xisoblashdan maqsad – bino va inshootlarni me'yorli ishlatish mobaynida butun konstruksiya va uning qismlarida chegaraviy holatni umuman kuzatilmasligiga kafolat beriladi. Konstruksiyalarni loyihalashdahamma bosqichlar bo'yicha hisoblanadi: ekspluatatsiya, ishlab chiqarish, saqlanish, transportda tashish va montaj ishlarida. Xisoblangan loyihalar hamma qabul qilingan konstruktiv yechimlarga va sanab o'tilgan bosqichlarga javob berishi shart.

2.2. Temir beton elementlarini birinchi guruh chegaraviy holati bo'yicha hisoblash

Temir beton elementlarini mustaxkamlik bo'yicha xisoblash, normal qirqimni uzunlik o'qiga (normal qirqimlarni), va unga egilgan xavfli yo'nalishli qirqimlarga nisbatan amalga oshiriladi. Buruvchi momentlar bor xolda – xisoblash o'ta xavfli joydagi qirqimlarda amalga oshiriladi. Bundan tashqari, xisoblash joydagi ta'sir etayotgan ta'sirlar (pachoq bo'lishi, ezilishi, uzilishi) bo'yicha xam xisoblanadi. Mustaxkamlikning umumiy sharti, elementlarning qirqimlaridagi ichki va tashqi kuchlarning muvozanat shartlaridan olinadi va tengsizlik bilan ifodalanadi:

$$F \leq F_u(S, R_{bn}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{sn}, \gamma_s, \gamma_{si}), \quad (2.1)$$

bu yerda, F – tashqi kuch (bo‘ylama kuch N , eguvchi moment M , ko‘ndalang kuch Q);

F_u – eng so‘nggi ichki kuchlarning yig‘indisi, ya‘ni element qirqimining nazariy minimal ko‘tara olish qobiliyati;

S – qirqimning geometrik xarakteristikalar;

R_{bn}, R_{sn} – beton va armaturaning normativ qarshiliklari;

γ_b, γ_s – armatura va beton bo‘yicha ishonchlilik koeffitsiyentlar;

γ_{bi}, γ_{si} – beton va armaturaning ish sharoitlari koeffitsiyentlari.

Mustahkamlikning (2.1.) umumiy sharti shuni ko‘rsatadiki, element qirqimining nazariy minimal ko‘tara olish qobiliyati M, Q yoki N lardan, ya‘ni ushbu qirqimga eng noqulay shartlarda tashqi ta‘sir etayotgan ta‘sirlardan katta bo‘lishi kerak.

Temir beton konstruksiyalarining elementlarini mustahkamlik bo‘yicha hisoblash, betonga ta‘sir etayotgan yuklar ta‘siri faoliyatini xisobga olgan xolda xisoblash quyidagicha bo‘ladi:

a) doimiy, qisqa va uzoq yuklarning ta‘siri, va davom etmaydigan yuklar ta‘siridan tashqari (shamolli, kranli, transport vositalaridan bo‘lgan, va tayyorlanayotgan va montaj qilinayotgan paytdagi) va maxsus ta‘sir etayotgan yuuklar tasirida betonni hisobiy siqilishga va cho‘zilishga bo‘lgan qarshiligi R_b, R_{bt} bo‘lgan koeffitsiyent $\gamma_{b2}=0,9$ bilan hisobga olinadi;

b) hamma yuklarni ta‘siri, davomiy bo‘lmagan yuklarni ham hisobga olgan holda; bu holda betonning siqilishga va cho‘zilishga bo‘lgan hisobiy qarshiligi $R_b, R_{bt}\gamma_{b2}=1,1$ koeffitsiyent bilan hisobga olinadi. Agar mahsus yuklarni hisobga olgan holda, normalarga mos ko‘rsatmalarga asosan bo‘lsa, ish sharoitining qo‘shimcha koeffitsiyenti qo‘shiladi (misol uchun, seysmik yuklar ta‘sirini hisobga olinganda), bu holda $\gamma_{b2}=1$.

Agar konstruksiya beton mustahkamligini oshirish uchun qulay sharoitda ekspluatatsiya qilinsa (ya‘ni suv ostida qotishi, nam tuproqda yoki o‘rab turgan xavoning namligi 75% dan yuqori bo‘lganda), u xolda “a” holati uchun hisoblashda $\gamma_{b2}=1$ deb kabul kilinadi.

Elementning mustahkamlik sharti “a” holatidagidek “b” holatda ham hisoblash vaqtida talabga javob berishi kerak. Agar, yuklar davom etmaydigan holatda va xususan avariya holatida ham bo‘lmaganda, hisoblash faqatgina “a” holat uchun loyihalashtiriladi.

Agar yuklarni davom etmaydigan holatda va avariya holatida ham bo‘lganda, u holda hisoblash “b” holat bo‘yicha olib boriladi va quyidagi shartga javob berishi kerak

$$F_1 < 0,82 F_{11}, \quad (2.2)$$

bu yerda, F_1 – kuch (moment M_1 , ko‘ndalang kuch Q yoki bo‘ylama kuch N_1) “a” holatni hisoblashda ishlatiladigan yuklardan, normal markaziy bo‘lmagan yuklangan elementni qirqimini hisoblashda moment M_1 ni o‘ta cho‘zilgan

armatura sterjeni orqali o'tgan o'qqa nisbatan olinadi; F_{11} - "b" holat uchun hisoblashda ishlatiladigan yuklardagi kuch.

(2.2) dagi shartlar bajarilganda, normalarga asosan xisoblash faqatgina "b" xolat uchun amalga oshiriladi va xisobli beton qarshiliklari R_b va R_{bt} qabul qilib ($\gamma_{b2}=1,0$ bulganda) $\gamma_{bt}=0,9F_{11}/F_1 \leq 1$.

Markaziy bo'lmagan siqilgan elementlar uchun, deformatsiya bo'lmagan sxema bo'yicha xisoblashda, F_{11} va F_1 larni miqdorlarini elementni bukilishini xisobga olmasdan aniqlash mumkin. Beton mustaxkamligini oshirish uchun qulay sharoitda ekspluatatsiya qilinadigan konstruksiyalar uchun, (2.2) shart quyidagi xolatga o'tadi - $F_1/0,9F_{11}$ va koeffitsiyent $\gamma_{bt} = F_{11}/F_1$.

Konstruksiyalarni birinchi gurux chegaraviy holati uchun hisoblash hamma hollar uchun majburiydir, birinchi guruxni chegaraviy holatini qanotlantirmaslik konstruksiyalar uchun mumkin emas, chunki bu holat konstruksiyani buzilishiga yoki avariyaaviy holatiga olib kelishi mumkin.

Korxonada ishlab chiqariladigan yig'ma temir beton konstruksiyalarini xisoblashda ishlab chiqarilayotgandagi, transport vositasida tashish va montaj qilinayotgandagi kuchlarni hisobga olingan holda olib boriladi. Konstruksiyani o'z og'irligidagi yukni dinamik koeffitsiyentini ko'tarish va montaj qilish holat uchun 1,4; transport vositasidatashish uchun – 1,6 koeffitsiyent hisobga olinadi. Agar bu konstruksiyada qo'llash tajribada tasdiqlangan bo'lsa, normalar dinamik koeffitsiyentni 1,25 gacha tushishiga ruxsat beriladi.

2.2.1. Materiallarning normativ va hisobiy qarshiliklari

Konstruksiyalarni mustaxkamligini chegaraviy holati bo'yicha hisoblashda, mumkin bulgan og'ishlar, ya'ni ta'sir etayotgan yuklar va materiallarning xarakteristikalariga e'tibor beriladi. Qurilish normalari ta'sir etayotgan materiallarning xarakteristik farqlarini hisobga oladi va materiallarni normativ va hisobli qarshiliklarini ishlatish uchun belgilab beradi.

Normativ qarshilik R_n –materialni normada belgilangan kuchlanishining so'ngi miqdori, va bu ta'sir etayotgan kuchlarga material qarshiligining asosiy xarakteristikasidir. Amaliyotda u GOSTga muvofiq nazorat xarakteristikaga teng. Qurilish normalarida belgilanganidek, materiallarning normativ xarakteristikalariga: zichlik, taranglik moduli, ishqalanish koeffitsiyenti, tirkalish va cho'kishlar kiradi.

Betonning normativ qarshiligi ikki turga bo'linadi: o'qdagi siqilish va o'qdagi cho'zilishga. 2.1 -jadvalda betonning o'qdagi siqilish va o'qdagi cho'zilishi bo'yicha mustahkamlik qarshiligini aniqlashdagi ishonchlik koeffitsiyenti ko'rsatilgan.

Armaturaning normativ qarshiligi R_{sn} (mustahkamligini yoyilishi bo'yicha) eng kichkina (ehtimollik 0,95) nazorat qilinayotgan oquvchanlikning me'yoriy mikdoriga teng deb qabul qilinadi – fizik oquvchanlik chegarasi? yoki shartli ravishda qabul qilingan oquvchanlik chegarasi $\sigma_{0,2}$, deb qabul qilinadi.

Materiallarning hisobiy qarshiligini normativ qarshilikni ishonchlilik koeffitsiyentiga beton bo'yicha siqilishda γ_b , cho'zilishda γ_{bt} va armatura bo'yicha γ_s ga bo'lish bilan olinadi. Bu koeffitsiyentlarni belgilashda konstruksiya ishonchliligini oshiradigan, material mustahkamligining yoyilganlik ahamiyatini hisobga olinadi. Beton bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti: siqilishga $\gamma_b = 1,3$, cho'zilishga $\gamma_{bt} = 1,3$ yoki $\gamma_{bt} = 1,5$ ni tashkil qiladi.

Betonning hisobiy qarshiligi beton sinfi V50...V60 bo'lganda qo'shimcha koeffitsiyentga ko'paytiriladi, ya'ni 0,9...0,95, qaysiki yuqori mustahkamli betonning sifatlarini kamaytirilgan oquvchanligini hisobga olinadi. 11.3 jadvalda og'ir betonning hisobiy qarshiligi keltirilgan. Armaturaning sinfiga ko'ra armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyentini $\gamma_s = 1,05 \dots 1,20$ deb qabul qilinadi. Armaturaning cho'zilishdagi hisobiy qarshiligi (R_s) 2.2 jadvalda keltirilgan.

Armaturaning siqilishda hisobiy qarshiligi R_{sc} hisobida 1guruxdan, chegaraviy holatda armatura sinfiga bog'liq holda, armatura bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti 400 MPa dan ortiq bo'lmagan qiymati qabul qilinadi. Bunda, betonning chegaraviy siqilishda $E_{buc} = 2 \cdot 10^{-3}$ holatidan kelib chiqishi betonning armatura bilan birgalikdagi ishi biroq armatura bilan betonning birikishi ro'y bermasa, $R_{sc} = 0$, shunday ekan, armatura sterjenlari o'zining egiluvchanligi natijasida siqilishga qarshilik qilish xossaga ega emas.

Yuqorida ko'rib chiqilgandan tashqari, betonning ish sharoiti koeffitsiyenti ν_{bi} va armaturaning ish sharoiti ν_{si} koeffitsiyentlari ham hisobga olinadi.

2.2.2. Temir - beton konstruksiyalariga kuchlarning ta'siri

Kuchlar ta'sirining davomiyligiga ko'ra doimiy ta'sir etuvchi va vaqtinchalik ta'sir qiluvchi kuchlarga bo'linadi. Doimiy kuchlarga bino qismlari va inshootlar, tuproq ogirligi va ularning bosimi tog' jinslari bosimi oldindan zo'riqtirilgan konstruksiya ta'siri kiradi. Vaqtinchalik kuchlarni uzoq muddatli, qisqa muddatli va maxsus kuchlar turlariga bo'linadi.

Vaqtinchalik uzoq muddatli kuchlarga statsionar asbob uskunalar og'irligi armaturali turbalar va ularga izolatsiyalari obmorxonalar orayopmalarning ta'siri muzlatgichlar, kutubxonalar, arxivlar, teatrlar va boshqa shunga o'xshash binolar va xonalar; gazlar bosimi suyuq va sochiluvchan moddalar sig'imi va quvurlardan foydalanishdagi statitsionar asbob – uskunalar va materiallarning texnik qavatlari orayopmalariga ta'siri, kranlar og'irligi kiradi.

Qisqa muddatli kuchlarga: kranlar ta'siri va boshqa ko'taruvchi transport asboblari ta'siri, odamlar og'irligi, ta'mirlash materiallari va asboblari, xavo harorati ta'siri, tayyorlash jarayonida yuzaga keladigan va konstruksiyalar ta'siri, montaj va asboblarni joylashtirish, vaqtinchalik muddatga omborxonalar joylashtiriladigan materiallar ta'siri, sochiluvchi tuproq va boshqalar ta'siri kiradi.

Maxsus kuchlar turiga: seysmik va portlash natijasida yuzaga keladigan kuchlar kiradi.

Kuchlar ikki turga bo'linadi:

- xisobiy kuchlar

- normativ kuchlar.

Vaqtinchalik normativ kuchlar oldindan berilgan miqdorning oshish ehtimoli normalari oʻrnatiladi va loyihaviy geometrik koʻrsatkichlari konstruktiv parametrlar, materiallarning oʻrtacha zichligi qabul qilinadi, yaʼni konstruksiya ogʻirligi doimiy kuchlar deb qabul qilinadi.

Hisobiy kuchlar konstruksiyani hisoblashda mustahkamligi va chidamliligi shuningdek yorilishlarning hosil boʻlishiga baʼzi bir kategoriyalardagi konstruksiyalarda normativ kuchlarni ishonchlilik koeffitsiyentiga koʻpaytirib aniqlanadi. Masalan, hisobli teng tarqalgan kuch $= q^n v_f$; jamlangan kuch $p = p^n v_f$ hisobiy kuchlarni hisoblashda ham ishonchlilik koeffitsiyenti qabul qilinadi: beton va temir beton konstruksiyalari ogʻirligidan kelib chiqib, $v_f = 1,1$ zichligi $r > 1600 \text{ kg/m}^3$; suvoq ogʻirligi, isitish materiallari ogʻirligi, sovuq oʻtkazmaydigan va issiqni saqlab qoluvchi materiallar ogʻirligi $v_f = 1,2 \div 1,3$; vaqtinchalik kuchlar taʼsiri $v_f = 1,2 \div 1,3$ va boshqalar, shuningdek konstruksiya hisobida qurish bosqichi va boshqalar kuch boʻyicha ishonchlilik koeffitsiyenti koʻrsatkichlari 2.1 - jadvalda keltirilgan. Konstruksiyaning chegaraviy holati hisoblash kuchlarining normativ miqdori koeffitsiyent $v_f = deb$ qabul qilinadi.

Qurilish konstruksiyalari og'irligi kuchini tuproq va asbob – uskunalaridan tushadigan statistik yuklarning ishonchlilik koeffitsiyenti

№	Konstruksiyalar, tuproq va asboblar	Koeffitsiyent ν_f
1	Metall konstruksiyalar	1.05
2	Betonli $r > 1600$ kg/m temir betonli, toshli, armotoshli va yog'ochli konstruksiyalar	1.1
3	Betonli $r > 1600$ kg/m ³ izolatsiyalovchi, pardoqlovchi va tekislovchi qatlam (ko'muvchi, silliqlovchi, suvoqlovchi, plitalar, qobiqlar, materiallar rulonlari va boshqalar) zavod sharoitida tayyorlanadigan, qurilish maydonida tayyorlanadigan	1.2 1.3
4	Tabiiy tuproqlar	1.1
5	Sochiladigan tuproqlar	1.15
6	Statsionar asboblar	1.05
7	Statsionar asboblarni izolatsiyalash	1.2
8	Trubaprovod, rezervuarlar va asboblarning to'ldiruvchilari: suyuqliklar suzpenzialar, chiqindi bo'tqalar, sochiluvchan materiallar	1.0 1.1
9	Ortuvchi va tashuvchi vositalar	1.2
10	Ko'priklar kranlari va osma kranlar	1.1

Yig'ma konstruksiya elementlariga kuchlarning ta'sirini hisoblashda, ko'tarishda, transportga o'tirishda, montajda sodir bo'ladigan element og'irligi kuchidagi donalikga koeffitsiyentiga ko'paytirish zarur. Transportga o'tirishda 1,6, ko'tarish va yig'ishda 1,4 ga teng.

2.3. Temir-beton konstruksiyalarning yorilishga chidamliligiga talablar

Temir-beton konstruksiyalarning yorilishiga chidamliligi, ya'ni ularning hosil bo'lishiga qarshiligi yoki normal va qiya kesimlarda yoriqlarni ochishlari 3 kategoriyali konstruksiya ishlaydigan sharoitga qarab talablar qo'yiladi:

- 1- kategoriya - yoriqlarnig hosil bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi;
- 2-kategoriya - chegaralangan, qisqa muddatli ochilgan yoriqlar, yuklar ta'siri olinganda, ularni yopilishi sharti ruxsat beriladi;
- 3-kategoriya - kengligi chegaralangan qisqa muddatli va uzoq muddat davom etadigan yoriqlar bilan ishlashga ruxsat beriladi.

1-kategoriya yorilishga chidamli konstruksiyalarda, yorilish sodir bo'lishiga yo'l qo'yilmaydi. Bularga suyuqlik va gazlar bosimini qabul qiluvchi elementlar kiritiladi. Qaysiki, kesimlar cho'zilishga to'liq ishlaydi. Bunday holatlarda element kesimlari qisman siqiladi yoki elementlar sochiluvchan moddalar bosimini qabul qiladi.

Yorilishga chidamli 3–kategoriya bo‘yicha talab konstruksiya ishlaganda va chegaraviy ruxsat etilgan yoriqlarnig ochilishi uzoq muddatli bo‘lmagan yoriqlar $a_{crc1}=0,3$ mm va uzoq muddatli yoriqlar ochilishi $a_{crc1}=0,2$ mm deb qabul qilingan.

Yorilishga chidamli 1-kategoriyali konstruksiyalari oldindan zo‘riqtirilib bajariladi.

2.2 - jadval

Konstruksiyalarning yorilishiga chidamliligiga talab kategoriyasi

№	Armatura	K - talablar kategoriyasi va chegaraviy ruxsat etilgan kenglik, mm konstruksiyaning ishlatishdagi yoriqlar					
		Yopiq xonada, ochiq xavoda			Yer osti oʻzgaruvchan koʻrsatkichli suvdagi tuproq		
		Yer osti suv satxida yuqori yoki past tuproqsa					
		K	a _{crc1}	a _{crc1}	K	a _{crc1}	a _{crc2}
1	Sterjenli A-I, A-II, A-IIIv, A-IV simli B-I, Bp-I	3	0.4	0.3	3	0.3	0.2
2	Sterjenli A-IV, A-VI, simli B- II, Bp- II, K-19, K-7 diametrli sim ≥ 3.5 mm	3	0.3	0.2	2	0.2	-
3	Simli B- II, Bp- II, K-7 diametrli sim ≤ 3 mm	3	0.2	0.1	2	0.1	-

2.4. Oldindan zo‘riqtirilgan armaturadagi kuchlanishning yo‘qotilishi

Boshlang‘ich cho‘zilgan oldindan zo‘riqtirilgan armatura δ_{sp} doimiy bo‘lmaydi. Balki armaturani tayanchda yoki betonda zo‘riqtirish usulidan qat‘iy nazar vaqt o‘tishi bilan kamayadi. Normalarga muvofiq barcha yo‘qotilgan kuchlanish δ_{los} ikki guruxga bo‘lingan: birinchi yo‘qotish δ_{los1} , elementni tayyorlash va siqish jarayonida ro‘y beradi, va ikkinchi yo‘qotish δ_{los1} elementni tayyorlash va betonni siqish jarayonida ro‘y beradi va ikkinchi yo‘qotish δ_{los2} betonni siqilgandan keyin bo‘ladi. Hammasi bo‘lib, 11 ta asosiy yo‘qotish turlari mavjud (2.3 - jadval). 2.3 –jadvalda keltirilgan ma’lumotlarga ko‘ra, armaturadagi kuchlanishni yo‘qotishi quyidagicha:

Tayanchga armaturani kuchlantirishda

$$\delta_{los1} = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4 + \delta_5 + \delta_6$$

$$\delta_{los2} = \delta_8 + \delta_9$$

Armaturani betonga zo'riqtirishda

$$\delta_{los1} = \delta_3 + \delta_4$$

$$\delta_{los2} = \delta_7 + \delta_8 + \delta_9 + \delta_{10} + \delta_{11}$$

2.3 - jadval

Armaturani oldindan zo'riqtirishda kuchlanish yo'qotilishi
(«+»; hisobga olinadi «-» xisobga olinmaydi)

Yo‘qotishlarni belgilash	Armaturani oldindan zo‘riqtirishda yo‘qotishni keltirib chiqaradigan faktorlar	Armaturani zo‘riqtirishdagi yo‘qotishni hisobga olish	
		Tayanchga	Betonga
Birinchi yo‘qotishlar δ_{los1}			
δ_1	Armaturani zo‘riqtirishdagi qoldiq deformatsiyasi	+	
δ_2	Haroratlar farqi - zo‘riqtirilgan armatura harorati bilan tayanch harorati orasidagi farq	+	-
δ_3	Zo‘riqtiruvchi moslamada joylashgan anker deformatsiyasi	+	+
δ_4	Armaturaning ishqalanishi: kanal devorlariga yoki konstruksiya betonni yuzasiga		+
δ_5	Konstruksiya tayyorlash jarayonida po‘lat qoliplarning deformatsiyasi	+	-
δ_6	Betonning tez oquvchan o‘ziga cho‘ziluvchanmasligi	+	-
Ikkinchi yo‘qotishlar δ_{los2}			
$\delta_7= \delta_1$	Armaturaning zo‘riqtirishdagi qoldiq deformatsiyasi	-	+
δ_8	Betonning kirishishi	+	+
δ_9	Betonning o‘ziga oquvchanligi	+	+
δ_{10}	Spiral armatura to‘qimasi ostida betonning ezilishi	-	+
δ_{11}	Tarkibiy elementlar orasidagi choklarni siqilishidagi deformatsiya	-	+

Yo'qotishlar yig'indisi $\delta_{los} = \delta_{los1} + \delta_{los2}$ ni 100 MPa dan kam emas deb qabul qilinishi kerak. Yo'qotilgan kuchlanishlarni quyida keltirilgan formula yordamida hisoblanadi.

Armatura mexanik usulda tayanchga tortilganda kuchlanish yo'qotilishi?1:

Simli armaturalar:

$$\delta_1 = (0,22 \delta_{sp} / R_s, \text{ser}-0,1) \delta_{sp}; \quad (2.3)$$

Qavsdagi tenglama manfiy qiymatga ega bo'lsa, $\delta_1 = 0$ deb qabul qilinadi.

Sterjenli armaturalar uchun:

$$\delta_1 = 0,1, \delta_{sp} - 20 \quad (2.4)$$

Elektrotermik va elektromexanik usulda tortilganda:

$$\text{Simli armaturalar } \delta_1 = 0,05 \delta_{sp} \quad (2.5)$$

$$\text{Sterjenli armaturalar } \delta_1 = 0,03 \delta_{sp} \quad (2.6)$$

bu yerda, δ_{sp} - ni yo'qotishsiz qabul qilinadi.

Harorat farqidan yo'qotilish δ_2 :

B15-B40 beton sinflari uchun

$$\delta_2 = 1,25 \Delta t; \quad (2.7)$$

B45 va undan yuqori beton sinflari uchun

$$\delta_2 = l \Delta t \quad (2.8)$$

Anker deformatsiyasida yo'qotish, armaturani tayanchga tortishda:

$$\delta_3 = E_s \Delta t / l; \quad (2.9)$$

Armaturani betonga tortishda

$$\delta_3 = E_s (\Delta l_1 + \Delta l_2) / l, \quad (2.10)$$

bu yerda, l – tortilayotgan armatura uzunligi

$\Delta l_1 = 1 \text{ mm}$ – beton va anker orasidagi shayba bo'lganda:

$\Delta l_2 = 1 \text{ mm}$ – stakantipidagi anker bo'lganda

Armaturani ishqalanishida yo'qotish δ_4 :

$$\delta_4 = \delta_{sp} (l - l/e^{\omega x} + \delta \theta); \quad (2.11)$$

$$\delta_4 = \delta_{sp} (l - l/e^{\delta \theta}); \quad (2.12)$$

bu yerda, ye – natural logarifm asosi; x – tortish asbobidan hisobiy kesimgacha masofa, m; θ – armatura o'qini yo'nalish burchagi o'zgarish koeffitsiyenti $w=0,003$ va $\delta=0,35 \div 0,4$ ishqalanish koeffitsiyenti.

Po'lat qoliplarning deformatsiyasidan yo'qotish

$$\delta_5 = \eta E_s \Delta l / l; \quad (2.13)$$

bu yerda, $\eta = (\eta - 1) / 2n$ – domkrat bilan tortilganda, $n = (n - 1) / (4n)$ – mashina bilan tortiladi; Δl – to'siqlarni bir – biriga yaqinlashishi; n – sterjenlar soni.

Betonning tez o'z - o'zidan oquvchanligidanyo'qotish δ_6 . Bu yo'qotishlar beton sinfi va kuchlanish miqdoriga, qotish sharoitiga bog'liq.

Beton tabiiy qotganda:

$$\delta_6 = 40 \delta_{bp} / R_{bp} \text{ bu yerda, } \delta_{sp} / R_{bp} \leq \alpha; \quad (2.14)$$

$$\delta_6 = 40\alpha + 85\beta(\delta_{bp} / R_{bp} - \alpha) \text{ da } \delta_{bp} / R_{bp} > \alpha; \quad (2.15)$$

bu yerda α va β -koeffitsiyentlar $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp}$ deb qabul qilingan, lekin 0,8 dan oshmasligi kerak; $\beta = 5,25 - 0,185 R_{bp}$, 2,5 dan oshmasligi va 1,1 dan kam bo'lmasligi kerak; δ_{bp} - betonning siqilish kuchlanishi cho'zuvchi R0 kuch ta'sirida $\delta_1 \delta_2 \delta_3 \delta_4$ va δ_5 yo'qotish bilan.

Betonga issiqlik ishlov berishdagi yo'qotish δ_6 tabiiy qotishda 0,85 koeffitsiyentga ko'paytirganiga teng.

Beton kuchlanishini kamayishi (relaksatsiyasi) shunday qabul qilinadiki, tayanchda simli va sterjenli armatura kuchlanishidek, ya'ni $\delta_7 = \delta_1$ deb qabul qilinadi. Beton kirishishidan yo'qotish δ_8 beton turi va markasiga, qotish sharoitiga va armaturani zo'riqtirish usuliga bog'liq. (2.3 - jadval).

Betonning o'zicha chuziluvchanligidan yuqotish δ_9 . Kuchlanishi yo'qotish beton turiga, qotish sharoitiga va kuchlanish miqdoriga (δ_{bp} / R_{bp}) bog'liq

$$\delta_9 = 150 \delta_{bp} / R_{bp} : \text{bu yerda } \delta_{bp} / R_{bp} \leq 0.75 \quad (2.16)$$

$$\delta_9 = 300 \alpha (\delta_{bp} / R_{bp} - 0.375) : \text{bu yerda } \delta_{bp} / R_{bp} > 0.75$$

2.4 - jadval

Armaturada qisqarishidagi kuchlanish yo'qolishi betonda ζ_8 , MPa

Beton	Kuchlanishni yo'qotish, MPa betonda armaturani kuchlanishi.		
	Tabiiy qotish	Atmosfera bosimida issiqlik bilan ishlov berish.	Qotish sharoitidan qat'iy nazar.
Og'ir sinflar:			
B 35 va pastrog'i	40	35	30
B 40	50	40	35
B 45 va yuqori	60	50	40
Yengil mayda to'ldiruvchida:			
Zichda	50	45	40
G'ovakda	70	60	50
Mayda donli gurux A, B, V.			40-50

Spiral armatura to'plamida betonning ezilishida yo'qotish (konstruksiya diametri 3 m gachan bo'lganda) δ_{10} :

$$\delta_{10} = 70 - 0,22 d_{ext}, \quad (2.17)$$

d_{ext} – konstruksiyaning tashqi diametri, sm. Yig'ma konstruksiyada bloklar orasidagi choklardagi kuchlanishlarning yo'qotishi ζ_{11} :

$$\delta_{11} = E_n \Delta l / l \quad (2.18)$$

bu yerda, n-choklar soni.

Betonning kirishishidan ζ_8 va o'zicha oquvchanligidan kuchlanishni pasayishi qotish vaqti va muxit namligiga bog'liq.

Betonning normativ R_{bn} va $R_{b,m}$ hamda ikkinchi guruh chegaraviy holati uchun hisobiy R_b , R_{bt} qarshiligi

Qarshilik turi	Beton	Beton siqilishi va mustahkamlik sinfi														
		B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
O'q bo'yicha siqilgan (prizmatik mustahkamlik R_{bm} va $R_{b,ser}$)	Og'ir va mayda donnali	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Engil	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	-	-	-	-
	Yacheykali	3	4,6	6	9,0	10,5	11,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	O'q bo'yicha cho'zilish R_{bm} va R_{btsar}	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
O'q bo'yicha cho'zilish R_{bm} va R_{btsar}	mayda donnali															
	Guruhlar:															
	A	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	-	-	-	-
	B	0,26	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	-	-	-	-	-	-
	V	-	-	-	-	-	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Engil kam to'ldirgichli																
O'q bo'yicha cho'zilish R_{bm} va R_{btsar}	Zich	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	-	-	-	-
	G'ovakli	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,8	-	-	-	-
	Yacheykali	0,41	0,55	0,63	0,89	1,0	1,05	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Armaturaning normativ va hisobiy qarshiligamos boshlang'ich elastik
moduli, MPa

Armatura sinfi	Dia- metr, mm	Me'yoriy R _{sn} va hisobiy R _s , serikkinchi guruh	Birinchi guruh chegaraviy xolati uchun hisobiy taranglik moduli, MPa		Siqilishga R _{sc}	Taranglik moduli E _s
Sterjenli armatura						
A-I	6...22	235	225	175	225	2,1·10 ⁵
A-II	10...32	295	280	225	280	2,1·10 ⁵
A-III	6...8	390	355	285*	355	2·10 ⁵
A-III	10...40	390	365	290*	365	2·10 ⁵
A-III nazoratda:						
	20...40	540	490	390	200	1,8·10 ⁵
	20...40	540	450	360	200	1,8·10 ⁵
A-IV	10...32	590	510	405	400	1,9·10 ⁵
A-V	10...32	785	680	545	400	1,9·10 ⁵
A-IV	10...32	980	815	650	400	1,9·10 ⁵
Simli armatura						
Bp-I	3	410	375	270(300**)	375	1,7·10 ⁵
	4	405	365	265(296**)	365	1,7·10 ⁵
	5	395	360	260(290**)	360	1,7·10 ⁵
B-II	3	1490	1240	990	400	2·10 ⁵
	4	1410	1180	940	400	2·10 ⁵
	5	1335	1110	890	400	2·10 ⁵
	6	1255	1050	835	400	2·10 ⁵
	7	1175	980	785	400	2·10 ⁵
	8	1100	915	730	400	2·10 ⁵
Bp-II	3	1460	1215	970	400	2·10 ⁵
	4	1370	1145	915	400	2·10 ⁵
	5	1250	1045	835	400	2·10 ⁵
	6	1175	980	785	400	2·10 ⁵
	7	1100	915	730	400	2·10 ⁵
	8	1020	850	680	400	2·10 ⁵
Arqonsimon						
K-7	6	1450	1210	965	400	1,8·10 ⁵
	9	1370	1145	915	400	1,5·10 ⁵
	12	1335	1110	890	400	1,5·10 ⁵
	15	1295	1080	865	400	1,5·10 ⁵
K-19	14	1410	1175	940	400	1,5·10 ⁵

Beton hisobiy qarshiligi, MPa

Qarshilik turi	Beton	Beton sinfi sinfi siqilishga bo'lgan mustahligi 1-guruh R_b va R_{bt} ning chegaraviy xolati uchun hisobiy qarshiligi													
		B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
O'q bo'yicha siqilish (prizmatik mustahkamlik R_b)	Og'ir va mayda donali	4,50	6,00	7,50	8,80	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0	
	Engil	4,50	6,00	7,50	8,80	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	-	-	-	-	
	Og'ir	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
	mayda donali hil:														
O'q bo'yicha cho'zilish R_{bt}	A	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-	-	-	
	B	0,400	0,450	0,570	0,640	0,770	0,900	1,00	-	-	-	-	-	-	
	V	-	-	-	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65	
	Engil kam to'ldirgichli														
	zich	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	-	-	-	-	
	Govakli	0,480	0,570	0,660	0,740	0,800	0,900	1,00	1,10	1,20	-	-	-	-	

Armaturaning ish sharoiti koeffitsiyent ν_{si}

Armaturaning ish sharoiti koeffitsiyentining kiritilishiga sababchi faktor	Armatura xarakteristikasi	Armatura sinfi	ν_{si}	
			ν_{si}	Koeffitsiyentning sonli qiymati
1) Ko'p marta qaytariladigan yuk (ta'sir)	Bo'ylama va ko'ndalang	A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V, BP-I, B-II, BP-II va K-7	ν_{s3}	0,31...1,0
2) Payvandli birikmalarning mavjudligida ko'p marta qaytariladigan yuk (ta'sir)		A-I, A-II, A-III, A-IV, A-V,	ν_{s4}	0,2...1,0 (bir vaqtda hisoblanadi ν_{s3} bilan)
3) Ankersiz armatura va ankerlash zonada zo'riqlanmagan armatura uchun kuchlanishni uzatish zonasi	Bo'ylama zo'riqlash va zo'riqmagan	Sinfidan qat'iy nazar.	ν_{s5}	L_x/l_p zo'riqqan uchun va L_x/lan zo'riqmagan armatura uchun: L_x -ko'rilayotgan kesimgacha zonaning boshidan uzatiladigan kuchlanish masofasi. l_p , lan -kuchlanishni uzatish zonalarining uzunlik zonasiga mos va armaturali ankerlash zonalar.
4) Yuqori chidamli armaturaning kelishilgan oquvchanlik chegarasidan yuqori kuchlanishdagi ishi.	Bo'ylama cho'zilgan	A-IV, A-V, A-VI, B-II, BP-II va K-7 va K-19	ν_{s6}	1,05...1,2

2.5. Temir beton elementlarini ikkinchi chegaraviy xolati bo'yicha hisoblash.

Temir beton konstruksiyani chegaraviy holatda ikkinchi gurux bo'yicha hisoblash normal (ekspluatatsiyaga yaroqsizligi bo'yicha) hisobiy yuk ta'siri, ishonchlilik koeffitsiyenti $\nu_t = 1$ aniqlanadi. Bu hisob yoriqlar hosil bo'lishining xaddan tashqari va katta ochilib ketilishining, konstruksiya elementlari mumkin bo'lmagan egilishini (deformatsiyani) oldini olish uchun bajariladi. Yoriqlar hosil bo'lishini hisobda hosil bo'lmagan yoriqlar deb qabul qilinadi va quyidagi tenglama orqali aniqlanadi.

$$N \leq N_{crc} \quad (2.19)$$

Yoriqlarni ochilishidagi hisobda, ularning kengligiga acrcyuk ta'sirida ochilishi oz bo'lishi mumkin yoki ochilish chegarasidagi kenglikka teng $a_{crc,i}$, qaysiki konstruksiyaning ish sharoitiga bog'liq bo'lib, 0,05...0,4 mm ni tashkil qiladi.

$$a_{crc} \leq a_{crc, i} \quad (2.20)$$

Elementlarining normal kesimida yoriqlarni yorilishi (siqilishi) bo'yicha hisobi, konstruksiyalarning ikkinchi kategoriyadagi yorilishga qarshi talabo'z ichiga oladi, egiluvchan elementlarga doimiy va uzoq muddatli yuk vaoldindan zo'riqtirishdan hosil bo'lgan kuchlarni hisobga olgan xolda amalga oshiriladi. Yoriqlarni ishonchli yopish sharti quyidagicha topiladi:

$$\sigma_b \geq 0,5 \text{MPa} \quad (2.21)$$

Konstruksiyalarni deformatsiya bo'yicha hisoblashda elementlarni chegaraviy ruxsat etilgan egilish hisoblash o'tkaziladi. Yuk ta'siridagi element egilishi chegaraviy egilishdan oshib ketmasligi kerak.

$$f \leq f_u \quad (2.22)$$

Temir beton elementlarining chegaraviy ruxsat etilgan egilishlar turli faktorlarga bog'liq: texnologik, konstruktiv va estetik.

Texnologik faktorlarga kranlarning normal ish imkoniyatlari, texnologik qurilmalarning ishlari va xakazo. Estetik faktorlarga konstruksiyalarning yaroqligini tashqi ko'rinishidan namoyon bo'lishi kiradi.

Turli turdagi temirbeton konstruksiya uchun chegaraviy ruxsat etilgan egilishi quyidagicha:

1. Kran osti to'sinlar:

elektr bilan $l/600$

2. Yassi shiftli orayopma va orayopma elementlari (p. 3 dan ko'rsatilgan tashqari); quyidagi oraliqda:

$L < 6 \text{m}$ $l/200$

$6 \text{m} \leq l \leq 7,5 \text{ m}$ 3sm

$l > 7,5 \text{m}$ $l/250$

3. Qovurg'asimon shiftli orayopma va zinapoya elementlari oralig'i:

$L < 5 \text{ m}$ $l/200$

$5 \text{ m} \leq l \leq 10 \text{ m}$ $2,5 \text{ sm}$

$L > 10 \text{ m}$ $l/400$

4. Qishloq xo'jalik binolari orayopma oraliqda:

$L < 6 \text{ m}$ $l/150$

$6 \text{ m} \leq l \leq 10 \text{ m}$ 4 sm

$L > 10 \text{ m}$ $l/250$

Doimiy uzoq va qisqa muddatli yuklar ta'sirida har qanday holatda ham egilish $l/150$ to'sin uzunligidan yoki plitalar uzunligidan $l/75$ dan oshmasligi kerak.

NAZORAT SAVOLLARI.

1. Chegaraviy xolat bo'yicha hisoblashning asosiy shart. Chegaraviy xolat guruxi.
2. Birinchi va ikkinchi chegaraviy xolatda hisoblashdan maqsad?
3. Kuchlar turlarini klassifikatsiyasi, ularni hisoblash xolatlari.
4. Betonning normativ qarshiligi. O'rtacha mustahkamlik bilan u qanday bog'langan?
5. Iva IIgurux chegaraviy xolatdagi betonning hisobiy qarshiligi qanday aniqlanadi?
6. Xar hil po'lat uchun armaturaning normativ qarshiligi qanday belgilanadi?
7. Armaturaning hisobiy qarshiligi, ishonchlilik koeffitsiyenti va ish sharoiti.
8. Ikkinchi guruxning chegaraviy xolatini boshlanishining oldini olish shartini yozing.
9. Elementning umumiy mustahkamlik sharoitini va fizikaviy xossasini tushuntiring.
10. Oldindan zo'riqtirilgan armatura yo'qotishlari.
11. Armatura 1 chi yo'qotishlarini aniqlash.
12. 2 chi yo'qotishlarni aniqlash.
13. Temir-beton konstruksiyalarini yorilishga chidamlilik kategoriyalari.

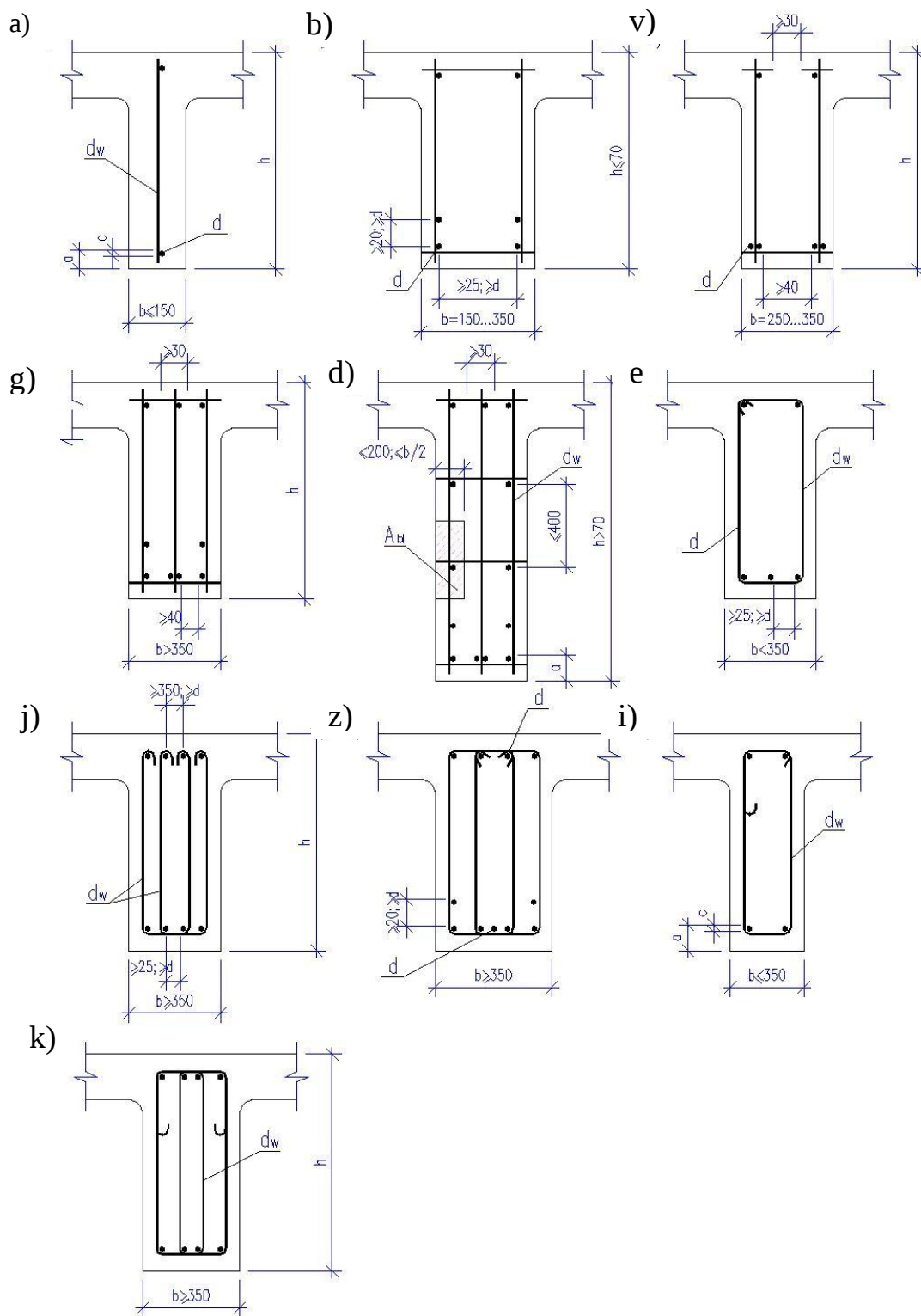
III-Bob. Egiluvchi elementlar mustahkamligini hisoblash.

3.1.Egiluvchan elementlar turlari va ularning qo'llanishi.

Egiluvchan temir beton elementlarga plitalar va to'sinlar kiradi. Ular mustaqil holda yoki murakkab konstruksiya va inshootlar tarkibida bo'lishi, qovurg'ali orayopmalar, karkasli inshootlar elementlari ham bo'lishi mumkin.

Plitalar.Plitalar deb yassi konstruksiyalarga aytiladi, qalinligi h kengligidan bva uzunligi L dan ancha kam bo'ladi. Yaxlit plitalarning qalinligi (mm) yopish uchun 40 dan kam bo'lmagan, turar uy-joy va jamoat binolari qavatlararo orayopmalari -50, ishlab chikarish binolari qavatlararo orayopmalari uchun -60,V7,5 va undan past sinfli yengil beton plitalari uchun 70 qabul qilinadi. Yig'ma plitalarning minimal qalinligi 25 - 30 mm. Plitalarning minimal yo'g'onligini betonning ximoya qatlami va plitalar kesimining balandligi bo'yicha joylashgan bo'ylama va ko'ndalang armaturalar diametri aniqlaydi. Plitalar payvandlangan to'rlar bilan armaturalanadi.Plitalar armaturasining ishchi sterjini deametri 3 - 12 mm dan bo'ladi plitalar qalinligi 150 mm dan kam bo'lmaganda armaturalar oralig'i 200 mm dan kam bo'lmasligi va 1,5 h qalinlikda oraliq masofa 150 mm dan ortiq bo'lmasligi kerak. Plitalarni ko'ndalang va bo'ylama ishchi armatura bilan armaturalanadi.Bo'ylama armaturalash deb, elementning bo'ylama o'qiga parallel armatura sistemasini joylashishiga aytiladi.Ko'ndalang armaturalash deb, elementning bo'ylama o'qiga perpendikular yoki qiya holatda armatura sistemasining joylashishiga aytiladi. Plitalarning ishchi armatura kesim maydonini hisoblab aniqlanadi.Yahlit plitalarda ishchi bo'ylama sterjen orasidagi masofa 400mm dan oshmasligi kerak.Taqsimlovchi konstruktiv sterjenlarning diametri 3-8mm va ularning oralig'i 200-300mm,ko'ndalang kesim yuzi ishchi armaturaning yuzasidan 10%dan kam bo'lmasligi kerak, G'ovakli va qovurg'ali plitalarda zo'riqtirilgan sterjenli yoki arqonli armaturalar qovurg'alarga joylashtiriladi.

To'sinlar.To'sinlar deb, ko'ndalang kesim o'lchovlari uning uzunligidan ancha kam bo'lgan bo'ylama konstruksiyalarga aytiladi. Oldindan zo'riqtirilmaganarmaturali temir beton to'sinlarning ko'ndalang kesimi to'g'riburchakli, tavrli va trapetsiya ko'rinishli bo'lishi mumkin.Oldindan zo'riqtirilgan armaturali to'sinlar uchun tavr va ikki tavrli kesimi xarakterlidir. Tasir qiladigan kuch va kuchlanilishiga qarab to'sinlar balandligi uzunligining $1/8$ dan $1/15$ gacha o'zgarishi mumkin. Oldindan zo'riqtirilgan armaturali to'sinlar balandligi uzunligining $1/25$ qismi bo'lishi mumkin. Elementlar balandligini tenglashtirish maqsadida ularning 50mm qoldiqsiz bo'linadiganvakatta balandlikdagilarni 100mm ga qoldiqsiz bo'linadigan qilib loyixalashtiriladi. To'sin enini (0,3.....0,5) h deb qabul qilinadi. To'sinlarni bo'ylama ishchi ko'ndalang armatura va montajlovchi sterjinlar bilan o'zaro karkaslar bilan armaturalanadi. To'sinlarni payvandlangan va to'qilgan armatura karkaslari bilan armaturalashni 3.1 rasmda ko'rsatilgan.



3.1-rasm. To‘qilgan (ye-k) va payvandlangan (a-d) armatura elementlarining ko‘ndalang kesimda joylashganligi.

To'sinning bo'ylama ishchi va montajlovchi armatura diametrini 12mm dan kam bo'lmagan holda qabul qilinadi. Bo'ylama konstruktiv armatura, shuningdek bo'ylama montajlovchi yig'ma to'sinlar montajlovchi payvandlangan sterjenli karkaslar uchun sterjenlarning kichikroq diametrlilarini qo'llash mumkin.

Imkoni boricha bo'ylama ishchi armaturalarni bir xil diametrli 10-40mm sterjenlardan qo'llash kerak. Yengil betondan tayyorlangan konstruksiyalar uchun armatura sterjenlarining diametri 18mm gacha qo'llash mumkin. Ishchi bo'ylama armaturalarni to'sinlarning ko'ndalang kesimining kengligi bo'yicha bir me'yorda bir yoki ikki va undan ortiq qator qilib joylashtiriladi. Elementlarning ko'ndalang kesimining o'lchov va qolipi ko'rinishi, shuningdek sterjenlararo minimal masofa va betonning talab qilinadigan himoya qatlami armatura joylashishiga tasir qiladigan asosiy faktorlardir. Beton joylashtirishni qulay bo'lishi uchun alohida sterjenlar oralig'i katta bo'lmagan sterjen diametridan kichik bo'lmagan va pastki armatura uchun 25 mm dan kam bo'lmagan, yuqorigi armaturalar uchun 30mm dan bo'lishi kerak.

Pastki armaturalarni joylashtirishda balandligi bo'yicha ikki qatordan sterjenlar oraligi uchinchi va keyingi qatorlarda 50mm ga oshirib boriladi. Betonlashda bunday shartlar bilan armaturalarni joylashtirishda yirik to'ldiruvchilarning armatura sterjenlari orasida erkin o'tishini taminlash zarur.

Ko'ndalang armaturalash ishchi va konstruktiv armaturalar bilan bajariladi. Ishchi ko'ndalang armaturani ko'ndalang kuch tasirini hisobiga moslab to'singa taqab joylashtiriladi. Konstruktiv ko'ndalang armatura ishchi bo'ylama armaturaning loyixaviy holatini taminlaydi. Bukilgan armaturalar bo'lmagan to'sinlarda ko'ndalang sterjenlarning o'zaro oralig'i umumiy oraliqning $1/4$ qismi deb qabul qilinadi. Agar to'sin kesimining balandligi 450mm dan oshmasa, ko'ndalang sterjenlar oralig'ini kesim balandligining yarmidan ortik bo'lmasligi kerak, lekin 150mm dan ortiq bo'lmasligi kerak, to'sin kesim balandligi 450 mm ortik bo'lganda esa, kesim balandligining uchdan bir qismi deb qabul qilinadi, lekin 500mm dan ortiq bo'lmagan miqdor qabul qilinadi.

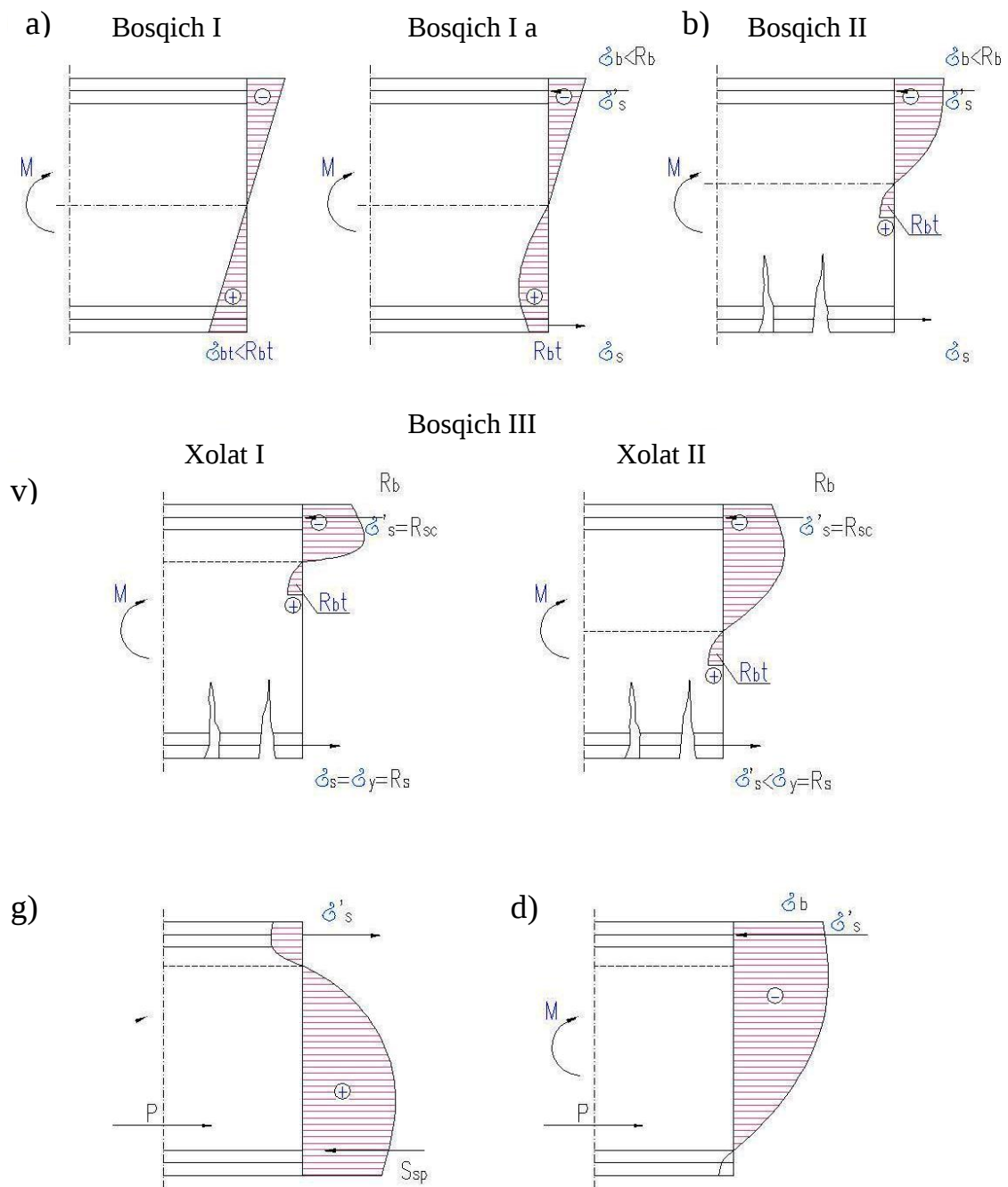
Ko'ndalang armaturalardagi oralig'idagi masofa $3/4 h$ dan oshmasligi kerak. Bu yerda h -kesim balandligi.

3.2. Normal kesim bo'yicha mustahkamlikni hisoblash

Egiluvchan temirbeton elementlarini normal kesim bo'yicha mustahkamligini hisoblashni tashqi kuchlarning ta'siriga konstruksiyani hisoblashda olingan ko'rsatkichga asosanib bajariladi. Hisoblash formulalarini element mustahkamligining chegaraviy holatiga bog'liq sharoitda chiqariladi.

Egiluvchi elementlarning normal kesimi bo'yicha kuchlanganlik deformatsiyanish bosqichlari.

Temirbeton elementlarning normal kesimi bo'yicha kuch oshirilganda zo'riqish holati beton va armatura hususiyatlarining farqi hisobiga ro'y beradi va asosan uchta bosqichlarga mos holatda o'zgaradi. (rasm 3.2).



3.2-rasm. Egiluvchi elementlar normal xolatdagi kesimida kuchlanganlik xolati.
a-v - zo'riqtirilmagan armatura bilan; g-d - oldindan zo'riqtirilgan armatura bilan

Birinchi bosqich betonning elastik ishi bilan xarakterlanadi. Betonning siqilgan va cho‘zilgan zonalaridagi normal kuchlanish epyuralari uchburchakli bo‘ladi. Cho‘zilgan betonda kuch ortishi bilan noelastik deformatsiya rivojlanadi, kuchlanish yuqori egri chiziqli bo‘la boshlaydi, cho‘zilishda kuchlanish betonning chegaraviy mustahkamligiga teng bo‘ladi. (bosqich I a)

Ikkinchi bosqich cho‘zilgan zonada yoriqning hosil bo‘lishidan keyin boshlanadi. Yoriqlar hosil bo‘lgan joylarda beton cho‘zilish ishi to‘xtaydi va ichki cho‘ziluvchi kuch armatura va yoriq oralig‘ida cho‘zilgan zona betoniga o‘tadi. Betonning siqilgan zonasida betonning plastik deformatsiyasi rivojlanadi va normal kuchlanish epyurasi egri chiziq ko‘rinishiga o‘tadi.

Uchinchi bosqich – bu kesimning buzilishi bosqichidir. Armaturaning soni va turiga ko‘ra buzilishni ikki holatga ko‘riladi. Birinchi holat normal armaturalangan to‘siqlar uchun xarakterlidir. Buzilish cho‘zilgan armaturada boshlanadi va siqilgan zonasida betonning bo‘laklarga bo‘linishi bilan tugaydi. Ikkinchi holat kesim ortiqcha armaturalangan xolatda ko‘riladi. Betonning siqilgan zonasida buzilish boshlanadi, cho‘zilgan armaturadagi kuchlanish esa, chegaraviy holatga yetmaydi. Oldindan zo‘riqtirilgan armaturalarda kuchlanish o‘zini chegaraviy xolatiga o‘tmaydi. (rasm 3.2.g,d).

Normal armaturalanganda buzilish cho‘zilgan armaturaning oquvchanligidan boshlanadi. Kesimda plastik sharnir hosil bo‘ladi, yoriqlar juda katta ochiladi, egilish shiddat bilan kuchayadi, va shundan keyingina betonning siqilgan zonasida buzilish boshlanadi. Bunday holat uchun hisoblash formulasi muvozanat sharoitidan kelib chiqariladi. Ortiqcha armaturalanganda, buzilish betonning siqilgan zonasida boshlanadi. Armaturaning mustahkamligi kerakligicha foydalanilmaydi, cho‘zilgan armaturadagi kuchlanish oquvchanlik chegarasiga yetmaydi. Bunday holatlarda hisoblash formulasi muvozanat sharoitida hisoblash mumkin emas.

Kesim mustahkamligini hisoblashda siqilgan zonaning balandligi (x) va kesimning ishchi balandligi h_0 (ya’ni kesimda cho‘ziluvchan armaturadan betonning eng siqiluvchi zonasigacha bo‘lgan masofa), qiymati juda ahamiyatga ega. Ikki xolat orasidagi chegara xolati egiladigan elementdagi chegaraviy mustahkamlikni hisoblashda siqilgan zonaning nisbiy balandligi $\xi = x/h_0$ bilan belgilanadi. Armaturada oquvchanlik boshlanganda, ya’ni cho‘zilgan armaturadagi kuchlanish σ_s hisobiy qarshilikka yetadi R_s , ξ_r -bilan belgilanadi, ξ ni chegaraviy qiymat) agar $\xi \leq \xi_r$, bunda 1 xolat bo‘ladi, agar $\xi > \xi_r$, bo‘lsa, ikkinchi xolat bo‘ladi. Chegaraviy qiymatirni emperik formula yordamida aniqlanadi.

$$\xi_r = \omega / [1 + \sigma_{sr} / \sigma_{sc}, \text{ va } (1 - \omega / 1, 1)], \quad (3.1)$$

bu yerda: σ_{sr} - armatura kuchlanish zo‘riqtirilmagan ?scar armatura uchun R_s deb qabul qilinadi. ?b2 bo‘lishda 400 MPa ga teng, $v_{b2} < 1\ 500$ MPa deb qabul qilinadi.

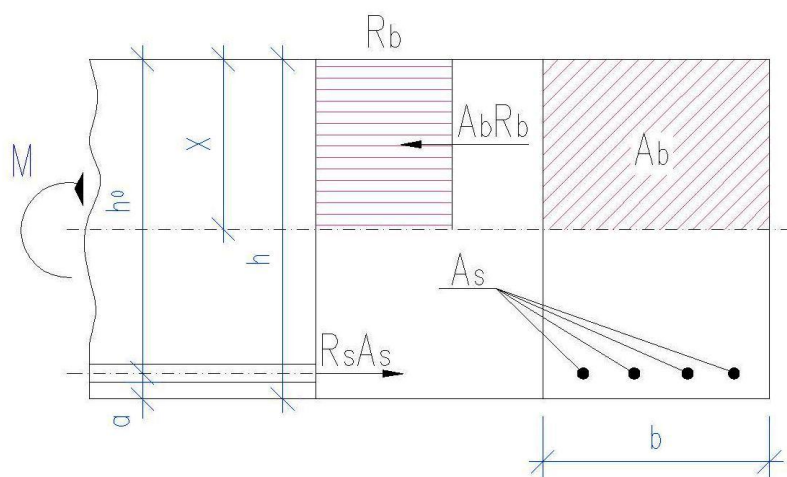
$$\omega = x_{\omega} / h_0 = a - R_b / R_{bl}, \quad (3.2)$$

bu yerda $R_{bl} = 125$ MPa; og‘ir beton uchun 0,85, yengil beton uchun 0,8. Siqilgan zonaning nisbiy chegaraviy balandligi temirbetonni tashkil qilgan materiallar xususiyatiga bog‘liq. Siqilgan zonaning nisbiy balandligini chegaraviy qiymatini bilganda, mustahkamlikni xisoblashning birinchi yoki ikkinchi xolat bo‘yicha xulosa qilish mumkin. Temirbeton elementlari kesimini hisoblashda

amalda hisobni birinchi xolat bo'yicha olib boriladi (normal armaturalash), chunki kesimni ochiq armaturalash iqtisod jihatdan maqsadga muvofiq emas.

3.3. Yakka armaturali to'g'riburchakli kesimni hisoblash.

Betonning siqilgan zonasidagi xaqiqiy egri chiziqli epyurasini kuchlanishni to'g'riburchakli deb qabul qilinadi. Betondagi kuchlanish chegaraviy xolatda hisoblangan qarshilikka R_b teng deb qabul qilinadi. Ichki chegaraviy kuchlar $R_s A_s$ cho'zilgan armaturada va $R_b A_b$ siqilgan betonda ko'riladi. Kesim hisobining asosida muvozanatning ikki sharti qo'yiladi.



3.3-rasm. Normal kesimdagi yakka armatura va to'g'riburchakli kesimli elementlardagi kuchlar.

Birinchi shart – hamma kuchlar proyeksiyasi yig'indisi element o'qida nolga teng ($\sum x = 0$).

Ikkinchi shart - hamma momentlar (tashqi va ichki kuchlardan) yig'indisi o'qqa nisbatan nolga tengdir. ($\sum M = 0$). Muvozanatning birinchi shartidan $\sum M = 0$ orqali neytral o'q xolati va uning asosida siqilgan zona maydoni $A_b = bx$, aniqlanadi.

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \quad (3.3)$$

Muvozanatning ikkinchi shartidan $\sum M = 0$ topish mumkin

$$M = R_b b x (h_0 - 0,5x), \text{ yoki } M = R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (3.4)$$

Tashqi kuchdan hisobiy momentlar oshib ketmasa kesim yetarli mustahkamlikka ega deyiladi.

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x), \text{ yoki } M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (3.5)$$

Egiluvchan elementlarda kesim to'g'riburchakli bo'lganda siqilgan zona balandligini hisoblash quyidagicha bo'ladi:

$$x = R_s A_s / (R_b b \nu_{b2}) \quad (3.6)$$

Siqilgan zonaning nisbiy balandligini quyidagi formulabo'yicha aniqlanadi:

$$\xi = x / h_0 = R_s A_s / (b h_0 R_b) = \mu R_b, \quad (3.7)$$

bu yerda

μ - armaturalash koeffitsiyenti;

$$\mu = A_s / (b h_0)$$

Armaturalash koeffitsiyentining o'rniga armaturalash protsenti tushunchasini qo'llash qulay.

$$\mu\% = 100\% A_s / (bh) \quad (3.8)$$

Temirbeton elementlarini loyihalashda berilgan tashqi moment bilan beton kesimini katta yoki kichik qilib o'zgartirish mumkin va shuning bilan talab qilingan har xil sondagi armaturani ya'ni, ko'p yoki kam protsentsda armaturalash mumkin.

Masalan, kesim balandligini oshirilganda, armatura sonini kamaytirish yoki aholida ko'paytirish mumkin. Loyihalashda iqtisodiy tomondan yondoshib, konstruksiya narxini arzonroq qilib hal etish kerak. Temirbeton elementining minimal narhi sharoitidan to'sinlarni armaturalash protsenti $\mu\% = 1 \dots 2\%$ tavsiya etiladi va plitalar uchun $\mu\% = 0,3 \dots 0,6\%$. Umuman egiluvchan temirbeton elementlar uchun armaturalash 0,05%dan kam bo'lmasligi kerak.

To'g'ri burchakli kesimni hisoblashda, hisoblab chiqishni kamaytirish uchun yordamchi jadvallar qabul qilingan. 3.1 jadvalda 3 ta hisoblash parametrlari keltirilgan (koeffitsientlar) ξ, η, α_0 – o'zaro bir-biri bilan bog'langan bir koeffitsiyent qiymati ma'lum bo'lsa, qolganlarning miqdori berilgan jadvaldan aniqlash mumkin. (3.4)

formulaning yordamida quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi. (3.1-jadval)

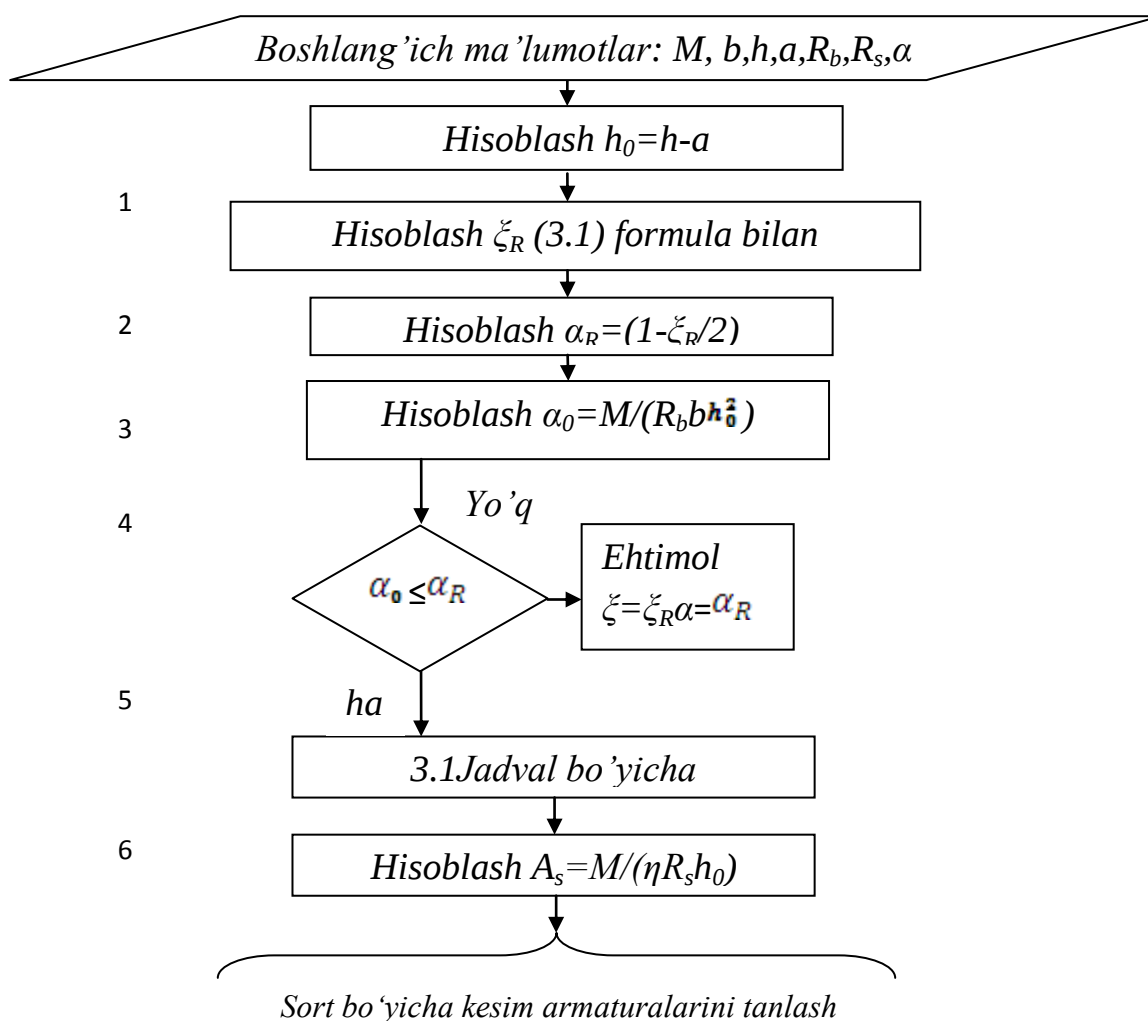
To'g'ri burchakli kesimli egiluvchi elementlarni hisoblash uchun

коэффициентлар ξ , η , α_0

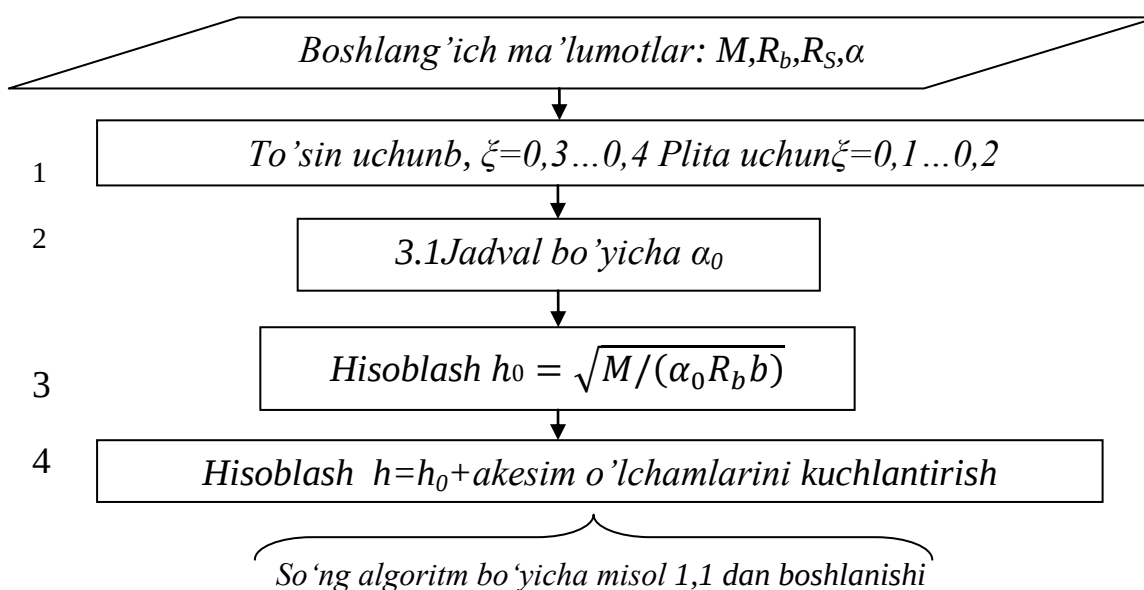
ξ	η	α_0	ξ	η	α_0
0,01	0,995	0,010	0,35	0,825	0,289
0,02	0,990	0,020	0,36	0,820	0,295
0,03	0,985	0,030	0,37	0,815	0,301
0,04	0,980	0,039	0,38	0,810	0,309
0,05	0,975	0,048	0,39	0,805	0,314
0,06	0,970	0,058	0,40	0,800	0,320
0,07	0,965	0,067	0,41	0,795	0,326
0,08	0,960	0,077	0,42	0,790	0,332
0,09	0,955	0,086	0,43	0,785	0,337
0,10	0,950	0,095	0,44	0,780	0,343
0,11	0,945	0,104	0,45	0,775	0,349
0,12	0,940	0,113	0,46	0,770	0,354
0,13	0,935	0,121	0,47	0,765	0,359
0,14	0,930	0,130	0,48	0,760	0,365
0,15	0,925	0,139	0,49	0,755	0,370
0,16	0,920	0,147	0,50	0,750	0,375
0,17	0,915	0,155	0,51	0,745	0,380
0,18	0,910	0,164	0,52	0,740	0,385
0,19	0,905	0,172	0,53	0,735	0,390
0,20	0,900	0,180	0,54	0,730	0,394
0,21	0,895	0,188	0,55	0,725	0,400
0,22	0,890	0,196	0,56	0,720	0,403
0,23	0,885	0,203	0,57	0,715	0,408
0,24	0,880	0,211	0,58	0,710	0,412
0,25	0,875	0,219	0,59	0,705	0,416
0,26	0,870	0,226	0,60	0,700	0,420
0,27	0,865	0,234	0,65	0,675	0,439
0,28	0,860	0,241	0,70	0,650	0,455
0,29	0,855	0,248	0,75	0,625	0,468
0,30	0,850	0,255	0,80	0,600	0,480
0,31	0,845	0,262	0,85	0,575	0,485
0,32	0,840	0,269	0,90	0,550	0,495
0,33	0,835	0,275	0,95	0,525	0,499
0,34	0,830	0,282	1,00	0,500	0,500

3.4-rasm. Yakka armaturaning to'g'ri burchakli profili egiluvchan elementlar normal kesimining hisoblash blok-sxemasi.

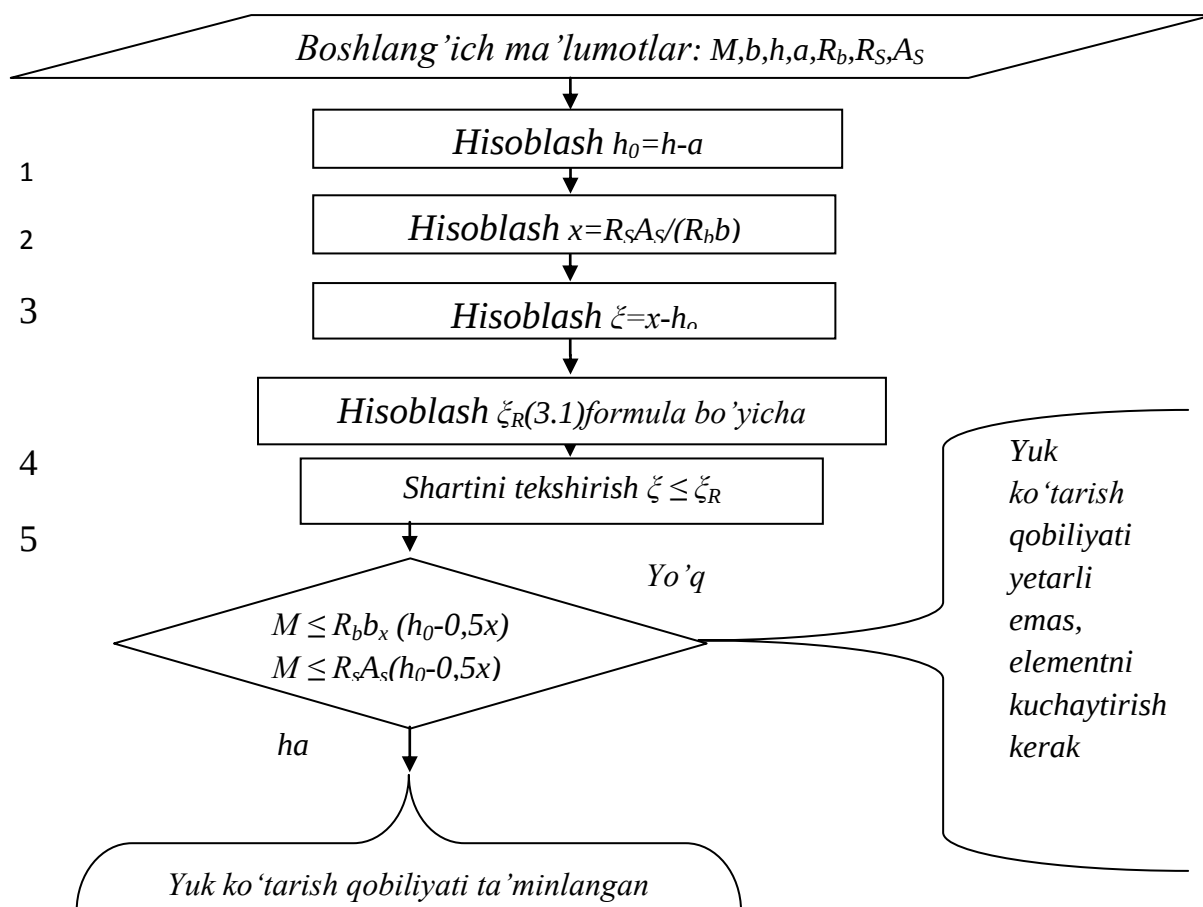
I Armatura kesim maydonini aniqlash A_s



II Beton kesimi bva ho'lchami va armatura kesimi maydonini aniqlash A_s



III Elementlarni yuk ko'tarish qobiliyatini tekshirish



$$M = \alpha_0 b h_0^2 R_b; \quad (3.9)$$

$$A_s = M / (\eta h_0 R_s) \quad (3.10).$$

η - ichki juft kuchlarning yelkalarini Z_b solishtirma qiymati;

$$\eta = 1 - 0,5x/h_0 = 1 - 0,5\xi = Z_b/h_0; \quad (3.11)$$

$$\alpha_0 = (x/h_0)(1 - 0,5x/h_0) = \xi(1 - 0,5\xi) = \xi\eta \quad (3.12)$$

$$\alpha_0 = M / (R_b b_0^2 \gamma_{b2}) \quad (3.13)$$

Bu formulalarni quyidagi shartlar bajarilganda ishlatish mumkin.

$$\alpha_0 = \xi(1 - 0,5\xi) \leq \alpha_R = \xi_R(1 - 0,5\xi_R) \quad (3.14)$$

Temir-beton konstruksiyani hisoblashda uch turdagimasalalar uchraydi. Ular blok sxemada keltirilgan (rasm 3.4).

Birinchi masala.

Berilgan: beton kesimi o'lchovlari b va h tashqi kuchlar ta'siri momenti M , armatura kesim yuzasini A_s aniqlash kerak Bunda R_b, R_s , qiymatlarini mustaqil qabul qilinadi va ularni o'zgartirish mumkin.

(3.1) formula yordamida siqiluvchi zona kesimining chegaraviy nisbiy balandligi aniqlanadi ξ_R . ξ_R (3.13)-formula bilan koeffitsiyent α_0 hisoblab chiqiladi, undan keyin 3.1 jadvaldan ξ ning qiymati topiladi va elementlarni armaturalash

sharoitining yetarliligi tekshiriladi. $\xi \leq \xi_r$ $\xi > \xi_r$ xodisada berilgan beton sinfida kesim o'lchovlari yetarli emas va modul uchun kesim balandligi h yoki kengligi b ni 50mm ga oshirish zarur, yoki element kesimi o'lchovini o'zgartirmay beton sinfini oshirish zarur.

Agar, $\xi \leq \xi_r$ (3.10) formula bilan armaturaning ko'ndalang kesim yuzasi aniqlanadi.

Ikkinchi masala.

Betonning ko'ndalang kesim b va h ko'rsatkichlari va armaturaning kesim yuzasini Asaniqlash kerak. Bunday xalotda egiluvchi tashqi moment M , R_b , R_s , a aniq bo'lib, bu masala yechimida kesim kengligi b ; shuningdek ξ qiymati belgilanadi. To'sinlar uchun $\xi = 0,3 \dots 0,4$, plitalar uchun $\xi = 0,10 \dots 0,15$ foydalanib, jadval 3.1 dan α_0 oldindan berilgan qiymati topiladi va (3.9) ga bog'liqligi, kesimning ishchi balandligi h_0 quyidagi ko'rinishda topiladi.

$$h_0 = \sqrt{M / (\alpha_0 R_b b)} \quad (3.15)$$

Kesimning to'liq balandligi topiladi

$$h = h_0 + a \quad (3.16)$$

Kesim balandligi aniqlanib hisoblash birinchi masala singari olib boriladi, α_0 qiymati aniqlanadi va u orqali ξ topiladi, keyin talab qilinayotgan armaturaning kesim yuzasi aniqlanadi.

Uchinchi masala.

Elementning ko'tara olish xususiyatini tekshirish. Hisoblash uchun boshlang'ich ko'rsatkichlar ma'lum; Kesim o'lchovlari b va h , armatura va beton xarakteristikasi R_b va R_s , armatura yuzasi A_s , shuningdek armaturadan kesimning eng siqilgan chegarasigacha bo'lgan masofa h_0 . Egiluvchi ta'sir moment ma'lum.

bu xolda, avval siqilgan zona balandligi x (3.6) formula bilan hisoblab chiqiladi, so'ngra $\xi = x/h_0$, keyin (3.1) formula bilan ξ_r topiladi va $\xi \leq \xi_r$ tekshiriladi. Keyin, elementning ko'tarish xususiyati (3.5) shartidan aniqlanadi.

3.4. Ikki yoqlama armaturali to'g'ri burchakli kesimni hisoblash.

Ikki yoqlama armaturali kesim deb, faqat cho'ziluvchan armatura emas, siqiluvchan armaturani ham hisoblab o'rnatilishiga aytiladi. Betonning siqilishga mustahkamligi yetarli bo'lmaganda ($x > \xi_r h_0$) tashqi kuch ta'siridan egiluvchi momentni qabul qilishga qo'shimcha armatura qo'yiladi. Siqilayotgan zonada hosil bo'ladigan mos armatura tashqi momentni qabul qilish darajasida o'rnatiladi. Ikki yoqlama armaturali kesimda po'lat sarfi ko'p, chunki konstruktiv talab bo'yicha ko'ndalang sterjenlarning qo'yilishi iqtisodiy tejamkorlikka mos kelmaydi.

Ko'ndalang sterjenlar oralig'i , to'qilgan karkaslarda 15d dan ko'p bo'lmagan payvandlangan karkaslarda esa 20d ko'p bo'lmasligi kerak.

Siqilgan zonani alohida xolatlarida quyidagicha armaturalanadi: element kesimi balandligi chegaralanganda, kutilmagan moment ta'siri bo'lsa, transportga ortish sharoiti va yig'ma elementni yig'ilganda yoki boshqa mahsus talablari xisobga olinadi. Kuchlar sxemasi 3.3 -rasmda ko'rsatilgan.

Hisoblash formulalari quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$R_s A_s = R_b b x + R_{sc} A_s'; \quad (3.17)$$

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'); \quad (3.18)$$

$$M \leq \alpha_b b h_0^2 R_b + R_{sc} A_s' (h_0 - a''); \quad (3.19)$$

Ikki yoqlama armaturali to'g'riburchakli kesimni hisoblashda berilgan tashqi momentda, beton sinfi va armatura sinfiida ikki turli masala ko'riladi va ular 3.6. blok-sxemada keltirilgan.

Birinchi masala: Talab qilingan armatura kesim A_s va A_s' ni berilgan kesim o'lchovlari b va h , berilgan hisob momenti m orqali aniqlash. Armatura tanlashda kam sarflash shartiga e'tibor berish zarur. Buning uchun avval chegaraviy moment aniqlanadi, yakka armaturali kesimga tushadigan siqiluvchi beton zonasi, ya'ni $\xi = \xi_R$; bu moment qiymati quyidagi uchul bilan aniqlanadi:

$$M_R = \alpha_R b h_0^2 R_b; \quad (3.20)$$

$$\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R); \quad (3.21)$$

Ikki yoqlama armaturali kesimni hisoblashda 3.1 jadvaldan foydalanish mumkin agar, $\xi = \xi_R$ va $\alpha_0 = \alpha_R$ deb qabul qilinsa.

Berilgan tashqi moment chegaraviy momentdan M_R ortiq bo'lishi mumkin. Bu momentlar farqini $\Delta M = M - M_R - \alpha_R b h_0^2 R_b$ qabul qilish uchun siqilgan armatura bilan betonning siqiluvchi zonasini kuchlantirish kerak.

(3.19) ga bog'liqlikni α ni α_R ga almashtirib, quyidagi olinadi:

$$M = M_R - R_{sc} A_s' (h_0 - \alpha) \quad (3.22)$$

Bundan: $A_s' = (M - M_R) / [R_{sc} (h_0 - \alpha)]$ yoki M_R ni (3.23) qiymatini qo'yib,

$$A_s' = \frac{M - \alpha_R b h_0^2 R_b}{R_{sc} (h_0 - \alpha')} \text{ ni olamiz.} \quad (3.23)$$

Cho'zilgan armatura kesim yuzasi $x = x_R = \xi_R h_0$ bo'lganda quyidagicha topish mumkin:

$$A_s = \frac{\xi_R b h_0 R_b}{R_s} + \frac{R_{sc} A_s'}{R_s} \quad (3.24)$$

Agar, A_s nolga teng yoki manfiy chiqsa siqilgan armatura hisob bo'yicha talab qilinmaydi va kesimni yakka armatura bilan loyihalanadi, siqiluvchi zonaga faqat konstruktiv armatura hisoblashtiriladi.

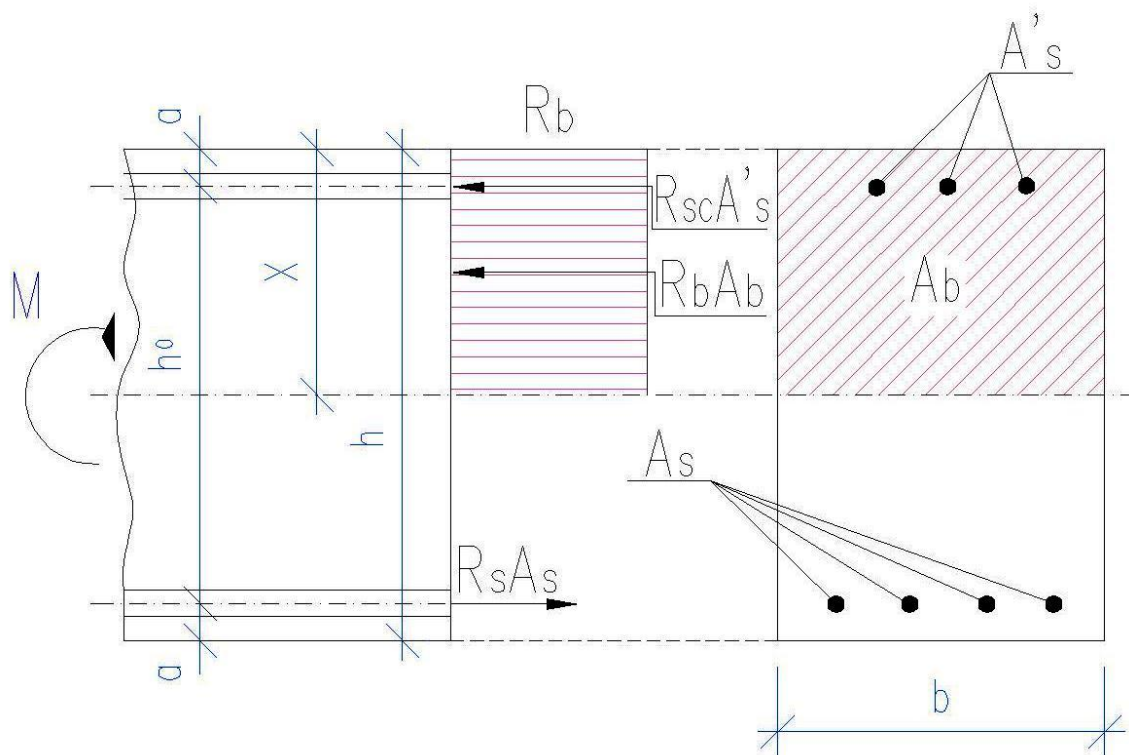
Ikkinchi masala. Berilgan A'_s bo'yicha talab qilingan armatura kesim yuzasi A_s ni aniqlash. $M, b, h, R_b, R_s, R_{sc}, A'_s, a, a'$ qiymatlari berilgan. Avval, $h_0 = h - a$ aniqlanadi, keyin ξ_R ni formula (3.1) bilan aniqlaymiz va α_R , keyin esa α_0 , topiladi (3.8) shartidan:

$$\alpha_0 = [M - R_s A'_s (h_0 - a')]/(R_b b h_0^2) \quad (3.25)$$

agar, $\alpha_0 < \alpha_R$, 3.1 jadvaldan ξ qiymatini topamiz. Cho'zilgan armatura yuzasi A_s ni (3.7) shartidan $X = X_R = \xi_R h_0$ қабул қиламиз.

$$A_s = (R_{sc} A'_s + R_b \xi_R b h_0)/R_s \quad (3.26)$$

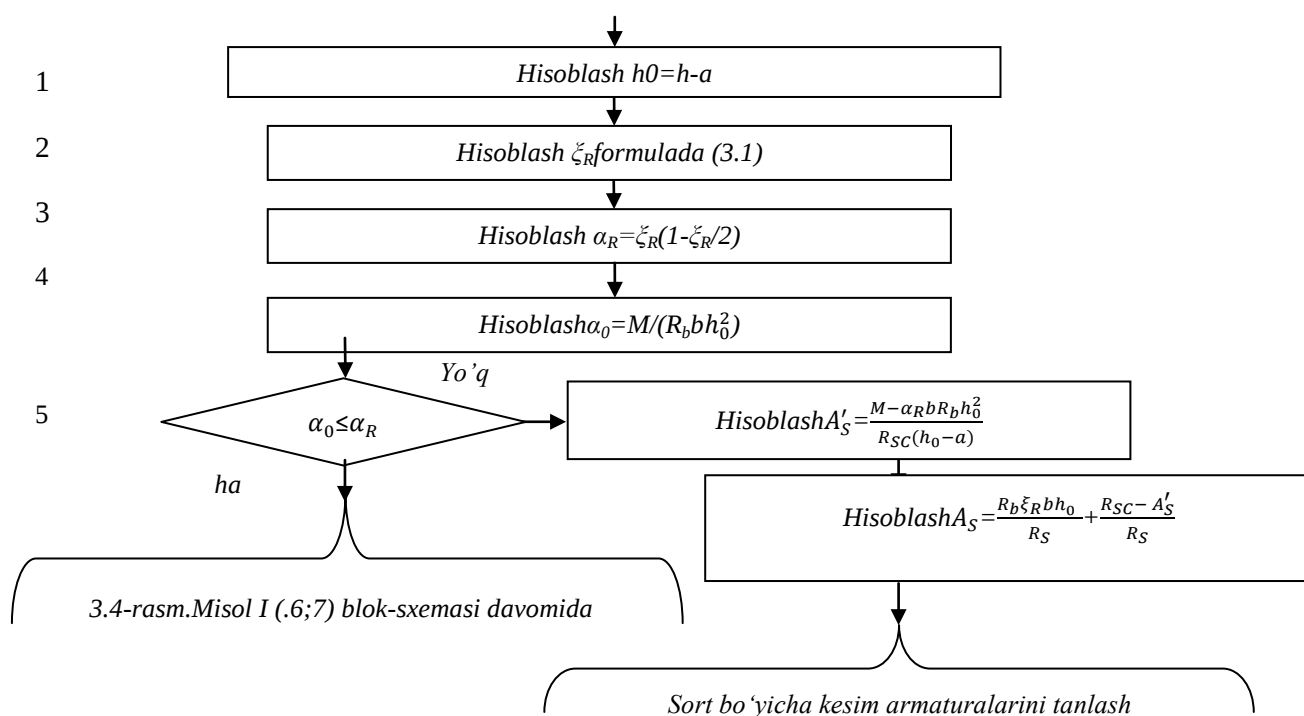
agar, $\alpha > \alpha_R$, demak, berilgan siqilgan armatura yuzasi yetarli emas va uni oshirish zarur yoki kesim balandligini yoki beton sinfini oshirish zarur.



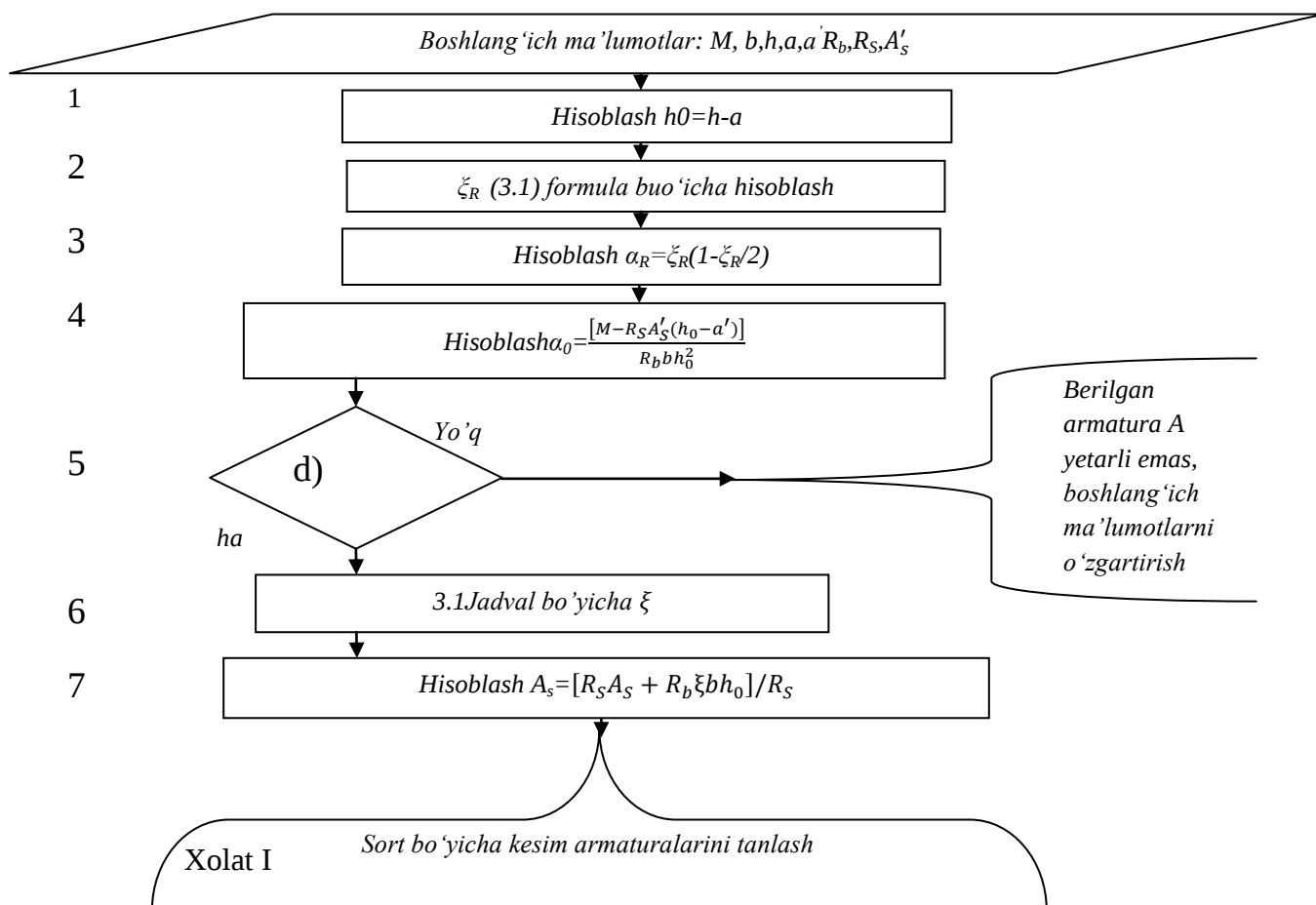
3.5-rasm. Ikki yoqlama armaturali kesimi to'g'ri burchakli bo'lgan normal kesim kuchlari

3.6-rasm. Ikki yoqlama armaturali kesimi to'g'ri burchakli egiluvchan elementlar normal kesimining hisoblash blok-sxemasi.

I Armatura kesim maydonini aniqlash A_S va A'_S



II Armatura kesim maydonini aniqlash A_S va A'_S



3.5. Tavrlikesimni xisoblash

Tavrli kesim elementlari qurilishni hamma sohasida alohida to'siq, qovurg'ali plita sifatida keng qo'llaniladi. Tavrli kesim to'g'riburchakli kesimga qaraganda tejamliroq, chunki siqilgan tokchani qurilayotganda siqiluvchan beton maydoni kengayadi, ishlamaydigan cho'zilishi zonasi qisqaradi. Tavr kesim yakka armaturalanadi. Siqiluvchan zonaga joylashgan tavr tokchasi to'siqning ko'taruvchanlik hususiyatiga ta'sir qiladi. Tavr tokchasining qovurg'a bilan birlashgan joyidan boshlab tokcha siqiluvchi kuch ta'sirida bo'ladi. Ma'lumki tokchani qovurg'a bilan birlashgan joyidan uzoqlashgan sari ulardagi siquvchi kuchlanish kamaya boradi va elementni buzilishi arafasida ulardagi siqilish kuchlanishi o'zlarini hisobiy chegaraviy kuchlanishiga yetmaydi. Shuning uchun loyiha qilishda tokchani kengligi shartli xisob bilan chegaralanadi. Tokchayelkakengligihartomongabo'ylamaqovurg'alarorasidagimaso fasi $\frac{1}{2}$ dan ortiq bo'lmasligiva $\frac{1}{6}$ element uzunligidan ortmasligi kerak.

Agar, ko'ndalang qovurg'alar oralig'i bo'ylama qovurg'alar oralig'idan katta bo'lsa (yoki ko'ndalang qovurg'alar bo'lmasa), bunda $h_f' < 0,1h$ qo'shimcha chegarlangan yelka kengligi kiritiladi – $6h_f'$. Konsol yelkali tavr kesimlar uchun hisoblashda kiritiladigan tokcha kengligi quyidagilarni tashkil qilishi kerak:

$$h_f' \geq 0,1 \quad b_f' = b + 12h_f'$$

$$0,05h \leq h_f' < 0,1h \quad da \quad b_f' = b + 6h_f'$$

$h_f' < 0,05h$ da $b_f' = b$, ya'ni, kesim xudi to'g'riburchakli deb ko'riladi, yelkalar xisobga olinmaydi.

Siqiluvchi zona joylashgan tokchali tavr kesimli to'siqlarni ikki xolatda bo'lishi mumkin: betonning siqiluvchi zonasi tokcha balandlik chegarasida joylashgan bo'ladi yoki tokchadan pastga joylashgan bo'ladi. (rasm 3.7).

Xolat 1. Betonning siqiluvchi zonasi, tokcha balandligi zonasida joylashgan bo'ladi. ($x \leq h_f'$), bu xolda tokcha yelkalari yaxshi rivojlangan bo'ladi, cho'zilgan armatura soni kam bo'ladi (rasm 3.7 a). Bunday xolatda $R_s A_s \leq R_b b_f' h_f'$ sharti bajariladi (3.27).

Bu turdagi tavr kesimlilarni xuddi to'g'riburchakli kesim kabi ko'riladi, chunki neytral o'q tokcha chegarasida joylashgan bo'ladi, cho'zilgan zonadagi beton yuzasi ko'tarish qobiliyatiga ta'sir qo'rsatmaydi. Hisoblashni (3.5) (3.6) formulalar bilan bajariladi, yakka armaturali to'g'riburchakli kesim uchun olingan bni b_f' bilan almashtiriladi.

Xolat 2. Betonning siqiluvchi zonasi tokcha chegarasidan chiqadi va undan pastga joylashadi, ya'ni $\geq h_f'$ (rasm 3.7 b) bunday xolatda (3.27) dagi shart bajarilmaydi: $> R_b b_f' h_f'$ (3.28).

Bunda, neytral o'q xolati $\Sigma x = 0$ shartidan aniqlanadi:

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b_f' - b) h_f' \quad (3.29)$$

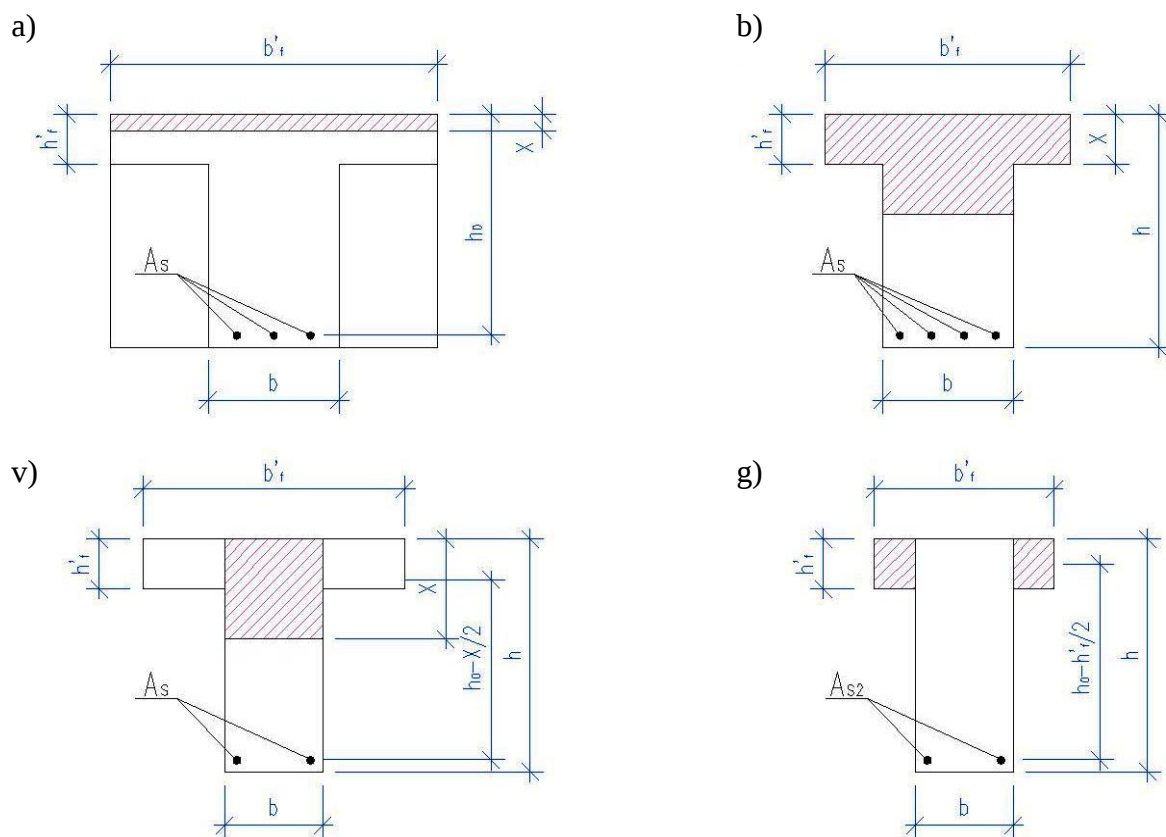
Formulaning o'ng tomonida siqiluvchi zona qismida kuchlanish yig'indisi berilgan, ya'ni qovurg'adagi siqilgan zona va siqilgan tokchaning yelkalaridan tashkil topgan qismi ishtirok etadi (rasm 3.7) cho'ziluvchi armatura A_s qovurg'a va tokchaga mos ichki kuchlar A_{s1} va A_{s2} muvozanati uchun ishlaydi (rasm 3.7. v.g.). qolgan sxemada hisob qilish to'g'ri burchakli kesimdagidek olib boriladi. Tavr kesimning mustahkamlik shartini xuddi qovurg'a va tokchalar momentlari yig'indisi deb yozish mumkin.

$\Sigma M=0$, rasm 3.7, v, g da ko'rsatilganidek.

$$bx(h_0 - 0,5x) + R_b(b_f - b)h_f(h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.30)$$

Tavr kesim uchun har doim quyidagi shartiga rioya qilinishi kerak: $\frac{x}{h_0} = \xi < \xi_R$

Tavr kesimini xisoblashda uch xarakterli masala uchraydi.



3.7-rasm. Tavr kesimining hisobi.

a – tokchada joylashgan siqilgan zona; b – qovurg'ada joylashgan siqilgan zona; v – qovurg'a siqilgan zona qismi; armaturaning cho'zilgan kesim zonasi qismi; g – tokcha siqilgan zona qismi.

Birinchi masala.

Berilgan beton kesimida armaturalar kesim yuzasini aniqlash, talab qilinadi. Tashqi moment va b , h , b'_f , h'_f , R_s , a lar qiymati ma'lum. Avval, tavr kesimni hisobli xolatini aniqlash uchun tokcha kesimida o'tadigan neytral o'qi shartidan foydalanamiz:

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.31)$$

Agar, hisoblab chiqilgan natija (3.31) da ko'rsatilgan shartga mos kelsa, bu holda A3 ni xuddi to'g'ri burchakli kesimidagidek bajariladi. Agar bu shart bajarilmasa bu xolda tavr kesimli hisoblash xolatiga ega bo'lamiz, bu xolda siqiluvchi zona tokchadan pastda bo'ladi va qovurg'adan o'tadi:

$$M > R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.32)$$

Xisoblashni, $x=\xi h_0$ va $\alpha_0=\xi(1-0,5\xi)$ sharti bilan olib boriladi, (3.29) va (3.30) bog'liklik bilan $R_s A_s = \xi R_l b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f$ (3.33)

$$M = \alpha_b R_b b h_b^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.34)$$

$$\alpha_0 = M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) / R_b b h_b^2 \quad (3.35)$$

Jadval 3.1 dan α_0 qiymatini aniqlash bunga mos, ξ ni topamiz va (3.33) asosida A_s ni xisoblab chiqamiz.

$$A_s = [\xi b h_0 + (b'_f - b) h'_f] R_b / R_s \quad (3.36)$$

Ikkinchi masala.

Loyihalashtirilgan tavr kesimning mustahkamligini tekshirish. Ko'ndalang kesimko'rsatgichlari va armatura yuzasining o'lchovlari ma'lum. Hisoblashni huddi birinchi masaladagidek olib boriladi. Avval tavr kesimni hisobiy xolati (3.27) va (3.28) formulalari bilan aniqlanadi. Hisobiy xolatga bog'lik xolda hisob huddi to'g'ri burchakli kesimga o'xshab, yoki neytral o'q xolatini joylashishiga qarab (3.29) dan va (3.30) lardan foydalanib kesim mustahkamligi aniqlanadi.

Uchinchi masala.

Armatura yuzasi va talab qilingan tavr kesim o'lchovlarini aniqlash. To'siqning tavr kesimi balandligini tahminan formula bilan aniqlanadi.

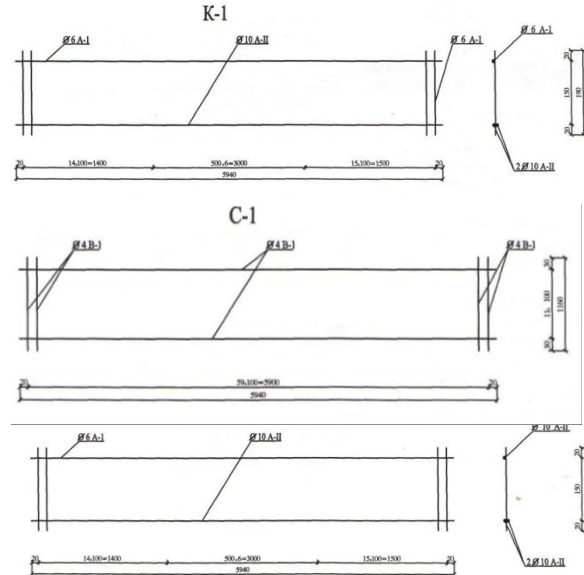
$$h = (7 \dots 9) \sqrt{M}, \quad (3.37)$$

bu yerda: M – tashqi eguvchi moment, kN; m ; h – kesim balandligi, sm; Tokcha o'lchovlari h'_f va b'_f – konstruktiv qabul qilinadi. Qovurga kengligini $(0,4 \dots 0,5)h$ deb qabul qilish tavsiya etiladi.

Kesimning geometrik o'lchovlarima'lum bo'lgandan keyin hisoblashni birinchi masaladagidek olib boriladi, (3.33) va (3.34), (3.35) va (3.36) formulalardan foydalanadi.

1 - Misol. Ko'p bo'shliqli panellarni hisoblash va loyihalash

Loyihalash uchun topshiriq. Minimal uzunligi 6,0 m bo'lgan eni 1,2 m balandligi 22 sm bo'lgan aylana bo'shliqlarga ega bo'lgan ko'p bo'shliqli panel va ustiga bu panel joylashgan ko'p oraliqli yig'ma rigelni hisoblash hamda loyihalash (3.8-rasm). Tomga ta'sir qiladigan kuchlar 2-jadvalda ko'rsatilgan.



3.8-rasm. Tom yopmaning yig'ma elementlarini hisoblashga doir chizmalar
a – tom yopmaning plani; b – rigelni hisoblash sxemasi; v – dumaloq bo'shliqli panel; 1 – panel P-1; 2 – rigel; 3 – montaj ilgagi; 4 – P-1panelning keltirilgan kesimi

jadval. 3.2

Qavatlararo yig'ma tom yopma paneliga tushadigan yuk ta'siri

Yuklarning turlari	Me'yoriy yuklar, N/m ²	Yuk ta'siridagi γ_f ishonchlilik ko'effitsiyenti	Hisobiy yuk, N/m ²
Doimiy: parketli poldan tushadigan yuk, $t = 0,02$ m, $\rho = 800$ kg/m ³	160	1,1	176
shlakbetonli qatlamidan tushadigan yuk, $t = 0,065$ m, $\rho = 1600$	1040	1,2	1249
penobetonli tovushizolatsiyalovchi plitalardan tushadigan yuk, $t = 0,06$ m, $\rho = 500$	300	1,2	360
temir-beton paneldan (katalog bo'yicha) keltirilgan qalinlik 110	2750	1,1	3025

mm, $t = 0,11$ $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$ tushadigan yuk			
Jami	$g^n = 4250$	-	$g = 4810$
Vaqtinchalik:			
qisqa muddatli	2800	1,3	3640
uzoq muddatli	1200	1,3	1560
Jami	$p^n = 4000$	-	$p = 5200$
To'liq yuk ta'siri:			
doimiy va uzoq muddatli	5450	-	6370
qisqa muddatli	2800	-	3640
Jami	$g^n + p^n = 8250$	-	$g + p = 10010$

Izoh. Hisoblash 3.1-jadval, 1-izohdagi formulalar bo'yicha olib boriladi (A.P.Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций») keyingi o'xshash jadvallarda ham hisoblash shu tariqa olib boriladi.

Yechish. Yuklar va zo'riqlashlarni aniqlash. Eni 120 sm bo'lgan panelning 1 m uzunligiga quyidagi yuklar ta'sir ko'rsatadi, N/m: qisqa muddatli normativ (me'yoriy) $p^n = 2800 \cdot 1,2 = 3360$, qisqa muddatli hisobiy $p = 3640 \cdot 1,2 = 4380$; doimiy va uzoq muddatli normativ (me'yoriy) $q^n = 5450 \cdot 1,2 = 6540$; doimiy va uzoq muddatli hisobiy $q = 6370 \cdot 1,2 = 7650$; jami normativ (me'yoriy) $q^n + p^n = 6540 + 3360 = 9900$; jami hisobiy $q + p = 7650 + 4380 = 12030$.

To'liq yuk ta'siridan hosil bo'ladigan eguvchi momentning hisobiy qiymati

$$M = ql_0^2 \gamma_n / 8 = 12030 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 48889 \text{ Nm}$$

bu yerda $l_0 = 6,0 - 0,2 / 2 - 0,1 / 2 = 5,85 \text{ m}$;

To'liq normativ (me'yoriy) yuk ta'siridan hosil bo'ladigan eguvchi momentning hisobiy qiymati (salqillikka (progibga) va yoriqbardoshlikka qarshi mustahkamligini hisoblash uchun) bunda $\gamma_f = 1$

$$M^n = q^n l_0^2 \gamma_n / 8 = 9900 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 40233 \text{ Nm}$$

xuddi shunday, normativ (me'yoriy) doimiy va uzoq muddatli vaqtinchalik yuk ta'siridan

$$M_{ld} = 6540 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 26578 \text{ Nm};$$

xuddi shunday, qisqa muddatli normativ (me'yoriy) yuk ta'siridan

$$M_{cd} = 3360 \cdot 5,85^2 \cdot 0,95 / 8 = 13655 \text{ Nm}.$$

Hisoblangan yuk ta'siridan tayanchda hosil bo'ladigan qirquvchi (ko'ndalang) kuchning maksimal qiymati:

$$Q = q l_0 \gamma_n / 2 = 12030 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 = 33428 \text{ N};$$

xuddi shunday, normativ (me'yoriy) yukdan

$$Q^n = 9900 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 = 27510 \text{ N};$$

$$Q_{ld} = 6540 \cdot 5,85 \cdot 0,95 / 2 = 18173 \text{ N}.$$

Kesim tanlash. Yig'ma panelni tayyorlash uchun quyidagilarni qabul qilamiz: V30 klassli (sinfi)beton, $E_b = 32,5 \cdot 10^4 \text{ MPa}$, $R_b = 17 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$, $\gamma_{b2} = 0,9$; bo'ylama sterjenlar sifatida A-II klassli po'latdan tayyorlangan armaturani qabul qilamiz, $R_s = 280 \text{ MPa}$, ko'ndalang armaturali - A-I klassli (sinfli) po'lat, $R_s = 225 \text{ MPa}$ i $R_{sw} = 175 \text{ MPa}$; payvandlangan to'rlar (setkalar) va karkaslar bilan armaturalash; payvandlangan to'rlar (setkalar) panelning yuqori va pastki tokchasiga Vr-I klassli (sinfli) simlar bilan bog'lanadi, $R_s = 360 \text{ MPa}$ bunda $d = 5 \text{ mm}$ va $R_s = 365 \text{ MPa}$ bo'lganda $d = 4 \text{ mm}$ qabul qilinadi.

Panelni berilgan o'lchamlarida $b \times h = 120 \times 22 \text{ sm}$ (bu yerda b – panelning eng kichik (nominal) eni; h – panelning balandligi)ko'ndalang kesimi to'g'ri burchakli bo'lgan to'sin kabi hisoblaymiz. Olti bo'shliqli panelni loyihalaymiz (1-v rasmga qarang). Hisoblashda bo'shliqli panelning ko'ndalang kesimini unga ekvivalent bo'lgan qo'shtavr shaklidagi ko'ndalang kesimga keltiramiz. Dumaloq bo'shliqlarni yuzasi va inersiya momenti xuddi shunday bo'lgan to'g'ri burchakli bo'shliqlarga almashtiramiz. Hisoblaymiz:

$$h_1 = 0,9d = 0,9 \cdot 15,9 = 14,3 \text{ sm}$$

$$h_f = h'_f = (h - h_1) / 2 = (22 - 14,3) / 2 = 3,85 \text{ sm} \approx 3,8 \text{ sm}$$

Qovurg'alarning keltirilgan qalinligi $b = 117 - 6 \cdot 14,3 = 31,2 \text{ sm}$ (siqilgan tokchanning hisobiy eni $b'_f = 117 \text{ sm}$).

Normal kesimning mustahkamligini hisoblash. Tomyopma paneli ko'ndalang kesimining balandligini qo'yidagi formula bo'yicha hisoblangan zaruriy bikrlilikni saqlash (ta'minlash) orqali mustahkamlikni ta'minlash shartidan kelib chiqqan holda oldindan tekshiramiz:

$$h = \frac{cl_0 R_s}{E_s} \frac{\theta g^n + p^n}{q^n} = \frac{18 \cdot 585 \cdot 280}{2,1 \cdot 10^5} \frac{2 \cdot 5450 + 2800}{8250} = 21,8 \approx 22 \text{ sm}$$

bu yerda, s – bo'shliqli panellar uchun 18-20 ga teng bo'lgan va tokchasi siqilgan zonada bo'lgan qovurg'ali panellar uchun 30-34 ga teng bo'lgan koeffitsiyent;

θ -yuklarning muddatli ta'sir etishi davomida egilishning (progib) oshishi inobatga oluvchi koeffitsiyent (bo'shliqli panellar uchun $\theta = 2$; tokchasi siqilgan zonada joylashgan qovurg'ali panellar uchun $\theta = 1,5$); g^n -1 m² yuzali tomga

muddatli ta'sir etuvchi me'yoriy yuk; $p^n - 1 \text{ m}^2$ yuzali tomga ta'sir etuvchi qisqa muddatli me'yoriy yuk; $q^n = g^n + p^n$ panelning xususiy og'irligini N/m^2 (N/m) $q^n = g^n + p^n = 5450 + 2800 = 8250 \text{ N/m}^2$ hisobga olgan holda unga (panelga) tushadigan jamlangan me'yoriy yuklar.

Kesimning qabul qilingan balandligi $h = 22 \text{ sm}$, bu yetarlidir. Nisbat $h_f' / h = 3,8 / 22 = 0,173 > 0,1$ ni tashkil etadi; hisoblash uchun tokchaning butun enini $b_f' = 117 \text{ sm}$ da kiritamiz.

$M = A_0 b h_0^2 R_b$ formula bo'yicha hisoblaymiz:

$$A_0 = \frac{M}{R_b \gamma_{b2} b_f h_0^2} = \frac{48889}{17 \cdot 0,9 \cdot 117 \cdot 19^2 (100)} = 0,076$$

$$h_0 = h - a = 22 - 3 = 19 \text{ sm}.$$

1-jadval bo'yicha $\xi = 0,08$, $\eta = 0,96$ aniqlaymiz.

Siqilgan zonaning balandligi $x = \xi h_0 = 0,073 \cdot 19 = 1,39 \text{ sm} < h_f' = 3,8 \text{ sm}$ neytral o'q siqilgan tokchaning ichidan o'tadi.

Bo'ylama armatura ko'ndalang kesimining yuzasi

$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s} = \frac{48889}{0,96 \cdot 19 \cdot 280 (100)} = 10,1 \text{ sm}^2$$

oldindan qabul qilamiz 4O16A-II, $A_s = 8,08 \text{ sm}^2$ va 2O14A-II, $A_s = 3,078 \text{ sm}^2$, hamda to'r(setka)ni ham hisobga olamiz $C - I \frac{5B_p - I - 250}{4B_p - I - 250} 1170 \cdot 6350 \frac{25}{20}$,

$A_s = 6 \cdot 0,116 = 1,18 \text{ sm}^2$; $\sum A_s = 1,18 + 12,06 = 13,24 \text{ sm}^2$; 16mmli diametrdagi armaturani chetki qovurg'alarga ikkitadan va ikkitasini o'rtadagi bitta qovurg'aga taqsimlaymiz (1-rasmga qarang).

Qiya kesimlarning mustahkamligi bo'yicha hisoblash. Ko'p bo'shliqli panellar uchun ko'ndalang armaturani o'rnatish zarurligi shartini tekshiramiz, $Q_{\max} = 35,5 \text{ kN}$.

Qiya kesimning proyeksiyasini qo'yidagi formula bo'yicha hisoblaymiz

$$c = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_b = B_b / Q_b$$

bu yerda $\varphi_{b2} = 2$ og'ir beton uchun; φ_f - siqilgan tokcha osilish (sves)larining ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent; yetti qovurg'ali ko'p bo'shliqli plitada

$$\varphi_f = 7 \cdot 0,75 \frac{(3h_f') \cdot h_f'}{b h_0} = 7 \cdot 0,75 \frac{3 \cdot 3,8 \cdot 3,8}{31,2 \cdot 19} = 0,385 < 0,5 \quad \varphi_n = 0,$$

Qamrab oluvchi zo'riqish bo'lmaganligi tufayli $\varphi_n = 0$,

$$B_b = \varphi_{b2} \times (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} h_0^2 = 2(1 + 0,385) 1,2 \cdot 0,9 \cdot 31,2 \cdot 19^2 (100) = 33,7 \times 10^5 \text{ Nsm}.$$

Hisoblangan qiya kesimda $Q_b = Q_{sw} = Q/2$, so'ngra,

$c = B_b / (0,5Q) = 33,7 \cdot 10^5 / (0,5 \cdot 35500) = 190 \text{ sm} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ sm}$, $c = 38 \text{ sm}$ deb qabul qilamiz, u holda $Q_b = B_b / c = 33,7 \cdot 10^5 / 38 = 0,89 \cdot 10^5 \text{ N} = 89 \text{ kN} > Q = 35,5 \text{ kN}$. Hisoblash bo'yicha ko'ndalang armatura talab qilinmaydi.

Ko'ndalang armaturalarning qo'yilishini konstruktiv shartlardan kelib chiqqan holda $s = h/2 = 22/2 = 11 \text{ sm}$, hamda $s \leq 15 \text{ sm}$ oraliq qadamda qo'yilishi taqozo etiladi.

Oraliq (prolet)ning 1/4 uzunlikdagi uchastkalarida joylashgan tayanchlardagi ko'ndalang sterjenlarning diametrini 6 mm, armaturaning klassi A-I deb belgilaymiz va ularni 10 sm oraliqlarda joylashtiramiz.

Panelning o'rta ya'ni 1/2 qismida karkasdagi bo'ylama sterjen (armatura)larni bog'lash maqsadida ko'ndalang armaturalar (sterjenlar)ni 0,5m oraliqda joylashtiriladi (1-v rasmga qarang). Agar pastki S-1 to'r (setka)ga ishchi bo'ylama sterjenlar kiritilsa, u holda tayanch oldi karkaslarni panelning 1/4 oraliqda qirqib qo'yish mumkin.

Misol - 2. Oldindan zo'riqtirilgan oval bo'shliqli panellarni hisoblash

Loyihalash uchun topshiriq. Tom yopma uchun (3.8-a, rasm) oldindan zo'riqtirilgan oval bo'shliqli panelni hisoblash va konstruktiv loyihalash (3.8-rasm). Tomning xususiy og'irligi 2-jadval bo'yicha qabul qilinadi. Vaqtinchalik ta'sir qiladigan me'yoriy yuk 4400 N/m², shu bilan birga shu jumladan muddatli ta'sir 2000 N/m² ni tashkil etadi. Ishonchlilik koeffitsiyenti $\gamma_n = 0,95$ ga teng qilib qabul qilinadi.

Panelni davriy profilli At-V klassdagi termik ishlov berilgan armatura sterjenlarini tayanchlarga tortib armaturalanadi; panel tokchasi Vr-I klassdagi to'rlar (setkalar) bilan armaturalanadi. Panel uchun V30 klassdagi beton qabul qilinadi. O'rtacha nisbiy namlik 40% yuqori bo'lishi lozim, koeffitsiyent $\gamma_{b2} = 0,9$.

Hisoblash. Hisoblash uchun zarur bo'lgan ma'lumotlar. (A.P.Mandrikov "Примеры расчёта железобетонных конструкций") V30 sinfdagi betoni uchun: $R_b = 17 \text{ MPa}$, $R_{b,ser} = 22 \text{ MPa}$, $R_{bt} = 1,2 \text{ MPa}$, $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ MPa}$, $E_b = 29000 \text{ MPa}$ (issiq bilan ishlov beriladigan og'ir beton uchun); oldindan zo'riqtiriladigan At-V klassli (sinfli) armatura uchun: $R_{sn} = 785$

MPa, $R_s = 680 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 545 \text{ MPa}$, $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ MPa}$; payvandlangan to'rlar (setkalar) va karkaslar uchun armatura Vr-I sinfdagi simlar (provolkalar) ko'ndalang armatura sifatida qo'llaniladi: $R_s = 360 \text{ MPa}$, $R_{sw} = 265 \text{ MPa}$, $E_s = 1,7 \cdot 10^5 \text{ MPa}$. Armatura formadagi (qolip)dagi tayanchlar – (ilgaklar)ga elektrotermik usul bilan tortiladi. Betonning qo'yilishi zo'riqtirilgan armaturaning kuchlanishi

$R_{bp} = 0,5$ mustahkamlikka yetganda amalga oshiriladi, bunda $B30 = 0,5 \cdot 30 = 15$ MPa klassli (sinfli) beton ishlatiladi. Qolipda tayyorlangan buyum bug‘latish yordamida qotiriladi.

Armaturaning oldindan zo‘riqishi $\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 471$ MPa qabul qilinadi. Qo‘yidagi shartning bajarilishini tekshiramiz:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{sn}; \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{sn};$$

elektrotermik usul bilan zo‘riqtirishda:

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + 360/l = 30 + 360/6,4 = 86 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 471 + 86 = 557 < R_{sn} = 785 \text{ MPa};$$

$$\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 471 - 86 = 385 > 0,3 \cdot 785 = 235,5 \text{ MPa},$$

ya’ni shart bajarilyapti.

Armaturaning oldindan zo‘riqishida ro‘y berishi mumkin bo‘lgan og‘ishni hisobga oladigan armatura tortilishining aniqlik koeffitsiyentini hisoblaymiz

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}$$

bu yerda

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{86}{471} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,137 \approx 0,14$$

n_p -ko‘ndalang kesimda zo‘riqtirilgan sterjenlar soni, $n_p = 4$ - qabul qilib, har bir qovurg‘aga bittadan joylashtiramiz; oldindan zo‘riqtirish yaxshi ta’sir qilganda

$$\gamma_{sp} = 1 - 0,14 = 0,86$$

yoriqlar hosil bo‘lishi bo‘yicha tekshirilganda plitaning yuqori (siqilgan) zonasida $\gamma_{sp} = 1 + 0,14 = 1,14$ bo‘ladi.

Tortilish aniqligini hisobga olgan holda oldindan zo‘riqtirilgan armatura $\sigma_{sp} = 0,86 \cdot 471 = 405$ MPa.

Yuklar va zo‘riqishlarni aniqlash. Panelning keltirilgan qalinligi $h_{red} = h_f + h'_f + h_c = 2,5 + 3,3 + 3 = 8,8$ sm, bu yerda h_f -pastki tokchanning qalinligi; h'_f -siqilgan zonadagi tokchanning qalinligi; $h'_f = h - h_f - b_1 = 220 - 25 - 0,95 \cdot 170 = 33$ mm; h_c -panelning o‘rta qismi kesimining keltirilgan qalinligi

$$h_c = (b'_f - 3b_1)(h - h_f - h'_f)/b'_f = (170 - 3 \cdot 0,95 \cdot 330)(220 - 25 - 33)/1170 = 30 \text{ mm}.$$

Panelning o'z og'irligi

$$g_1^n = h_{red} \rho(10) = 0,088 \cdot 2500(10) = 2200 \text{ N/m}^2;$$

hisobiy og'irligi

$$g_1 = 2200 \cdot 1,1 = 2420 \text{ N/m}^2.$$

Pol konstruksiyasining og'irligi 2-jadval bo'yicha qabul qilinadi; normativ (me'yoriy) – 1500 N/m², hisobiy – 1780 N/m².

Vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuk: qisqa muddatli normativ (me'yoriy) yuk 2400, qisqa muddatli hisoblangan yuk $2400 \cdot 1,3 = 3120$, uzoq muddatli normativ (me'yoriy) 2000, uzoq muddatli hisoblangan yuk $2000 \cdot 1,3 = 2600 \text{ N/m}^2$.

$\gamma_n = 0,95$ ga teng va panelning nominal (eng minimal) eni 1,2 m bo'lganda 1m uzunlikka ta'sir qiladigan yuk: doimiy ta'sir ko'rsatadigan normativ $g_1^n = (2200 + 1500) \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4220$; doimiy ta'sir ko'rsatadigan hisobiy yuk $q_1 = (2420 + 1780) \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 4800$; vaqtinchalik uzoq muddatli normativ (me'yoriy) $p_{ld}^n = 2000 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2280$; xuddi shunday hisobiy $p_{ld} = 2600 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2960$; qisqa muddatli normativ (me'yoriy) $p_{cr}^n = 2400 \cdot 1,2 \cdot 0,95 = 2740$; xuddi shunday hisoblangan $p_{cd} = 3120 \cdot 0,95 \cdot 1,2 = 3560 \text{ N/m}$.

Barcha normativ (me'yoriy) yuklarning hisobiy eguvchi momenti ($\gamma_f = 1$):

$$M_n = q_1^n l_0^2 / 8 = 8840 \cdot 6,25^2 / 8 = 43500 \text{ Nm} = 43,5 \text{ kNm}$$

bu yerda $q_n = q_1^n + q_{ld}^n + p_{cd}^n = 4220 + 2280 + 2340 = 8840 \text{ N/m}$.

Doimiy va uzoq muddatli yuklardan hosil bo'ladigan hisobiy eguvchi moment $\gamma_f = 1$ bo'lganda

$$M_{ld} = q_{ld}^n R_0^2 / 8 = 6500 \cdot 6,25^2 / 8 = 32000 \text{ Nm} = 32 \text{ kNm},$$

bu yerda $q_{ld}^n = q_1^n + p_{ld}^n = 4220 + 2280 = 6500 \text{ N/m}$.

($\gamma_f = 1$) bo'lganda qisqa muddatli yuklardan hosil bo'ladigan eguvchi moment

$$M_{cd} = p_{cd}^n l_0^2 / 8 = 2740 \cdot 6,25^2 / 8 = 13500 \text{ Nm} = 13,5 \text{ kNm}$$

To'liq hisoblangan yuklar ta'siridan hosil bo'ladigan qirquvchi kuch

$$Q = q l_0 / 2 = 11320 \cdot 6,25 / 2 = 35300 \text{ N}.$$

Bo‘ylama o‘qqa normal joylashgan kesim bo‘yicha panelning mustahkamligini hisoblash. Bo‘ylama armaturani hisoblashni elementning bo‘ylama o‘qiga normal joylashgan tavrli kesimning mustahkamligini ta’minlash shartidan kelib chiqqan holda bajaramiz. Oval bo‘shliqli panelning ko‘ndalang kesimi qo‘sh-tavrli kesimga keltirilgan (1-b, rasmga qarang): bunda oval shaklidagi teshiklar to‘g‘ri burchakli to‘rtburchakli teshiklar bilan almashtirilgan $b'_1 \cdot h'_1 = 0,95b_1 \cdot 0,95h_1$ elementning siqilgan zonasidagi tokcha kesimining mustahkamligi hisoblanayotganda hisobga olinmaydi, shu sababli bu zona 1-b, rasmda punktir chiziqlar orqali ko‘rsatilgan. Tokchalarning qalinligi yuqorida aniqlandi: siqilgan zonada $h'_f = 3,3$ sm, cho‘zilgan zonada $h_f = 2,5$ sm; qovurg‘aning enining yig‘indisi $b = 21,6$ sm.

Kesimning hisoblangan balandligi $h_0 = h - a = 22 - 3 = 19$ sm. Tokchada neytral o‘qning joylashishini xarakterlaydigan shart bo‘yicha tavrli kesim uchun hisoblash orqali topamiz:

$$M \leq R_b \gamma_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f);$$

$$M = 55,3 \cdot 10^5 < 17(100)0,9 \cdot 117 \cdot 3,3(19 - 0,5 \cdot 3,3) = 102 \cdot 10^5 \text{ Nsm};$$

shart qoniqtirilyapti, neytral o‘q tokchaning ichidan o‘tadi. Hisoblashlarni bajaramiz:

$$A_0 = \frac{M}{b'_f h_0^2 R_b \gamma_{b2}} = \frac{5530000}{117 \cdot 19^2 \cdot 17 \cdot 0,9(100)} = 0,086$$

$A_0 = 0,086$ bo‘lganda 1-jadvaldan $\eta = 0,954$ va $\xi = 0,091$ ni topamiz.

Kesimning siqilgan zonasining xarakteristikasini $w = \alpha - 0,008R_b$ bo‘yicha hisoblaymiz

$$w = 0,85 - 0,008R_b \gamma_{b2} = 0,85 - 0,008 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,73.$$

Siqilgan zonaning chegaraviy balandligini qo‘yidagi formula bo‘yicha hisoblaymiz:

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)}$$

$$\xi_R = \frac{w}{1 + \frac{\sigma_{s1}}{500} \left(1 - \frac{w}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{780}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,48$$

bu yerda $\sigma_{s1} = R_s + 400 - \sigma_{sp} = 680 + 400 - 300 = 780$ MPa; $\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 400 \approx 300$ MPa – hamma yo‘qotishlarni hisobga olgan holda armaturaning oldindan kuchlanganligi,

(0,75 koefitsiyent shartli ravishda qabul qilingan, kuchlanishning yo'qolishini hisoblash qo'yida keltirilgan).

Armatura ishlash shart-sharoitining koefitsiyenti γ_{s6} oquvchanlik shartli chegaradan yuqori bo'lganda armaturaning qarshiligini hisobga oladi va qo'yida ko'rsatilgan formula (27) bo'yicha hisoblanadi UzRST 2.03.01-84

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

bu yerda A-Vklassli armatura uchun $\eta = 1,15$ ga teng;

$$\gamma_{s6} = 1,15 - (1,15 - 1)(2 \cdot 0,091 / 0,48 - 1) = 1,24 > \eta = 1,15 \quad \gamma_{s6} = \eta = 1,15 \text{ ni qabul qilamiz.}$$

Bo'ylama armatura kesimining yuzasi

$$A_s = M / \eta h_0 R_s \gamma_{s6} = 5530000 / 0,954 \cdot 19 \cdot 680(100) \cdot 1,15 = 3,92 \text{ sm}^2.$$

4Ø12 At- V, $A_s = 4,52 \text{ sm}^2$ ni qabul qilamiz.

Qiya kesimning mustahkamligini hisoblash. $Q = 35,3 \text{ kN}$. Qiya chiziq bo'yicha qiya yoriqlar orasidagi mustahkamlik shartini tekshiramiz (2.28), (A.P.Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций»), $\varphi_{f1} = 1$ ga teng deb (hisoblangan yoki hisobiy ko'ndalang armaturasiz) hisoblaymiz

$$Q = 35300 \leq 0,3 \varphi_{w1} \varphi_{b1} R_b \gamma_{b2} b h_0,$$

bu yerda

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b \gamma_{b2} = 1 - 0,01 \cdot 17 \cdot 0,9 = 0,85;$$

$$Q = 35300 \text{ N} < 0,3 \cdot 1 \cdot 0,85 \cdot 17 \cdot 0,9(100) 21,6 \cdot 19 = 161000 \text{ N,}$$

Shart qoniqtirilyapti, panel ko'ndalang kesimining o'lchamlari yetarlidir.

Hisobiy qiya kesimning bo'ylama o'qdagi proyeksiyasi s ni hisoblaymiz. Siqilgan tokchalar chiqiqlarning (sves) ta'siri (to'rtta qovurg'a bo'lgan hol uchun):

$$\varphi_f = 4 \frac{0,75(3h'_f)h'_f}{bh_0} = 4 \frac{0,75 \cdot 3 \cdot 3,3 \cdot 3,3}{21,6 \cdot 19} = 0,24 < 0,5.$$

Bo'ylama zo'riqish siquvchi kuchlarining ta'siri

$$N \approx P = A_s \sigma_{sp} = 4,52 \cdot 300(100) = 135600 \text{ N} = 135,6 \text{ kN:}$$

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} \gamma_{b2} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 135600}{1,2(100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19} = 0,3 < 0,5$$

Hisoblaymiz $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,25 + 0,3 = 1,55 > 1,5$ qabul qilamiz 1,5:

$$B_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} \gamma_{b2} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,2 (100) 0,9 \cdot 21,6 \cdot 19^2 = 25,2 \cdot 10^5 \text{ Nsm.}$$

Hisobiy qiya kesimda $Q_b = Q_{sw} = Q/2$ bo'ladi, u holda $c = B_b / 0,5Q = 25,2 \cdot 10^5 / 0,5 \cdot 35300 = 143 \text{ sm} > 2h_0 = 2 \cdot 19 = 38 \text{ sm}$, $c = 2h_0 = 38 \text{ sm}$ qabul qilamiz. Bunday holda $Q_b = B_b / c = 25,2 \cdot 10^5 / 38 = 66,3 \cdot 10^3 = 66,3 \text{ kN}$, bu qiymat $Q = 35,3 \text{ kN}$ dan katta, shu sababli bajarilgan hisoblashlar bo'yicha ko'ndalang armatura talab qilinmaydi.

Konstruktiv nuqtai nazardan qovurg'alardagi karkaslar uchun (ko'ndalang armaturalar sifatida) Vr-I klassli Ø5 diametrli sterjenlarning qo'yilishini aniqlaymiz. Konstruktiv talablar bo'yicha $h \leq 450 \text{ mm}$ bo'lganda tayanch oldidagi uchastkalarda $l_1 = l_0 / 4 = 625 / 4 = 154 \text{ sm}$ sterjenlar (ko'ndalang armaturalar)ning qadami $s = h / 2 = 22 / 2 = 11 \text{ sm}$ va $s \leq 15 \text{ sm}$ shart bajarilganligi tufayli $s = 10 \text{ sm}$ deb qabul qilamiz.

Panel yarmining o'rtadagi qismiga ko'ndalang sterjenlar qo'ymasa ham bo'ladi, ularni tayanch oldi uchastkalariga qo'yish bilan kifoyalansa bo'ladi. Konstruktiv nuqtai-nazar (fikir mulohazalar)dan kelib chiqqan holda karkaslarning yuqori qismida joylashgan $k=1$ to'rlar (setkalar)ning bir maromda turishini ta'minlash (fiksatsiyalash) maqsadida panelning butun uzunligi bo'yicha tayanch oldi uchastkalarida ko'ndalang sterjenlarning $s=100 \text{ mm}$ qadam bilan, panelning o'rta qismiga esa ko'ndalang sterjenlarning $s=200 \text{ mm}$ qadamda qo'yilishini loyihalashtirish mumkin (1-a, rasmga qarang).

Panel tokchalarining mahalliy (o'z joyida ta'sir qiluvchi) yuklar ta'siriga bo'lgan mustahkamligini ta'minlash uchun kesimning yuqori va pastki zonalaridagi teshiklar atrofida panelning S-1 va S-2 markadagi to'rlar (setkalar)ning qo'yilishi ko'zda tutilishi lozim (3Vr-I-200)/(3Vr-I-200), $A_s = 0,36 \text{ sm}^2/\text{m}$.

NAZORAT SAVOLLARI

1. Egiluvchi elementlarining turlarini ayting va talablarini sanab o'ting, konstruksiyalarga ularni konstruksiyalashdagi talablari.
2. To'sinda ko'ndalang armaturani belgilang.
3. Plitada armatura setkalarini joylashishi prinseplari.
4. Yakka armatura bilan egiluvchan to'g'riburchakli hisoblash usullari.
5. Ikki chegaraviy xolatni hisoblashda qanday tavsifnoma qo'llaniladi?
6. Yakka armatura bilan normal kesim egiluvchi temir-beton elementlari tartibini keltiring.
7. Ikki armaturali normal kesim hisob tartibini keltiring, sanab o'ting.
8. Normal kesimli egiluvchi ikki armaturali temir-beton elementlarini keltiring.
9. Tavrli kesimdan to'g'riburchakli kesimning farqi.
10. Tavr kesimni hisobi tokchanning eniga qanday belgilanadi?
11. Tavr kesimning ikki asosiy hisob xolatini ayting.
12. Tavr kesim hisobini ketma-ketligini keltiring.

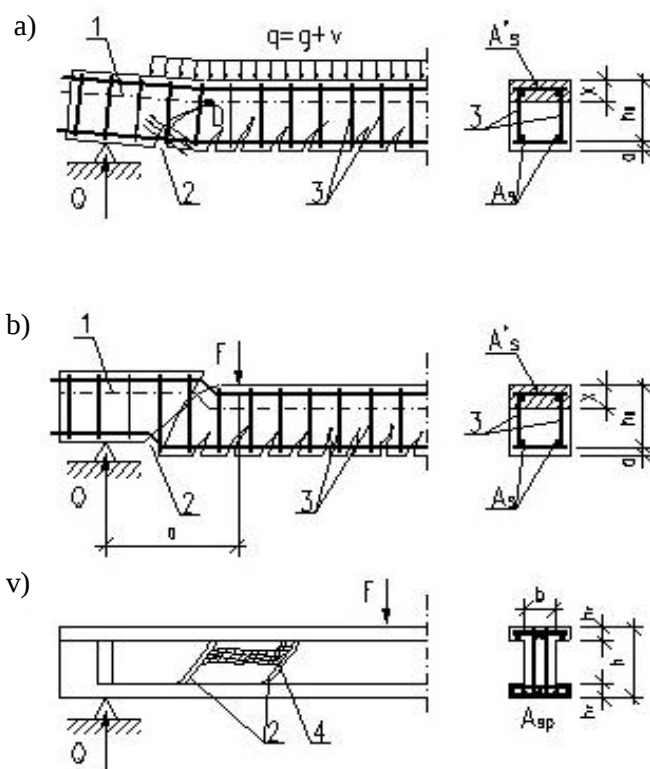
IV-Bob. Qiya kesim bo'yicha egiluvchan elementlarning mustahkamligini hisoblash.

4.1. Qiya kesimning ko'ndalang kuch ta'siriga mustahkamligi.

Egiluvchi elementlarda tashqi yuk ta'siridan tayanchga yaqin qiya yoriqlar paydo bo'ladi. (rasm 4.1.). Bu eguvchi momentning ko'ndalang kuch bilan birgalikdagi ta'siridan yuzaga keladi. Qiya yoriqlarning paydo bo'lishi natijasida siqilgan zonadagi beton va armatura bilan birlashgan qiya yoriqni kesishuvchi to'sin qismlarga bo'linadi. Egiluvchi elementning qiya kesim bo'yicha buzilishi uch xolatda bo'lishi mumkin.

1. Eguvchi moment ta'siridan asosiy cho'zuvchi $R_{bt,ser}$ kuchlanish betonning o'q bo'yicha cho'zuvchi beton qarshiligini yengadi, oqibatda cho'zilgan zonada maksimal ochilgan qiya yoriqlar hosil bo'ladi. Cho'zilgan zonada beton ishdan to'xtaydi va kuchlarni bo'ylama armaturalar qabul qiladi. Umumiy sharnirning atrofida siqilgan kesim zonasida joylashgan "D" nuqtasi to'sinning ikkala qismida ikki tomonlama burilish ro'y beradi.

Yoriq rivojlangan sari armatura parchalana boshlaydi yoki bo'shroq ankerlangan bo'lsa sug'uriladi. Kesimning siqilgan zonasi balandligi bo'yicha qisqaradi va buziladi. (4.1-rasm. a.).



4.1-rasm. Egiluvchi elementlarning qiya kesim bo'yicha buzilish sxemasi.
 a – egiluvchi moment ta'sirida; b – ko'ndalang kuchni ta'sirida; v – qiya yoriqlar orasida siqilganda betonlar ta'sirida; 1 – nol xolat; 2 – qiya yoriqlar; 3 – xomutlar; 4 – siqilishdan buzilgan devorning yo'li.

2. Mustahkamligi yetarli va yaxshi ankerlangan ishchi armatura bo'lganda betonning buzilishi yoriqlar ustidagi bo'ylama armaturaning oquvchanlik chegarasiga yetgunga qadar ro'y beradi. (4.1-rasm. b.). Bunda kuchlanish xomutlar va qayrilgan sterjenlarda ham oquvchanlik chegarasiga yetadi.

3. Egiluvchi elementlarning kichik kenglikdagi kesimda (tavr, ikkitavr, karobka kesimli) ular ko'ndalang kuch ta'siridagi zonada beton devorlarining qiya yoriqlar orasida asosiy siquvchi kuchlanishdan parchalanishi mumkin. (4.1-rasm. v). Egiluvchi moment ta'siridan, qiya kesim mustahkamligi yetarli bo'lmaganda, buzilish birinchi xolat bo'yicha, ko'ndalang kuchlar ta'sirida esa ikkinchi xolat bo'yicha ro'y beradi. Ko'rib chiqilgan buzilish xolatlaridan mustahkamlikning ikki sharti, ichki va tashqi kuchlarning chegaraviy xolatida turli qiya kesim muvozanatini ta'minlash kerak bo'ladi. Egiluvchi elementlarning qiya kesimda buzilishi egiluvchi moment M va ko'ndalang kuch Q ning birgalikdagi ta'siri oqibatidan bo'ladi, shuning uchun loyihalashda beton devorlari chizig'ida to'sinlarning qiya yoriqlar orasida, ko'ndalang kuch va egiluvchi moment ta'sirini alohida hisoblanadi.

4.2. Ko'ndalang kuch ta'siriga qiya kesim mustahkamligini hisoblash.

Tashqi va ichki kuch ta'siri ostidagi tayanch oldi temirbeton elementi qismining muvozanati qoidasidan ko'ndalang kuch ta'siriga qiya kesim mustahkamligi sharti keltirib chiqiladi. Agar tashqi yuk ta'siridan ko'ndalang kuch ichki ko'ndalang kuchlardan kam bo'lsa qiya kesim mustahkamligi ta'minlangan hisoblanadi:

$$Q \leq Q_{sw} + Q_{s,inc} + Q_b, \quad (4.1)$$

Q -tashqi ta'sir qiluvchi hamma ko'ndalang kuchlar yig'indisi;

Q_{sw} va $Q_{s,inc}$ - xomut va bukilgan sterjenlar qabul qiluvchi, hamma ko'ndalang kuchlar yig'indisi;

Q_b - qiya kesimda siqiluvchi zonadagi beton qabul qiluvchi ko'ndalang kuch.

Qiya yoriqlar hosil bo'lganda beton ikki o'qli kuchlanish (siqilish-cho'zilish) xolatida bo'ladi va uning mustahkamligi bunday xolatda pasayadi. Qiya yoriqlar orasidagi siqilish tizimi bo'yicha betonning ezilishini bartaraf etish uchun ko'ndalang kuchlarning chegaraviy qiymati sharoitini tekshirish kerak:

$$Q \leq Q_{u2} = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \quad (4.2)$$

bu yerda,

φ_{w1} - ko'ndalang armaturaning ta'sirini e'tiborga oluvchi koeffitsiyent, $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu$ - element o'qiga normal xomutlarda.

$\alpha = \frac{E_s}{E_b}$; $\mu_w = \frac{A_{sw}}{b_s}$; *bu yerda* E_s, E_b - armatura va betonning bo'slanqich elastiklik moduli;

A_{sw} -to'sinning bir kesimda joylashgan ko'ndalang armaturalarning (xomutlar) kesim yuzasi; s-xomutlar oralig'i; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b$, bu yerda $\beta=0,01$ og'ir, mayda donli va uyali betonlar uchun; $\beta=0,02$ -yengil betonlar uchun.

Agar, shart (4.2) bajarilmasa, kesim o'lchovlarini yoki beton sinfini oshirish zarur bo'ladi. Qiya yoriqlar orasidagi beton mustahkamligi ta'minlangan holatda (4.2), egilgan armatura va beton bilan qabul qilinadigan ko'ndalang kuch Q ni aniqlash mumkin bo'ladi (mustahkamlikni tekshirish). To'sin o'qi proyeksiyasi uzunligida eng xavfli kesim uchun xisob qilinadi va quyidagi shart orqali aniqlanadi:

$$Q_{sw} + Q_b \rightarrow \min \quad (4.3)$$

Bu shart $Q_{sw} = Q_b$ bo'lganda erishiladi, qachonki beton va ko'ndalang armatura orasida tashqi ko'ndalang kuch Q teng taqsimlansa

$$Q_{sw} = \frac{Q}{2} \text{ va } Q_b = Q/2.$$

Q_{sw} , $Q_{s,inc}$, Q_b qiymatlarini aniqlash uchun betondagi kuchlanish chegaraviy xolatda, ko'ndalang va qiya armaturada o'zlarini chegaraviy ko'rsatgichlariga yetdi deb qabul qilinadi. Bunda, xomutlar va ko'ndalang sterjenlar uchun elementning bo'ylama o'qiga perpendikular bo'lib, ular bilan qabul qilinadigan ko'ndalang kuch.

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}, \quad (4.4)$$

yoki

$$Q_{sw} = q_{sw} c, \quad (4.5)$$

A_{sw} -bir yuzalikda xomutlar kesimi yuzasi, element o'qiga normal bo'lganda, $A_{sw} = n A_{sw1}$

bu yerda, n -ko'rsatilgan yuzalikdagi element kengligi bo'yicha xomutlar soni,

A_{w1} -bitta xomutning kesim yuzasi;

s-elementning bo'ylama o'qidagi qiya kesim proyeksiyasi uzunligi;

q_{sw} – uzunlik birligidagi xomutlar qabul qiluvchi kuchlar:

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / S \quad (4.6)$$

bu yerda:

s-xomut oralig'i.

Qiya yoriq ustidan qabul qiluvchi beton ko'ndalang kuchini emperik formula bilan aniqlanadi:

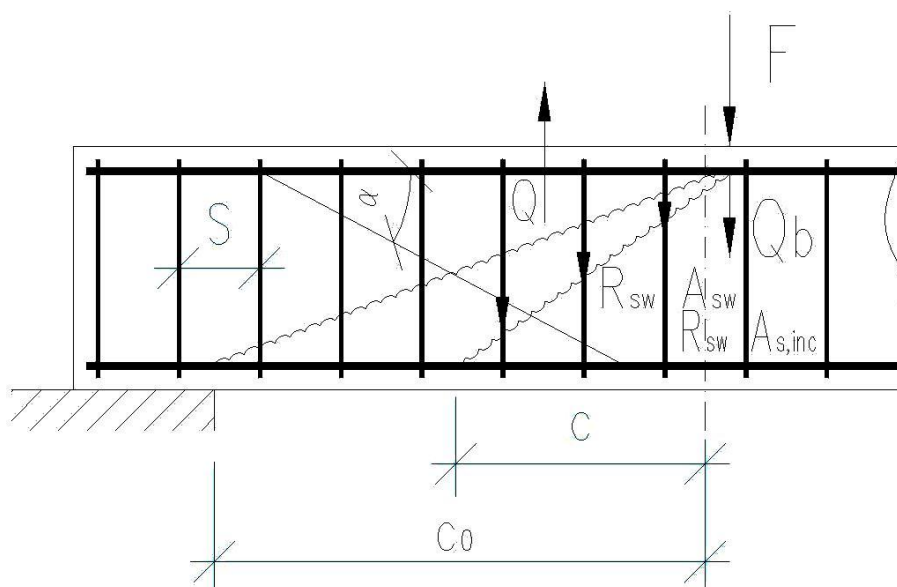
$$Q_b = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_n \varphi_l) R_{bt} b h_0^2] / c, \quad (4.7)$$

bu yerda: φ_{b2} -beton turini e'tiborga oladigan koeffitsiyent; 2ga teng deb og'ir beton uchun; 1,7-maydadonli beton uchun; 1,9-yengil betonning zichlik markasi bo'yicha, $\geq$ yoki $\leq D 1900$; 1,75 va 1,5- $D 1800 \leq$, zich, g'ovak qumda; s-element bo'ylama o'qining qiya kesim proyeksiyasi uzunligi. (rasm. 4.2);

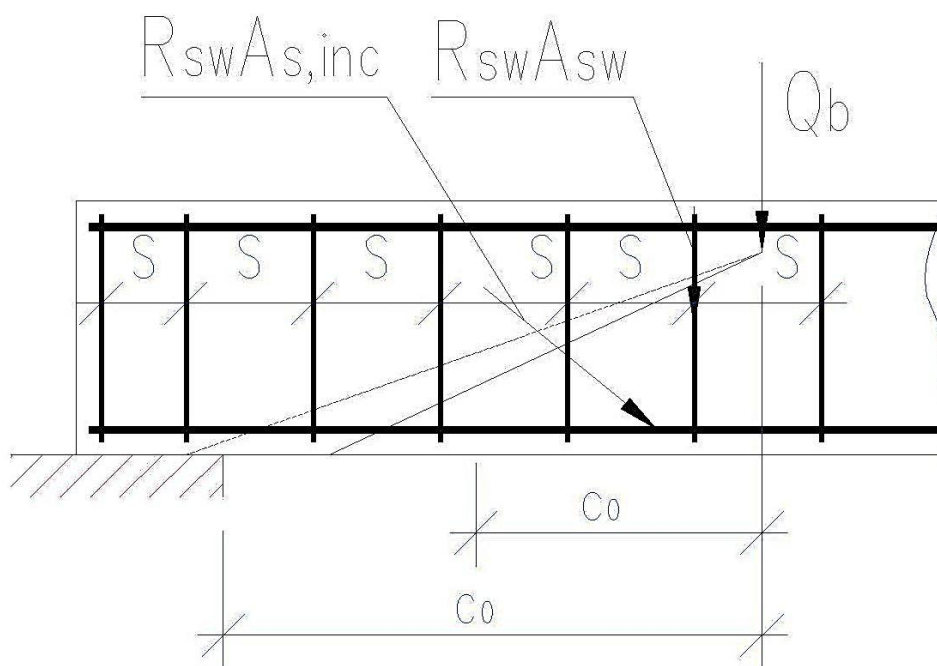
$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt}bh_0} \geq 0,5$ -oldindan zo'riqtirilgan armaturadagi bo'ylama kuch N ta'sirini e'tiborga oluvchi koeffitsiyent. Oldindan zo'riqtirilmagan egiluvchi elementlardakoeffitsiyent $\varphi_n = 0$ deb qabul qilinadi. $1 + \varphi_n + \gamma_k$ koeffitsiyent 1,5dan oshiq olinmaydi.

Qiya kesimning ko'ndalang kuchlar Q ga ta'sirini hisoblash mohiyati qiya kesimda beton va bo'ylama armaturalarning yetarligini tekshiruvga, zarur ko'ndalang kesim yuzasini aniqlashga va xomutlarni to'g'ri joylashtirishga olib keladi.

Xomutlar va egilgan armaturalardagi kuchlar c_0 uzunligida $2h_0$ dan ko'p bo'lmagan va c dan ko'p bo'lmaganda hisobga olinadi. (4.3-rasm).



4.2-rasm. Qiya kesim bo'yicha egiluvchi elementlarning hisobiga.



4.3-rasm. Qiya kesimdagi s ning hisobiy uzunligi hisoblash uchunelementlarning hisobiga.

Xavfli qiya yoriq s_0 proyeksiyasi uzunligi, 4.3 shartiga mos bo'lganda, ya'ni $Q_{sw}=Q_b$ tenglik (4.5) va (4.7) ifodani hisobga olib quyidagi ko'rinishga keladi:

$$q_{sw}c_0 = [\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2]/c,$$

bundan: (4.8)

$$c_0 = \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2/q_{sw}}$$

Berilgan tashqi kuch Q ga mos keladigan armatura ko'ndalang kesimi o'lchamlarini tanlash uchun, eng xavfli qiya yoriqlarni s_0 uzunligi proyeksiyasini aniqlash zarur. Uni q_{sw} qiymati orqali hisoblanadi, xuddi shunday noma'lum qiymat yordami bilan. Bu masalani yechish uchun q_{sw} ni Q ning ma'lum qiymati orqali belgilash zarurdir. Eng xavfli qiya yoriqlar $Q_{sw}=Q/2$ ni hisobga olib, (4.5) va (4.8) ga muvofiq $s=s_0$ deb hisoblab

$$\begin{aligned} Q/2 = Q_{sw} &= q_{sw}c = q_{sw}\sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2/q_{sw}} = \\ &= \sqrt{\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2/q_{sw}}, \end{aligned}$$

$$q_{sw} = (Q/2)^2/[\varphi_{b2}(1 + \varphi_n + \varphi_f)R_{bt}bh_0^2] \quad (4.9)$$

bu yerda,

Qiya kesim mustahkamligini hisoblashning ketma-ketligi va egiluvchan elementlardagi ko'ndalang armatura hisobi blok-sxemasi (4.4-rasm va 4.5) keltirilgan.

Doimiy balandlikdagi egiluvchan elementlar qiya kesimidagi jamlanma kuch bilan yuklangan va armaturalangan ko'ndalang armatura bilan (bukilmagan) ko'ndalang kuch ta'siriga mustahkamligini tekshirishda 8 p ga chiqilganda (4.4-rasm.) kesim mustahkamligini ko'ndalang kuch Q qiya yoriqlar orasidagi qiya tizim mustahkamligi ta'minlanmagan bo'ladi. Bunday xolatda, kesim o'lchovlari $b, h(\uparrow b \times h)$ ni oshirish zarur yoki beton sinfini oshirish ($\uparrow V$) kerakligini bildiradi.

Kesim mustahkamligi Q ni ta'siri qiya yoriqlar bo'yicha ta'minlanmaganligini bildiradi. Bunday xollarda kesim o'lchovlarini ($\uparrow b \times h$), beton sinfini ($\uparrow V$) oshirish yoki ko'ndalang armaturalash parametrlarini o'zgartirish ($\uparrow R_{sw}, \bar{e}_{ku} \rightarrow R_{sw}, \bar{e}_{ku} \downarrow S$) zarurligini bildiradi. 13. p ga chiqish kesim mustahkamligi ta'minlanganligini bildiradi. Jamlangan kuch bilan yuklangan doimiy balandlikdagi egiluvchan elementlardagi ko'ndalang armaturalarni hisoblashni ko'ndalang kesimlarning ko'ndalang kuch ta'siriga mustahkamligi shartidan blok-sxemaga (4.5-rasm) mos o'tkazish kerak.

Kombinatsiyalangan ko'ndalang armaturalanganda (bukmalar, xomutlar) qiya kesim mustahkamligini hisoblash

Katta ko'ndalang kuch ta'siri zonasida, qachon $Q > Q_{sw} + Q_b$ bo'lsa, to'sinlarni kuchlantirish uchun bukilgan armaturalar ko'llaniladi, ishchi armaturalarining ma'lum qismi cho'zilgan zonadan siqilgan zonaga o'zgartiladi (4.6-rasm). Bunday xolatda mustahkamlik shartini xisobga olib (4.1.) bir qiya yuzalikdagi zarur bo'lgan bukilma armatura kesim yuzasini aniqlash uchun bog'liqlikni olamiz:

$$A_{s,inc} = [Q - (Q_b - Q_{sw})] / (R_{sw} \sin \alpha) \quad (4.10.)$$

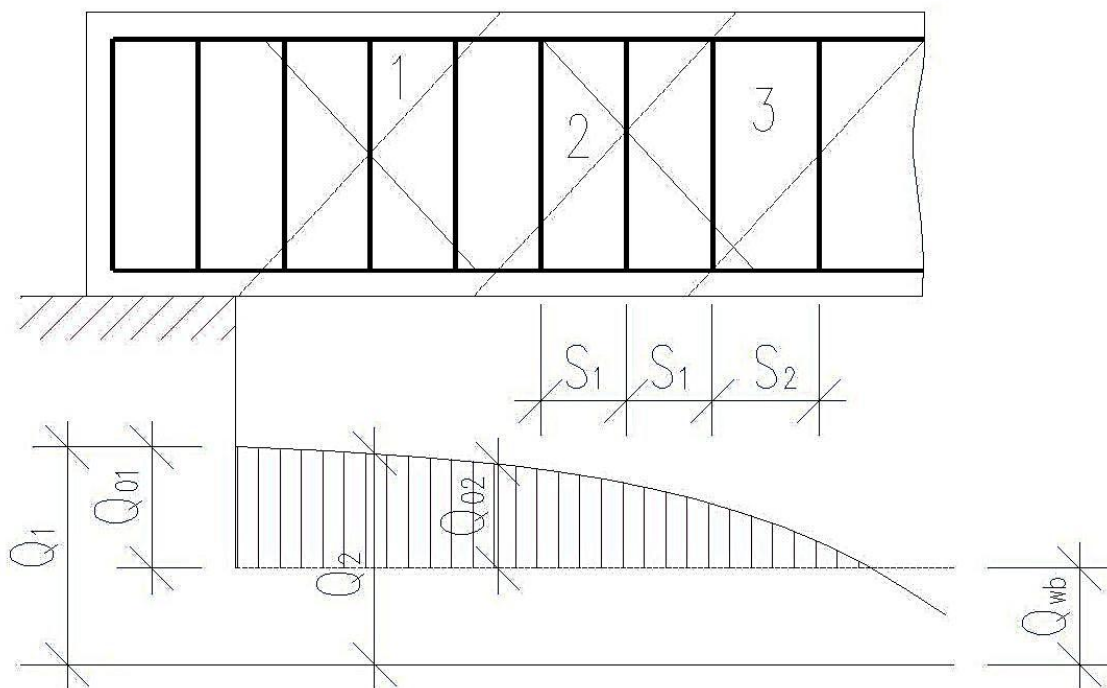
Ko'ndalang kuch bo'yicha hisoblashni qiya kesim uchun olib borish kerak, quyidagi nuqtalarda o'tuvchi: 1-tayanch chegarasi; 2-cho'zilgan zonada bukilma joylashtirishning boshlanishi; 3-xomutlar oralig'ining o'zgarishi nuqtasi (4.6-rasm) bunga mos Q kattaligi (4.10.) formulada har bir kelgusi yuzalikda ko'ndalang kuch Q ga teng deb qabul qilinadi.

Bukilma sterjenlar 10 d radius bilan yoy bo'yicha bajariladi, bukilgan sterjenlarning oxirida to'g'ri uchastkalar xosil qilish kerak bo'ladi, ularning uzunligi cho'zilgan zonada 20 d dan va siqilgan zonada 10 d dan kam bo'lmasligi kerak. Cho'ziluvchan zonada bukilmaning boshlanishi normal kesimdan saqlanmog'i kerak, bukiladigan sterjendan xisob bo'yicha foydalaniladi, ya'ni, 0,5 h_0 dan kam bo'lmasligi, bukilmaning oxiri esa normal kesimdan yaqin bo'lmasligi, bukilma xisob bo'yicha talab qilinmaydi. Ikki qushni xomutlar orasida yoriqlar xosil bo'lish imkonini yo'q qilishi uchun, ta'sir qiluvchi ko'ndalang kuch ta'sirini

faqat beton qabul qilishi kerak. Bunday xolatda (4.7.) sharti quyidagi ko‘rinishni oladi:

$C = \varphi_{b2} \left(1 + \varphi_f + \varphi_n \right) \frac{R_{bt} R h_0^2}{Q} C = S_{deb}$ qabul qilib, xomutlarni o‘rnatayotgandagi noaniqlikni xisobga olivchi ko‘yefitsent 0.7 ishlatiladi va quydagicha bo‘ladi

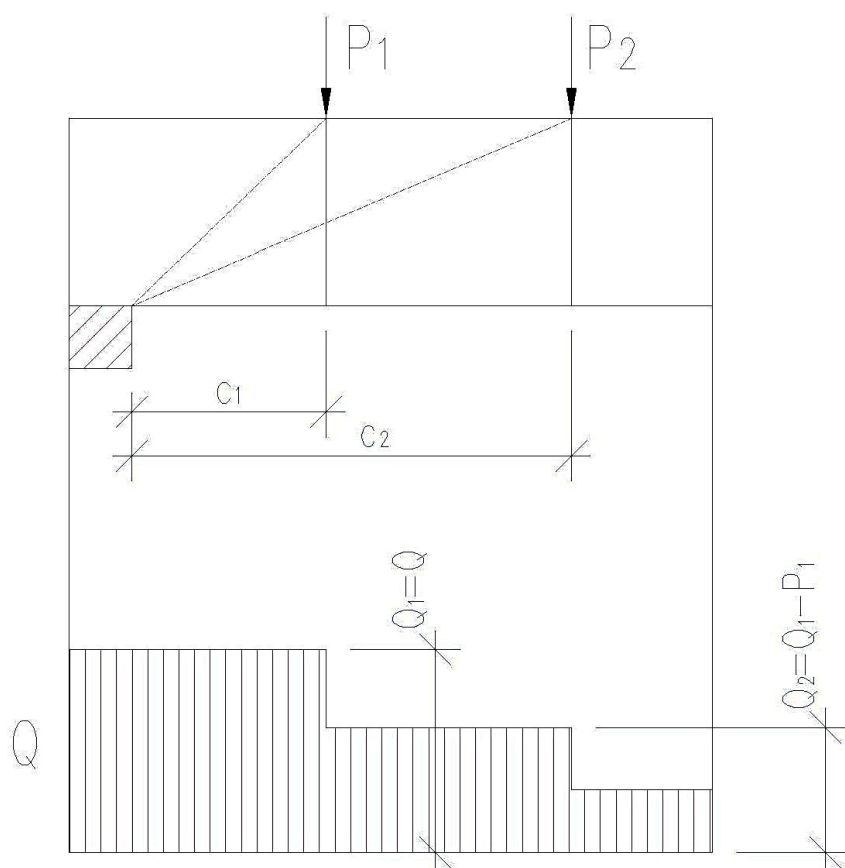
$$S_{\max} = [0,78 \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2] / Q_{ni} \text{ xosil qilamiz (4.11.)}$$



4.4-rasm. Xomutlar va bukilmalar bilan armaturalanganda ko‘ndalang kuchni hisoblashda eng xavfli kesimni joylashishi.

1-tayanch chegarasidan o‘tuvchi kesim. 2-cho‘zilgan zonada bukilma boshlanishining joylashishi orqali tayanch chegarasidan o‘tuvchi kesim;

3-xuddi shunday, ko‘ndalang sterjenlar (xomutlar) orasidagi masofani o‘zgarish nuqtasi orqali.



4.5-rasm. Ko‘ndalang armaturasiz elementlarda kesimning juda xavfli joylashganligi sxemasi.

R_1, R_2 – jamlangan kuch yo‘naltirilgan nuqta;

1 va 2 – ko‘ndalang kuchlar Q_1 va Q_2 ,

S_1 va S_2 - shu kesimlarni element o‘qidagi proyeksiyasi uzunligi.

Ko‘ndalang armaturasiz elementlarni hisoblash

Yaxlit plita, to‘sin va qovurg‘alarda, shuningdek serqovurg‘ali balandligi 300 mm gachan yig‘ma plitalarda ko‘ndalang armaturalar o‘rnatilmaydi. Ko‘ndalang armaturasiz qiya kesim mustaxkamligini hisoblashni tayanch chegarasida olib boriladi, ya‘ni ko‘ndalang kuch maksimal qiymatga esa bo‘lgan joyda tajribalardan ma‘lumki, mustaxkamlikni ta‘minlash uchun quyidagi shartga rioya qilinishi kerak:

$$Q \leq Q_{bt} = [\varphi_{b4}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2] / c, \quad (4.12.)$$

Q – qiya kesimga ta‘sir qiluvchi ko‘ndalang kuch va quyidagicha qabul qilinadi,

$$2,5 R_{bt} b h_0 \geq Q > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0;$$

φ_{b4} – koeffitsiyent, og‘ir betonlar uchun - 1,5deb qabul qilinadi; mayda donli betonlar uchun – 1,2; yengil betonlar uchun - 1,2; D1800 va undan kam bo‘lgan betonlar uchun – 1,0;

Q_{b1} –chegaraviy ko‘ndalang kuch qabul qiluvchi kuch;

s – tayanch orqali o‘tuvchi qiya kesim proyeksiyasi uzunligi va $2,5 h_0=(\varphi_{b4}/\varphi_{b3})h_0$ deb qabul qilinadi.

4.3. Qiya kesim mustaxkamligagaeguvchi moment ta’sirinixisoblash.

Qiya kesimga eguvchi moment ta’sirinihisoblashdanmaqsad berilgan miqdorli armaturalar bo‘lganda, oldingi hisoblashda ko‘rsatilgandek mustahkamligini aniqlanadi.Eguvchi moment bo‘yicha qiya kesim mustahkamligi sharti ta’sir qiluvchimomentlar yig‘indisi ($M=0$)teng deb qabul qilinadi,

$$\text{ya'ni } M=M_s+M_{sw}+S_{s,inc} \quad (4.13).$$

bu yerda M – xamma tashqi kuchlar momenti, ko‘rilayotgan kiya kesimning bir tomoniga joylashgan bo‘lib, M_s , M_{sw} , $M_{s,inc}$ –eslatib o‘tilgan nuqtalarga nisbatan, bo‘ylama armaturaga,xomutlarga va bukilgan sterjenlardagi momentlar yig‘indisiga teng.

Agar konstruktiv talablar bajarilsa, egilishda qiya kesim bo‘yicha konstruksiya mustaxkamligi ta’minlangan bo‘lsa (bo‘ylama sterjenli armaturani ishonchli ankerovkalangan, bo‘ylama cho‘zilgan armaturani tayanchga qadar olib borilgan bo‘lsa), doimiy yoki silliq o‘zgaruvchan balandlikdagi kesimlar egiluvchan element qiya kesimi uchun hisoblash qilinmaydi. Bunday xolatda, qiya kesim mustaxkamligi eguvchi moment bo‘yicha ta’minlangan bo‘ladi va quyidagicha ifodalanadi: $M \leq M_s$.

Armatura sterjenlari oxirida ankerlar bo‘lmasa, hisob olib borilmaydi, agar qiya kesim bo‘ylama armaturani ankerlash zonasidan tashqarida kesib o‘tsa, ya’ni $l_x > l_{an}$, bu yerda l_x - armatura oxiridan bo‘ylama armaturaning qiya kesimni kesib o‘tgan nuqtasigachan bo‘lgan masofa. Ankerlash zonasining uzunligini l_{an} – qo‘yidagi formula bilan aniqlanadi:

$$l_{an}=(\omega_{an}R_s/R_b+\Delta\lambda_{an})d \geq \lambda_{an}d, \quad (4.14).$$

cho‘zilgan zo‘riqtirilmagan armaturalar uchun, $\omega_{an}=0,7$; $\Delta\lambda_{an}=20$; $l_{an}=250\text{mm}$ deb qabul qilinadi.

Agar, bo‘ylama sterjen yetarli ankerlanmagan bo‘lsa, maxsus konstruktiv o‘zgartirishlar amalga oshiriladi. Sterjen oxirlariga ankerlaydigan shaybalar, plastinalar, burchakli temir parchalar qiya armaturani ankerlash zonasida o‘rnatiladi. Egiluvchi elementlarni armaturalashda metallni tejash uchun bo‘ylama armaturaning ma’lum qismi tayanchgacha olib borilmaydi, eguvchi moment bo‘yicha normal kesim mustaxkamligi shartiga ko‘ra, oraliqda uzib qo‘yiladi, chunki u yerda mustaxkamlik yetarli talab qilinmaydi. Uzilgan sterjenlar teoretik uzilish L_{pr} , ga qiya kesim uzilgan sterjen oxiridan o‘tadigan, yetarli sonda ko‘ndalang armaturani kesib o‘tadigan,uzulgan bo‘ylama armaturani o‘rnini to‘ldiradigan shart bilan qabul qilinadi.

$$L_{pr} = (Q - Q_s Q_{s,inc}) / (2q_{\omega}) + 5d \geq 20d \quad (4.15)$$

bu yerda:

Q – sterjenning nazariy uzilish nuqtasidagi ko‘ndalang kuch;

$Q_{s,inc}$ – nazariy uzilish joyidagi bukilma armaturalar qabul qilinadigan ko‘ndalang kuch;

q_{ω} – uzunlik birligi L_{pr} dagi xomutlar qabul qiluvchi kuch;

d – uziladigan sterjen diametri.

q_{ω} va Q_s dagi qiymatlarini quyidagi formula bilan aniqlanadi:

$$q_{\omega} = R_s A_{s\omega} / S \quad (4.16)$$

$$Q_{s,inc} = A_{s,inc} R_{s, \sin \alpha} \quad (4.17)$$

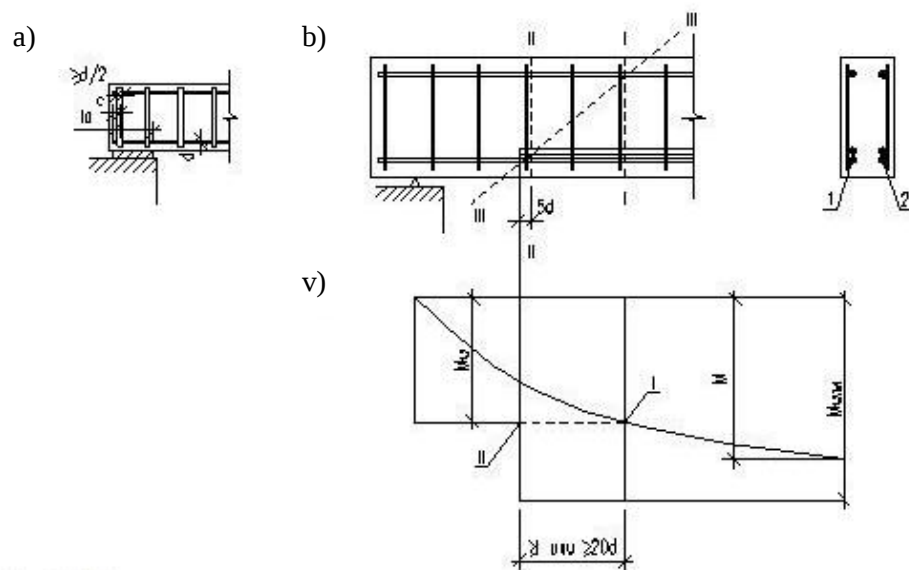
Sterjenning teoretik uzilish joyini grafoanalitik usul bilan ham aniqlanadi. Buning uchun materiallar epyurasi qo‘riladi (4.8-rasm). Material epyurasi quyidagi tartibda quriladi. Avval uzilish yoki bukilishga mo‘ljallangan armatura sterjenlarini belgilab olinadi. Bunda, ikkidan xam bo‘lmagan sterjenlarni tayanchga yetkazish kerakligini hisobga olish kerak, ular birinchi qatorning kesim burchagida joylashgan bo‘ladi. Uzilgan sterjenlarni bir - biridan to‘sik kesimi vertikal o‘qiga nisbatan simmetrik xolatda joylashtirib kerak. To‘siklarda, payvandlangan karkaslar bilan armaturalangan sterjenlar juft qilib chetki karkaslarda va o‘rta karkaslarda xar bir karkas aloxida uziladi. Tuqilgan karkaslarni armaturalashda xar bir kesimni uzish mumkin (yoki bukish).

Sterjenning teoretik uzilish joyini aniqlash uchun qabul qilingan masshtabda moment epyurasi o‘qiga kesim qabul qiluvchi momentlarni joylashtiriladi:

$$M_{1,2} = R_s A_{se,z}, z, \quad (4.18)$$

z – ichki qo‘sh kuchlar yelkasi, to‘g‘ri burchakli kesim uchun $z = h_0 - 0,5x$.

Keyin, topilgan nuqtadan gorizontal chiziq o‘tkaziladi, eguvchi moment bilan kesishuvchi (kesim I-I) va sterjenning teoretik uzilish joyi aniqlanadi (4.15) ifodaga mos ularning o‘rnini bosuvchi uzunlikni L_{pr} topiladi va material epyurasidan butun uzunligining uziladigan sterjenlarning geografik o‘rni aniqlanadi va elementdagi yoki armaturali karkasning uzilishining xaqiqiy boshlanishi aniqlanadi.



4.6-rasm. Materiallar epyurasining qurilishi

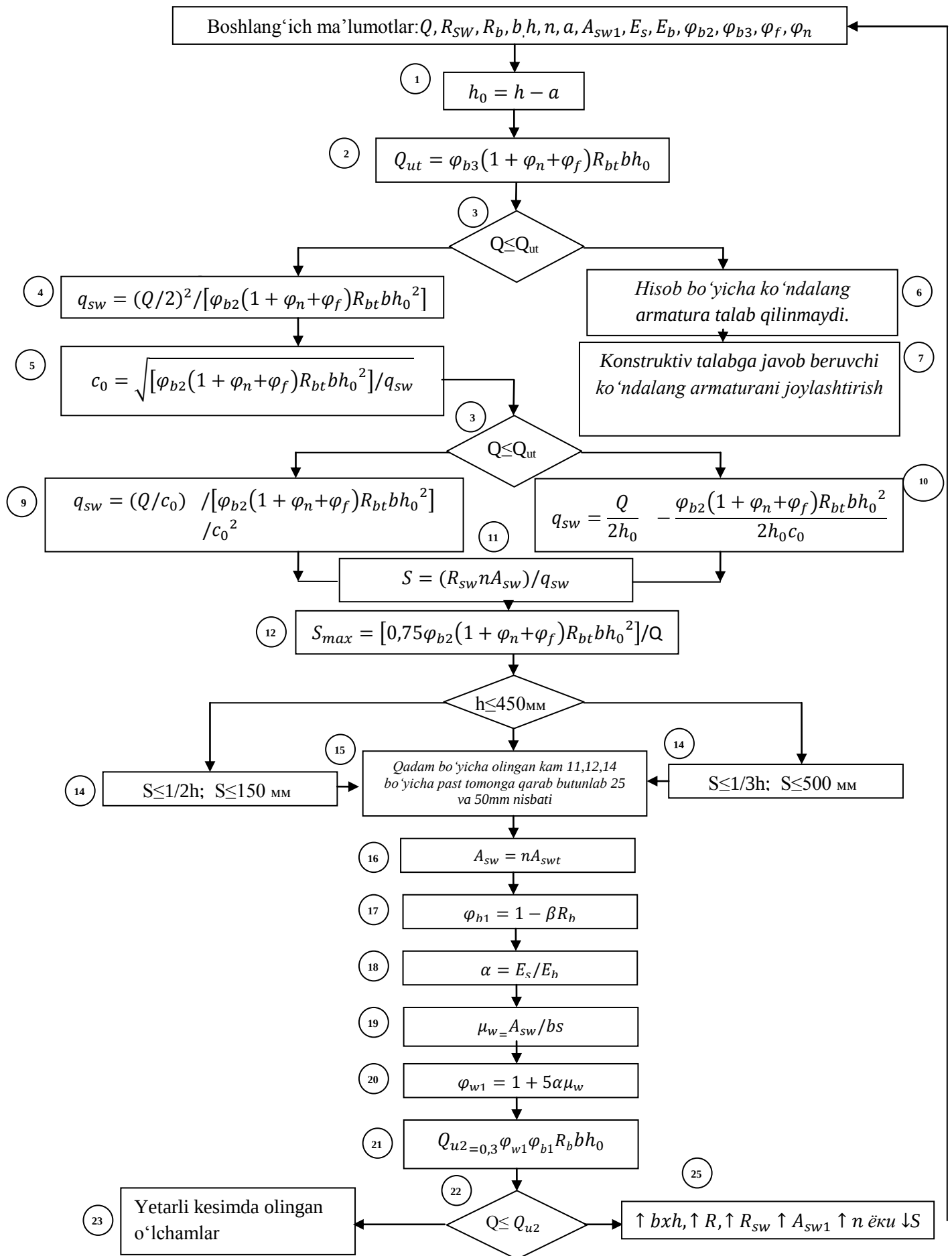
a – armaturani oraliqda ankerlash bilan ta'minlash.

b, v – sterjenning teoretik uzilishi joyini aniqlash.

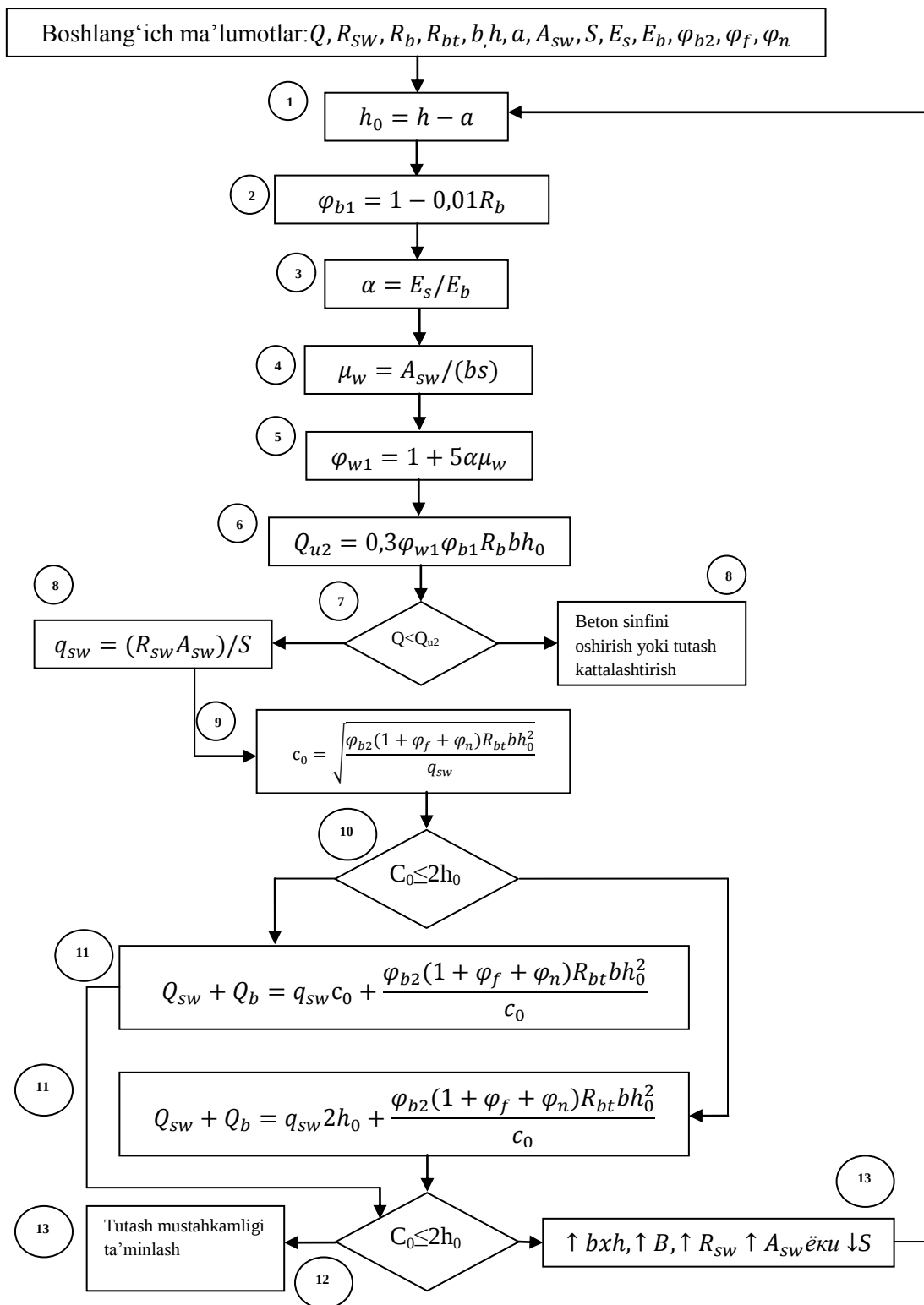
I– bo'ylama sterjenlarning teoretik uzilishi joyi.

II – bo'ylama sterjenlarning xaqiqiy uzilish joyi.

III-III – qiya qism. 1 va 2 –armaturaning bo'ylama sterjeni



4.7-rasm. Egiluvchi elementlardagi doimiy balandlikka ega bo'lgan jamlangan kuch ta'siridan kundalang armaturani xisoblash blok-sxemasi.



4.8-rasm. Doimiy balandlikdagiegiluvchan elementlar qiya kesim bo'yicha mustahkamligiga ko'ndalang kuch ta'sirini aniqlash (jamlangan kuch ta'sirida va ko'ndalang armatura bo'lganda) blok-sxemasi.

NAZORAT SAVOLLARI

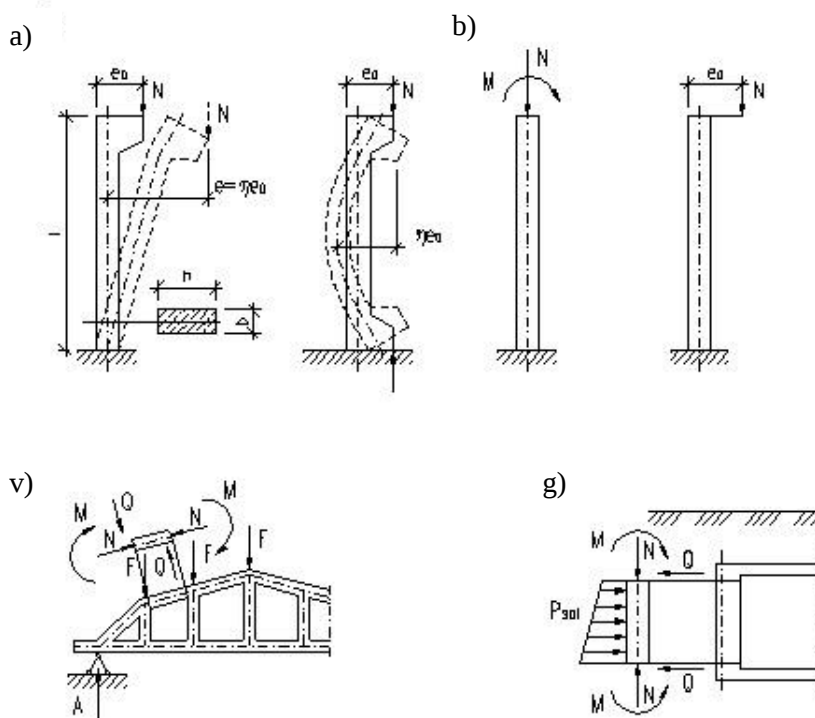
1. Egiluvchi kesim bo'yicha egiluvchi elementlarni bukilish xolatini ayting.
2. Ko'ndalang kuch xarakatiga egilish kesimini mustahkamligini yozing.
3. Ko'ndalang kuch belgisini aniqlash usul bog'liqligini keltiring.
4. Egilish yoriqli paydo bo'lish sharoiti. Xomutlar hisobini ko'ndalang kuch formulasini yozing.
5. Ko'ndalang kesim xarakatidagi egilish tartibini keltiring.
6. Egilish momenti bo'yicha hisob ketma-ketligini keltiring.
7. Konstruktiv talablarini keltiring, egiluvchi momentlar xarakatiga mustahkamlikni ta'minlovchi konstruktiv talablarini sanang.
8. Ko'ndalang armaturasiz hisobini hususiyatlarini ayting.
9. Bo'ylama armaturaning uzilish teoriyasi qanday aniqlanadi.
10. Armatura sterjnlarni uzunligini aniqlash usullarini formulasini yozing.

V-Bob.Siqiluvchan elementlarning mustahkamligini hisoblash.

5.1. Siqiluvchan elementlarning turlari va ularning qo'llanilishi.

Siqiluvchan elementlarga (5.1-rasm) to'sinlar, to'siqlar, bino devorlari, fermaning yuqori poyaslari va ustunlari, to'g'ri burchakli rezervuar devorlari, tuproq yoki suyuqlikning yon bosimini qabul qiluvchi elementlar, qishloq ho'jalik qurilishida ishlatiladigan ramalar elementlari kiradi. Ishlab chiqarish va ularni qo'llashda kelib chiqadigan geometrik o'lchovlardagi xato va kamchiliklar natijasidan, elementlarning ko'ndalang kesimidagi betonning bir turda emasligi va bo'ylama armatura xolatining o'zgaruvchanligidan markaziy siqilish vujudga kelmaydi. Hisoblashda e'tiborga olinmagan faktorlar sababli kelib chiqadigan eksentrisitetlarni tasodifiy eksentrisitet e_a deyiladi. Tasodifiy eksentrisitet e_a ning o'lchovlarini qiymati quyidagicha qabul qilinadi: 1/600 element uzunligi yoki 1/30 element kesimi balandligiga teng deb qabul qilinadi.

Bo'ylama siquvchi kuch N va eguvchi moment M ning bir vaqtdagi ta'sirini hisoblash uchun boshlang'ich eksentrisitet $e_{ON} = M/N$ bilan hisoblangan moment M bilan almashtirish mumkin. (rasm.5.1).

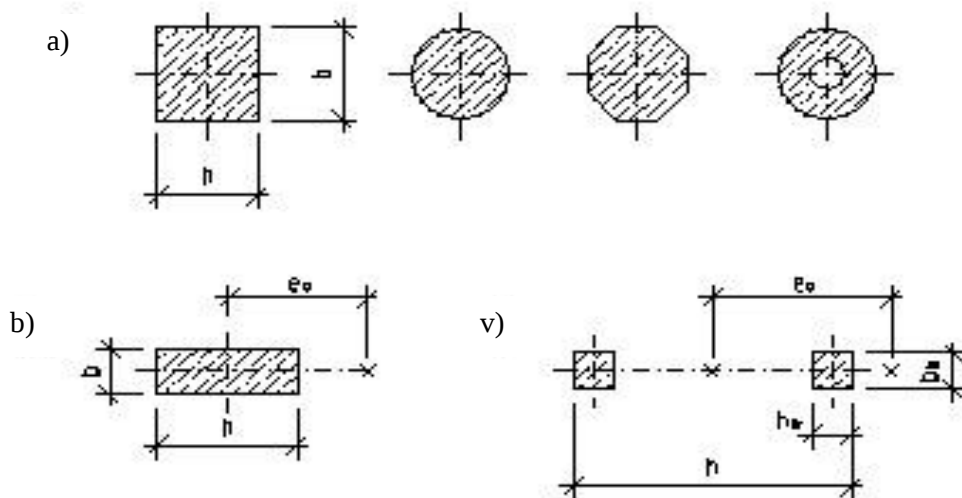


5.1-rasm.Siqilgan elementlar:

a-nomarkaziy siqiluvchan kolonnalar; b-ustunlar, bir vaqtda sinalayotgan bo'ylama siqiluvchi kuch N va moment M ; v-siqilgan ferma elementlari; g-yer osti rezervuar devori.

To'sinlarning ish turiga ko'ra ularning ko'ndalang kesimlari va armaturalash belgilanadi. (5.2-rasm). Kichik eksentrisitetlarda tasodifiy ekstrisitet mavjud bo'lganda to'sinlarning ko'ndalang kesimi ko'rinishini to'g'ri to'rtburchak, aylana

va doiraviy shaklda qabul qilinadi (faqat tasodifiy eksentrisitet mavjud bo'lganda).



5.2-rasm. Siqilgan elementlarni armaturalash:

a-kichik; b-katta; v-nihoyatda katta. Bo'ylama kuchi qo'yilishi.

Katta eksentrisitet bo'lgan holatida ($e_o = e_{oN} + e_a$) ko'ndalang kesim ko'rinishini to'g'ri to'rtburchak shaklida, o'ta katta bo'lganda esa ikki shaxobchali shaklda qabul qilinadi.

Kvadrat va to'g'ri to'rtburchak kesimli to'sinlar o'lchovi 500 mm gacha bo'lganda oraliq masofa 50 mm karrali, 500 mm dan katta bo'lganda o'lchovlarda 100 mm karrali qabul qilinadi. Kesimi to'g'ri burchakli bo'lganda tomonlar nisbatini $h = (1,3 - 3)$ chegarasida qabul qilinadi.

Bo'ylama ishchi armatura elementning ko'tarish xususiyatini oshirish uchun, tasodifiy eksentrisitet ta'sirini, betonning bir turda emasligini va betonning oquvchanligini kamaytirish uchun xizmat qiladi.

To'sinlarni diametri 12-40 mm li bo'ylama sterjenlar A-II va A-III sinf po'latidan va A-I va B_p-I sinf po'latidan ko'ndalang sterjenlar bilan armaturalanadi. Egiluvchan ishchi armaturalarni normal kesim perimetri bo'yicha tekis joylashtiriladi. Armaturalash simmetrik va nosimmetrik bo'lishi mumkin.

Simmetrik armaturalashda qarama-qarshi qirralarida bir xil armatura qo'llaniladi. Ishchi sterjenlar bir-biridan 400 mm gacha masofa oralig'ida joylashtiriladi. Agar, ishchi sterjenlar o'qi oralig'i 400 mm dan ortiq bo'lsa ular orasiga 12 mm dan kam bo'lmagan diametrli konstruktiv armatura ishlatiladi.

Ko'ndalang kesimda bo'ylama ishchi armaturani iloji boricha element yuzasiga yaqinroq qilib, muxofaza qatlami minimal qalinligiga rioya qilgan xolda, ya'ni sterjen diametridan kam bo'lmagan va 20 mm dan kam bo'lmagan, masofada joylashtiriladi. Siqilgan elementlar ko'ndalang kesimini bo'ylama armatura bilan ko'paytirish armaturalash koeffitsiyenti orqali baholanadi $\mu(\mu\%)$. Tasodifiy eksentrisitetli elementlarda $\mu = (A_s + A'_s)/(bh)$ nisbati, hisobiy eksentrisitetli elementlarda esa $\mu = A_s/(bh_0)$ va $\mu' = A'_s/bh_0$ nisbati orqali anqlanadi. Iqtisodiy nuqtai nazardan armaturalashning optimal protsenti 1...2 deb qabul qilinadi,

elementlar egiluvchanligiga ko'ra minimal miqdor o'rnatiladi, u hisobga olinmagan ta'sirlarni qabul qilishni ta'minlaydi (xarorat, qisqarish) va yorilish hosil bo'lganda tez sinishning oldini oladi. Hisobiy eksentrisitetli elementlarda $\mu_{min}\% = 0,05 \div 0,25\%$, tasodifiy eksentrisitetli elementlarda esa uni ikki marta oshiriladi. Maksimal qiymati $\mu = 3\%$ miqdorda tavsiya etiladi, armaturalashning yuqori miqdorda qo'yilishi dalillarga mos kelgan xolatlardagina ruxsat beriladi.

Elementlardagi armaturaning bo'ylama ishchi loyihaviy xolati ko'ndalang armaturalar yordami bilan ta'minlanadi. Xomutlar oralig'i $R_{sc} \leq 400$ bo'lganda 500 mm dan oshirmasdan va 20 d dan ortiq bo'lmagan payvandlanadigan karkaslarda yoki 15 d dan ortiq bo'lmagan to'qima karkaslarda qo'llaniladi. Agar $R_{sc} \geq 450$ bo'lsa xomutlar oralig'i 400 mm dan va 15 d dan ortiq bo'lmasligi kerak.

Bo'ylama armaturalar miqdori bilan 3% dan ortiq bo'lganda xomutlar oralig'i 300 mm dan oshirmay va 10 d qabul qilinadi. Xomutlar oralig'i belgilanganda 12 mm diametrli konstruktiv bo'ylama sterjenlar e'tiborga olinmaydi.

Nomarkaziy siqilgan elementlarni beton sinfi V15 dan past bo'lmasligi, og'ir yuklantirilganda esa V25 dan past bo'lmagan betonlardan qo'llanish kerak.

5.2. Tasodifiy eksentrisitetli siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash.

Tasodifiy eksentrisitetli elementlar hisobini huddi nomarkaziy siqilgan elementlar uchun olib borilganidek umumiy xolatda olib boriladi. Qurilish normalarini bajarishda ba'zi bir elementlar to'g'ri burchakli kesim hisobiy uzunlikda $l_0 \leq 20h$, simmetrik armatura A-I; A-II; A-III sinflar bilan armaturalanadi.

Mustahkamlik sharti quyidagi ko'rinishiga ega:

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)], \quad (5.1)$$

N-bo'ylama hisobiy kuch; $A=bh$ – ko'ndalang kesimdagi beton yuzasi.

η – koefitsiyent, $h \leq mm$ $\eta = 0, deb$ qabul qilinadi, $h \leq 200mm$ bo'lganda esa $\eta = 1,0$; deb qabul qilinadi; φ -element egiluvchanligini yuklash muddati va armaturalash xarakterini hisobga oluvchi koefitsiyent emperik formula orqali aniqlanadi

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_a - \varphi_b) \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b A}$$

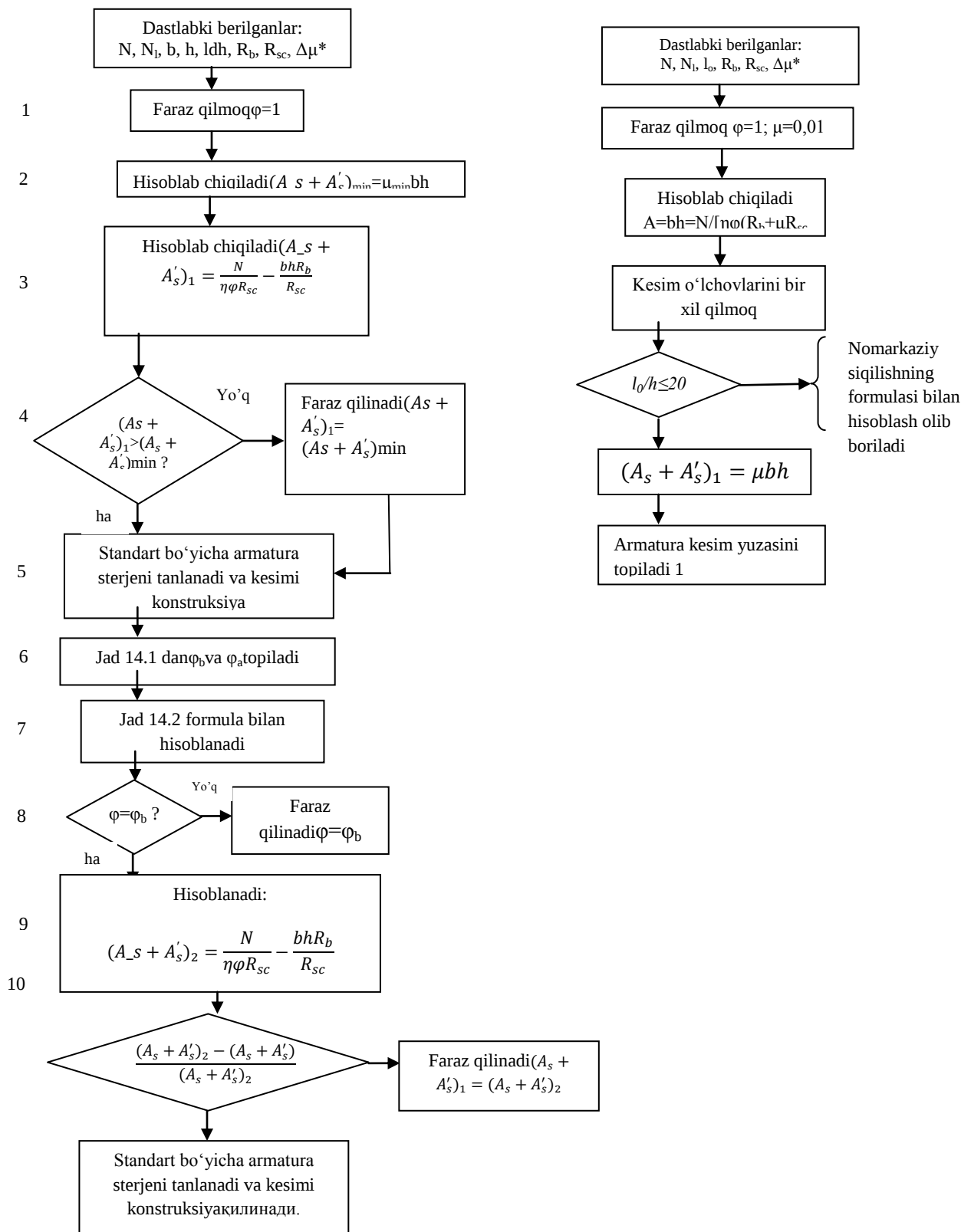
bu yerda

φ_a ba φ_b – 5.1-jadval orqali topiladigan koefitsiyent;

φ koefitsiyenti φ_b dan ortiq olinmaydi. Bu yerda φ_b beton kesimga bog'liq, φ_a esa armaturani konstruksiyaning bardoshlik hususiyatini oshishini ko'rsatadi.

I Armatūra kesim yuzasini aniqlash $A_s + A'_s$.

II Betonning kesim o'lchovlarini b va h ni va armaturalarni $(A_s + A'_s)$ ni aniqlash.



5.3-rasm. Tasodifiy eksentrisitetli nomarkaziy siqilgan elementlarni hisoblash blok-sxeması: $\Delta\mu$ -armatura kesim yuzasining oldingi va keyingi ko'rsatkichlari farqi ($\approx 5\%$).

Elementni mustahkamligini ma'lum ko'ndalang kesimi, armaturalar soni va tushayotgan yuklarni elementning ko'tarish xususiyati ma'lum bo'lganda 5.1 – jadval yordamida φ qiymatini (5.2) formula bilan aniqlanadi, keyin mustahkamlik (5.1) shartga ko'ra tekshiriladi.

Talab qilingan armatura kesim yuzasini ma'lum kesim bo'yicha berilgan kuch bilan elementning hisoblangan uzunligidan beton va armatura xarakteristikasi bilan aniqlash uchun hisoblashni quyidagi formula bilan olib boriladi:

$$A_s + A'_s = N(\eta\varphi R_{sc}) - AR_b/R_{sc}, \quad (5.2)$$

Jadval 5.1.

φ_b va φ_a koeffitsiyentlarining qiymatlari

L_0/h nisbati	φ_b qiymati uchun			$\varphi_a N_1/N_2$ qiymati uchun		
	0	0,5	1	0	0,5	1
6	0,93	0,92	0,92	0,93/0,92	0,93/0,92	0,92/0,92
10	0,91	0,90	0,89	0,91/0,91	0,91/0,90	0,90/0,89
14	0,89	0,85	0,81	0,89/0,87	0,87/0,83	0,86/0,80
16	0,86	0,80	0,74	0,87/0,84	0,84/0,79	0,82/0,74
18	0,83	0,73	0,63	0,84/0,80	0,80/0,72	0,77/0,66
20	0,80	0,65	0,55	0,81/0,75	0,75/0,65	0,70/0,58

Ilova: l_0 – hisobiy uzunlik, ko'p qavatli yig'ma binolarning to'sinlari uchun, $l_0=h$, yaxlit orayopmali binolarning to'sinlari uchun, $l_0=0,7h$ deb qabul qilinadi, bu yerda h -qavat balandligi.

Formula suratida φ_a oraliq sterjenlar kesimi yuzasi $A_{s,i} < (A_s + A'_s)/3$, maxrajda esa, agar $A_{s,i} \geq (A_s + A'_s)/3$, N_1 -doimiy va vaqtincha yukdan bo'ylama kuch;

N_2 - to'liq yukdan tushadigan bo'ylama kuch.

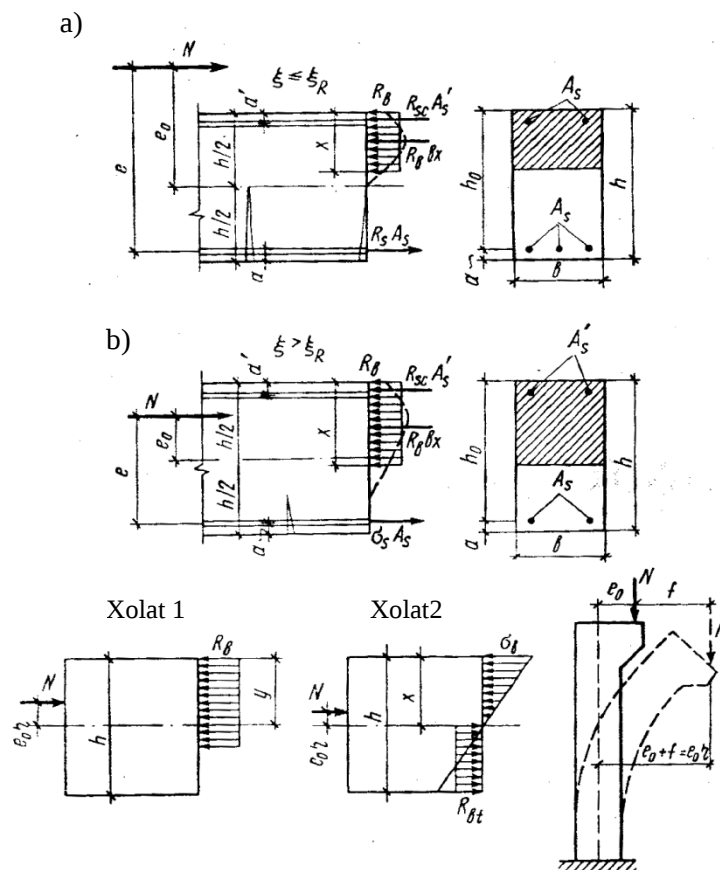
φ ning qiymatini jadval 5.1 yordami bilan aniqlanadi. Hisoblash tartibi 5.3 - rasmning blok-sxemasida keltirilgan. Dastlabki hisobda $\varphi = \varphi_v$ deb qabul qilinadi. Berilgan yuk ta'sirida beton yuzasi va armatura yuzasini xarakteristikalari aniqlashda $\varphi = \eta = 1$ formula aloxida - $A_s + A'_s = (\mu + \mu')A = 0$, deb olinadi (5.3). Ko'ndalang kesim o'lchamlarini aniqlash uchun quyidagi formula olinadi.

$$A = N[\eta\varphi(R_b + \mu R_{sc})]. \quad (5.4)$$

Unifikatsiya talabini hisobga olgan xolda beton kesimi o'lchamlari belgilanadi. Yuqorida berilgan ko'rsatmaga ko'ra armatura yuzasi tanlanadi. Agar, armaturalash koeffitsiyenti $\mu_{min} \leq \mu + \mu' \leq \mu_{max} = 0$, shartni qoniqtirmasa, ko'ndalang kesim o'lchovlari yoki beton sinfi o'zgartiriladi va qo'shimcha qayta hisob qilinadi.

5.3. Hisobiy eksentrisitetli siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash.

Ekssentrisitetning o'lchovlariga bog'liq xolda bo'ylama kuch N ni ishlatib, nomarkaziy siqilgan elementlarning buzilishiikki xarakterlibo'lishi mumkin. Katta ekssentrisitetlarda buzulish yoriqlarning betonning cho'zilgan armatura tomonidan paydo bo'lishidan boshlanadi, keyin yukning kuchlanishi ortib borgan sari, armaturada oquvchanlik chegarasiga yetib keladi, so'ngra siqilgan betonning buzilishi boshlanadi. (1-xolat).



5.4-rasm. Siqilgan temirbeton elementlarida hisobiy kuchlanish sxemasi.

a) $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ bo'lganda

b) $\xi > \xi_R$ bo'lganda

Buzilish nisbiy balandlikning $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ chegaraviy nisbiy balandligdan kam bo'lganda ro'y beradi.

Kichik ekssentrisitet bo'lgan xolda kuchlanganlik element xolati ikki variantda bo'ladi: qachon hamma kesim siqilsa (5.4-rasmning 1-epyuri) yoki kesimning bir qismi siqilgan, boshqa qismi esa cho'zilgan bo'ladi. (5.4-rasm b. 2-epyuri). Elementning buzilishi ikkala variantda ham siqilgan zonadagi betonning va siqilgan armaturaning ko'tarish hususiyati tugashi bilan boshlanadi. Hamma hisoblash xolatlarida siquvchi kuchlanishning xaqiqiy egri chiziqli epyurini

hisoblashni osonlashtirish uchun to'g'ri to'rtburchakli deb ordinatani R_b bilan almashtiriladi.

Birinchi xolatda elementlar buzulishidagi cho'zilgan armaturadagi kuchlanishni R_s ga teng deb qabul qilinadi, ikkinchi xolatdagi buzulishda $\sigma_s < R_s$, agar armatura cho'zilgan xolda va R_s agar armatura armatura siqilgan bo'lsa.

Element mustahkamligining ichki va tashqi eguvchi momentlarining $M = N \cdot e$ cho'zilgan armatura og'irlik markaziga S_g ga nisbatan olingan moment bilan aniqlanadi va quyidagi ko'rinishga ega bo'ladi:

$$N_e \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (5.5)$$

Siqilgan zona balandligini kesimdagi kuchlar muvozanati shartidan aniqlanadi. ($x=0$):

$$1\text{-xolat uchun: } N = N_b + N'_s - N_s = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s \quad (5.6)$$

$$2\text{-xolat uchun: } N = R_b b x + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s \quad (5.7) \text{ bu yerda}$$

σ_s – V30 beton sinfi uchun va zo'riqtirilmagan A-I...A-III armatura sinflari uchun quyidagi formula bo'yicha aniqlanadi.

$$\sigma_s = [2(1 - \xi)/(1 - \xi_R) - 1] R_s \quad (5.8)$$

Siqiluvchan elementlarni loyihalashda ikki xil masala bo'lishi mumkin: kesim mustahkamligi va kerakli bo'lgan armatura miqdorini hisoblash va mustahkamlikni hisoblash (berilgan beton kesimi va armatura miqdorida) 5.5 formula bo'yicha siqilgan zona balandligi x aniqlanadi:

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / (R_b B)$$

Agar $x \leq x_R = \xi_R h_0$ ($\xi \leq \xi_R$ moc), birinchi xolatga ega bo'lamiz va kesim mustahkamligini (5.6) formula bilan tekshiramiz.

Agar, $x \geq x_R = \xi_R h_0$ ($\xi > \xi_R$), mos bo'lsa, 2-xolatga mansub bo'ladi.

Hisoblashni, σ_s ni (5.8) formula bilan topib, x ni 5.9 formula yordamida aniqlanadi.

$$x = (N - R_{sc} A'_s + \sigma_s A_s) / (R_b b). \quad (5.9)$$

Keyin ξ qiymatini aniqlab 5.5 formula bilan ξ sva x ni hisoblab chiqiladi va elementning mustahkamligi (5.9) sharti bilan tekshiriladi. Kesimning mustahkamligini hisoblash tartibi (5.5) blok-sxemada ko'rsatilgan. Bu blok-sxemani nomarkaziy siqilgan to'g'riburchakli V30 sinf betonli elementni, simmetrik armaturalangan armatura A-I, A-II, A-III sinfi hisobi uchun qo'llash mumkin.

Blok-sxema bo'yicha hisoblanganda 14 punktga chiqish, kesim mustahkamligi ta'minlanganligini bildiradi, 14 punktga chiqish esa dastlabki berilgan

ko'rsatkichlarni hisoblash uchun o'zgartirish zarurligini bildiradi: (bxh)– kesim o'lchovlarini oshirish, (V) beton sinfini yoki armaturani ($\uparrow R_s$) – oshirish yoki armatura maydonini ($\uparrow A_s$) oshirish.

Ikkinchi masalani yechishda qilishda berilgan hisobiy kuch uchun armatura kesim yuzasini tanlash, beton kesimi va material xarakteristikasi berilganda hisob shu ketma-ketlik asosida olib boriladi. Dastlab birinchi yaqinlashishda armatura kesimi yuzasi, $\frac{A_s + A'_s}{bh} = 0,05 \dots 0$, va A_s/A'_s nisbati beriladi. Keyin, shartli kritik kuch hisoblanadi

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{l_b}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \varphi_p l_0 h} + 0,1 \right) + \alpha l_s \right] \quad (5.10)$$

bu yerda:

E_b - betonning boshlang'ich elastiklik moduli. l_0 - elementning hisobiy uzunligi; l_b , l_s - beton kesimi og'ir markaziga nisbatan beton kesimi va armatura kesimi inersiya momentlari;

$\alpha = E_s/E_b$ (E_s -armaturaning boshlang'ich elastiklik moduli);

$\varphi_p = 1$ og'ir beton konstruksiyasi uchun;

φ_l - chegaraviy xolatdagi yuk ta'siri davomiyligining elementni egilishiga ta'sirini hisobga oluvchi koeffitsiyent.

$$\varphi_1 = 1 + \beta M_l/M, \quad (5.11)$$

bu yerda: β - beton turini hisobga oluvchi koeffitsiyent; og'ir beton uchun $\beta = 1$, maydadorli betonlar uchun $\beta = 1,0 \dots 1,5$, yengil beton uchun $\beta = 1,0 \dots 2,5$; M va M_l - Eng cho'ziluvchan armaturaga nisbatan olingan umumiy va doimiy va davomli ta'sir qiluvchi kuchlardan olingan momentlar.

Hisoblashda (5.10) formuladan foydalaniladi;

$$(l_0/h)_{min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - R_b/R_2,$$

bu yerda: $R_2 = 100$ deb olinadi.

Bundan tashqari, $N < N_{cr}$ nisbati doim bo'lishi kerak, agar u bajarilmasa, unda kesim o'lchovlarini o'zgartirish zarur.

Kritik kuch N_{cr} aniqlangandan keyin bo'ylama kuchi yelkasining egilish xolati yuzaga kelganda oshishini xarakterlovchi koeffitsiyent "η" ni hisoblab chiqiladi.

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}). \quad (5.13)$$

Elementlarda $\frac{l_0}{i} < bo'lganda \eta = 1$ deb qabul qilinadi. Keyin s armaturani N kuchgacha bo'lgan masofa aniqlanadi.

$$l = l_0 \eta + \frac{h}{2} - a, \text{ bu yerda } l_0 = \frac{M}{N} + l_a \quad (5.14)$$

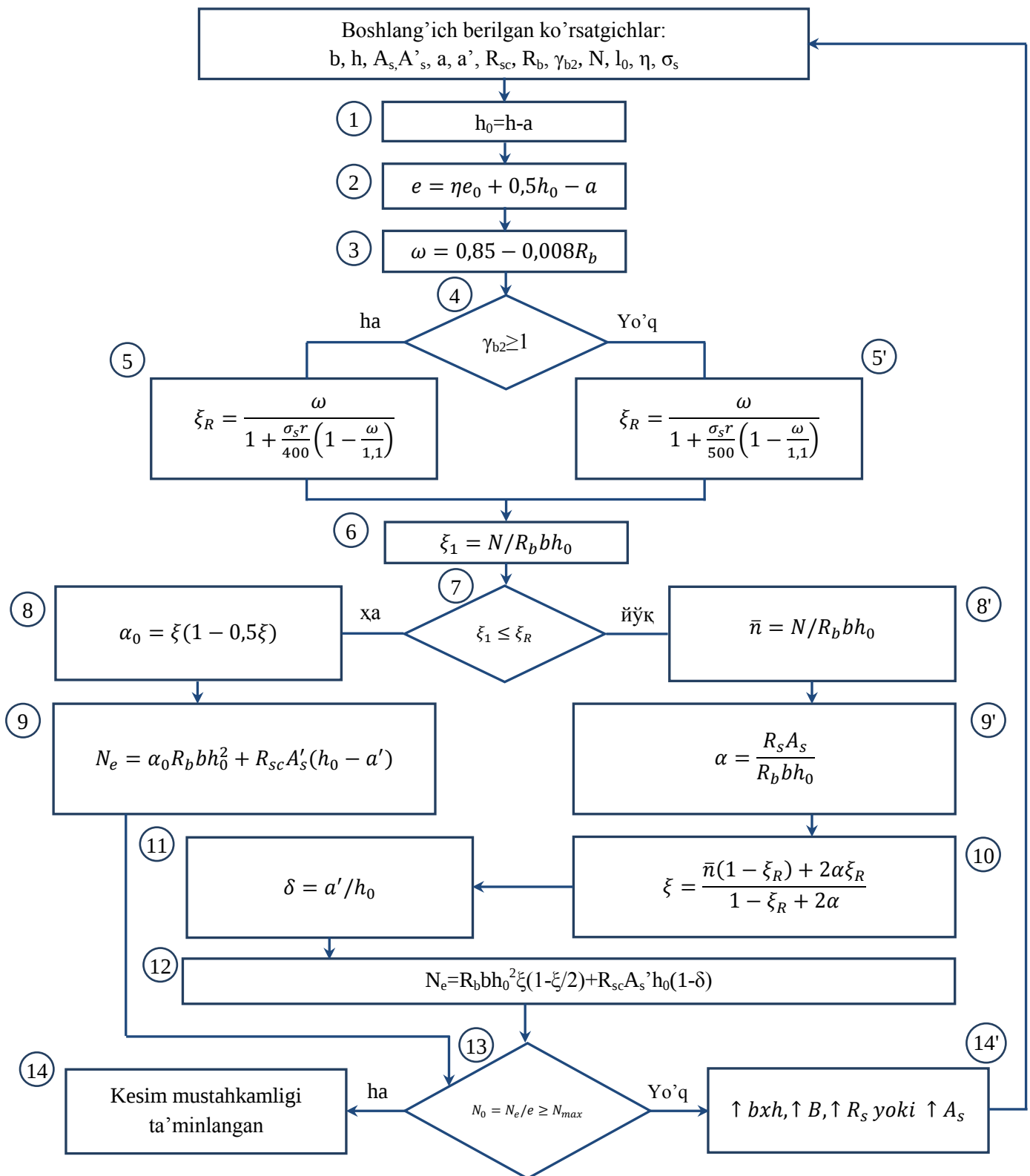
(5.9) formula yordami bilan siqilgan zona balandligi "x" ni hisoblaymiz, shuningdek, $\xi = x/h_0$ deb olib, oldindan A_s va A'_s nisbati aniqlanadi. (5.13) va (5.14) ni qiymatlarini ξ ni ξ_R ga va α_0 ni R ga almashtiriladi, quyidagi formulani olamiz:

$$A'_s = \frac{N_e \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc}(h_0 - a')}; \quad (5.15)$$

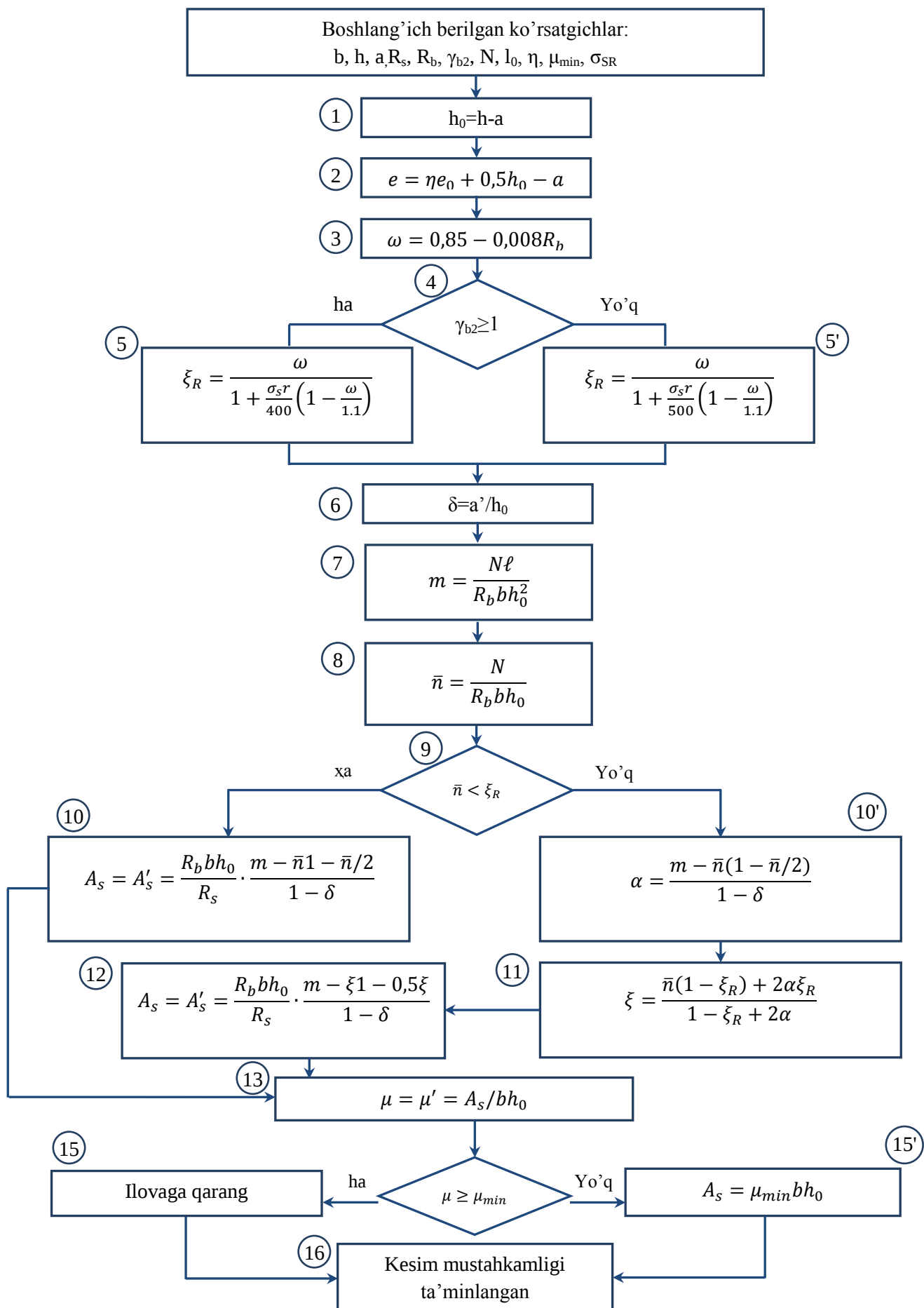
$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + \frac{A'_s R_{sc}}{R_s}. \quad (5.16)$$

(5.15) va (5.16) bilan A_s va A'_s ni hisoblab chiqiladi va armatura kesimining umumiy tarkibini aniqlanadi. $(A_s + A'_s)/(bh)$ va qabul qilingan yaqinlik bilan solishtiriladi. Agar farq 0,005 (0,5%) dan oshmasa, bunda ikkinchi yaqinlikni qilmaslik mumkin. Aks holda, yangi qiymatni qo'yish zarur bo'ladi. $A_s + A'_s/bh$.

Agar, armatura miqdori 0,035 (3,5%) dan oshsa, bu xolda beton sinfini oshirish zarur bo'ladi. Talab qilingan armatura kesimi yuzasini simmetrik armaturalash sharoitida hisoblash blok-sxemasini 5.6-rasmda keltirilgan.



5.5-rasm. Nomarkaziy simmetrik armaturalangan to'g'riburchakli elementlarnimustahkamligini hisoblash blok-sxemasi



5.6-rasm. Nomarkaziy simmetrik armaturalangan to'g'ri burchakli elementlarda profili armaturaning ko'ndalang kesim yuzasini hisoblash blok-sxemasi.

5.4. Markaziy cho‘ziluvchi elementlar.

Markaziy cho‘ziluvchi elementlar turlari va ularning qo‘llanishi.

Markaziy cho‘ziluvchi elementlar deb, shunday konstruksiyaga aytiladiki, ularda cho‘ziluvchi kuch N ning yo‘nalish nuqtasi bo‘ylama armaturadagi teng ta’sir etuvchi kuchlanish yo‘nalishi nuqtasi bilan mos keladi.

Markaziy cho‘ziluvchi elementlarga arka tortqilari, dumaloq rezervuarlar, bunkerlar, siloslar, bosimli trubalar devorlari va boshqalar kiradi. Markaziy cho‘ziluvchi elementlarni alohida sterjenlar yoki payvandlangan karkaslar bilan armaturalanadi, bunda ishchi armaturani kesim bo‘yicha tekis joylashtiriladi. Kesim kengligi katta bo‘lsa, (silindr rezervuar devorlari) payvandlangan to‘rlardan foydalaniladi va konstruksiya yuzasiga joylashtiriladi, bunda muhofaza qatlami qalinligining eng kami olinishiga rioya qilinishi shart. Bo‘ylama armaturalar markaziy cho‘ziluvchi elementlarda cho‘ziluvchi kuch N ni qabul qilish uchun mo‘ljallangan, chunki ma’lumki, beton cho‘zilishga yomon ishlaydi, unda tezda yoriqlar paydo bo‘ladi va u ishdan chiqadi. Ko‘ndalang kesim cho‘zilgan sterjenli elementlar to‘g‘riburchakli, ikki tavrli, truba ko‘rinishidagi va boshqa formalarda bo‘lishi mumkin.

Tayyorlash sharoiti qulayligi va ekspluatatsiyasi afzalligiga ko‘ra boshqa formalaridan ko‘ra to‘g‘ri burchakli kesimli konstruksiyalar ko‘proq qo‘llaniladi.

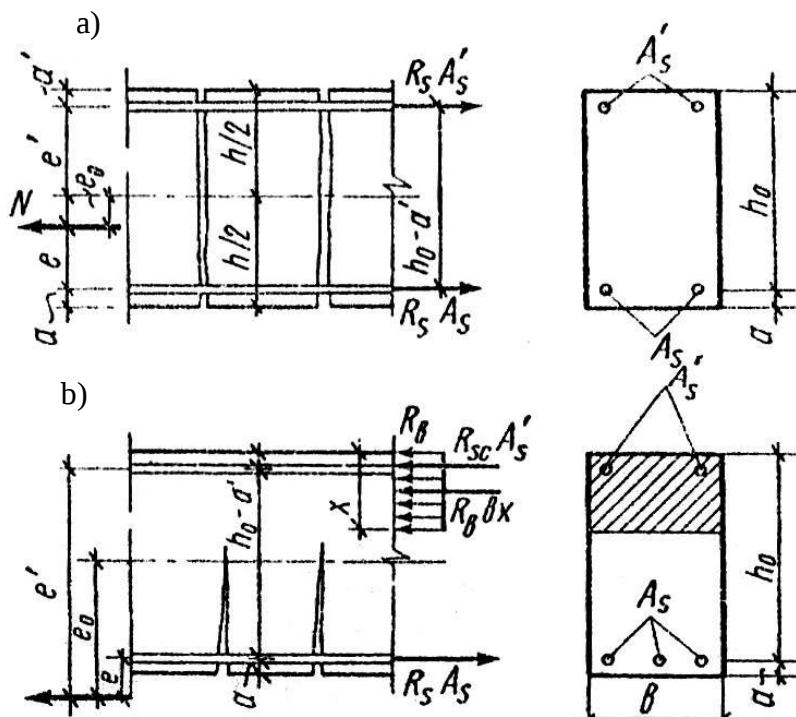
Cho‘zilgan elementlarni armaturalash xarakteri siqilgan elementlari kabidir. Bo‘ylama ishchi armaturani kesim tomonlari bo‘yicha cho‘zilish yuzasiga perpendikular o‘rnatiladi va payvandlangan yoki to‘kilgan xomutlar bilan bog‘lanadi. Cho‘ziluvchi sterjenli elementlarda imkon boricha armaturaning yaxlit bo‘lishiga harakat qilish kerak, zarurat bo‘lgan holatda payvandlash bilan ulanadi. Faqat plitali elementlarda dumaloq rezervuarlar, trubalar, bunkerlar, siloslar devorlarida armaturani payvandlashsiz ulash yordamida choklarning bir-biridan qochishi cheklanadi. Bir kesimda ulanadigan sterjen kesimi yuzasi, dumaloq sterjenlar bilan bajarilishi 25% dan ortiq bo‘lmasligi kerak. G‘adir-budir yuzali sterjenlarda cho‘zilgan armaturaning umumiy yuzasidan 50% dan ortiq bo‘lmagan qismni tashkil qilishi shart. Ko‘ndalang armatura (xomut) ni konstruktiv o‘rnatiladi, u butun bo‘ylama armaturani qamrab olishi kerak.

Xomutlar oraliq‘ini eng kichik kesim chegaralarini ikkilangan kengligidan ortiq bo‘lmagani qabul qilinadi.

Cho‘ziluvchi elementlarning beton sinfi konstruksiyaning geometrik o‘lchovlari va armaturalanishiga bog‘liq holda belgilanadi. Asosan, beton sinflari: V15...V22,5 qabul qilinadi. Katta oraliqli fermalar uchun beton sinfi V30 dan past bo‘lmasligi, bosim trubalari va silindr rezervuarlar uchun beton sinfi V20 dan past bo‘lmasligi kerak.

5.5. Markaziy cho‘zilgan elementlarning kuchlanganlik holati.

Temir-beton elementlaridagi kuchlanish betonning qisqarishi oqibatida yuk ortishiga qadar boshlang‘ich kuchlanishi yuzaga kelgan bo‘ladi. Ular betonda cho‘zilishni hosil qiladi, armatura esa siqiladi. Boshlang‘ich kuchlanishning kam bo‘lishiga qaramay, armaturalashning katta protsentida ular cho‘zilishga mustahkamligini sezilarli darajada kamaytiradi: markaziy cho‘zilgan elementlarda doimiy ravishda yukning ortib borishidan kuchlanganlik holati uch bosqichga bo‘linadi.



5.5-rasm. Markaziy cho‘zilgan elementlar kesimdagi hisobiy kuchlanish sxemasi

1bosqich – yoriq paydo bo‘lguniga qadar. Betonda yoriq xali yo‘q, beton va armaturadagi deformatsiya birga, beton va armatura cho‘zilgan, betondagi elastik deformatsiya qattiq deformatsiya bilan almashadi.

Bosqichning oxirida betondagi cho‘zuvchi kuchlanish chegaraviy xolatiga keladi. Armatura va betonning nisbiy deformatsiyalarini sharoitdan $\varepsilon_s = \varepsilon_{bdan} \sigma_s / Y E = \sigma_{max} / Y e b t$ ni topamiz. Bu yerdan munosabatini hisobga olib, eksperimental olingan bosqichning so‘nggi holatidan $Y e b t = 0,5 Y e b$, armaturaning kuchlanishini olamiz. $\sigma_s = (2 Y E s / Y e b) * \sigma_{btmax}$, (5.18) qaysiki, betonning hamma sinfi uchun taxminan 30MPa ga teng.

2 bosqich – yoriq hosil bo‘lganidan keyin. Betonda ko‘ndalang katta yoriqlar hosil bo‘ladi, ular elamentni uzunligiga bloklarga ajratadi. (rasm 5.5). Betonda kuchlanish va nisbiy deformatsiya yoriqlar atrofida nolga teng: yoriqlar oralig‘ida beton cho‘zilishga ishlaydi, bunda yoriqlar oralig‘ining uchastka o‘rtasiga yaqinlashganda (betonning) nisbiy deformatsiyasi ortadi. Armaturada kuchlanish, aksincha yoriqda maksimal qiymatga ega bo‘ladi, lekin, blok o‘rtasiga yetganda kamayadi, chunki cho‘zuvchi kuchning bir qismi betonga o‘tadi. Agar yoriq paydo

bo'lgan qismda armatura deformatsiyasi ε_s bo'lsa, armaturadagi yoriqlar orasidagi o'rtacha nisbiy deformatsiya $\varepsilon_{ss} = \nu_s \varepsilon_s$,

Bu yerda ν_s – beton sinfiga bog'liq bo'lgan, cho'zilgan beton yoriqlari oralig'idagi ishni hisobga oladigan, yukning ta'sirini xarakterlaydigan koeffitsiyent.

Elastiklikning o'rtacha moduli E_{sc} va σ_{sc} – armaturadagi betonning cho'zilishidagi o'rtacha kuchlanish

$$E_{sc} = E_s / \nu_s ; \sigma_{sc} = \nu_s \sigma_s \quad (5.19)$$

II bosqich – qachon armaturadagi kuchlanish fizikaviy va elastiklikning shartli chegarasiga yetsa, oxiriga yetadi.

III bosqich – buzilish. Yuk oshmasa ham elementning tabiiy cho'zilishi ro'y berib, armatura oquvchanlikning chegaraviy holatiga keladi. Shartli oquvchanlik chegarasi bo'lgan armaturada elementdagi yukning ortishi cho'zilish o'sishining tezlashi bilan bog'liq bo'lib, bosqich armaturaning buzilishi va elementning buzilishi bilan yakunlanadi.

5.6. Markaziy cho'zilgan va cho'zilmagan elementlar mustahkamligini hisoblash.

Markaziy cho'zilgan elementlarning kuch ta'siridagi ishini xuddi egiluvchan elementlardagi kabi deformatsiyalangan xolati uch bosqichga bo'linadi: birinchi bosqichda betonda yoriq paydo bo'lishiga qadar; ikkinchi bosqich yoriq paydo bo'lishidan keyin; uchinchi bosqich – buzilishi. Buzilish paytida ma'lum bo'lishicha, element (ikki tomonlama ochiq) yoriqlar bilan kesilgan bo'ladi. Markaziy cho'zilgan elementlar mustahkamligi $N < \gamma_{sb} R_s A_{sp} + R_s A_s$ shartini bajargandagina ta'minlanadi,

bu yerda γ_{sb} - shartli oquvchanlik chegarasidan yuqori bo'lgan kuchlanishda mustahkam armatura ishini hisobga oluvchi koeffitsiyent.

To'g'riburchakli kesimli nomarkaziy cho'zilgan elementlar mustahkamligini ko'rib chiqilayotganda ularning buzilishi eksentrisitetlarga bog'liq. Bu xolda 2 xolat bo'lishi mumkin. 1 xolat – bo'ylama ta'sir qilayotgan kuch armatura kuchlarining oralig'ida bo'lishi mumkin. (rasm 5.5a). 2 xolat – bo'ylama ta'sir qiluvchi kuch armatura kuchlaridan tashqari bo'ladi (rasm 5.5b). bu xolda N kuchidan uzoqlashgan kesim siqiladi, unga qarshi kesim esa cho'ziladi. Element mustahkamligi egiluvchi elementlarga o'xshash bo'lib, cho'zilish zonasida armatura o'zining chegaraviy qarshiligiga va siqilish zonasiga beton o'zining chegaraviy qarshiligiga yetadi.

1 xolat. Armaturalarning (A_s ba A'_s) og'irlik markaziga nisbatan olingan momentlari tenglamasi tuzilib, mustahkamlik sharti qabul qilinadi:

$$N \cdot e < R_s A'_s (h_0 - a'); \quad (5.13)$$

$$N \cdot e' < R_s A'_s (h_0 - a'); \quad (5.14)$$

Bu formuladan kesimni mustahkamligini va armaturani tanlash va tekshirish uchun foydalaniladi.

2 xolat. Mustahkamlik shartidan $\xi_R h_0 = x_R$ bo'lganda, tashqi ta'sir qilayotgan kuch momenti va ichki cho'zilgan armaturani og'irlik markaziga nisbatan olingan momentlarni taqqoslash orqali topiladi:

$$Ne \leq R_b b \cdot x(h_0 - 0,5x) + R_s A'_s(h_0 - a') = M_b + M'_s \quad (5.15)$$

Siqilgan zona balandligini quyidagi tenglik orqali topiladi.

$$N + R_b \cdot b_x + R_s A'_s - R_s A_s = 0 \quad (5.16)$$

Mustahkamlikni tekshirayotganda (5.16) dan topilgan x ni (5.15)ga o'rniga qo'yib tekshiriladi.

$A_s + A'_s$ armaturani minimal miqdorini aniqlashda $x_R = \xi_R h_0$ deb olib, $A'_s = (Ne - \varphi_R R_b b h_0^2) / [R_{sc}(h_0 - a')]$ orqali aniqlanadi.

Cho'ziluvchi armatura A_s miqdori quyidagi tenglik orqali topiladi.

$$A_s = \frac{N}{R_s} + \frac{R_b b \xi h_0}{R_s} + R_s' A'_s / R_s$$

Agar siqiluvchan armatura xisob bo'yicha kerak bo'lmasa $A'_s = u$ xolda siqiluvchan armatura miqdori konstruktiv olinadi va $\mu_{min} b h_0$. U xolda $\varphi = [N_e - R_{sc} A'_s(h_0 - a')] / (R_b b h_0^2)$ bo'lgandagi ξ aniqlanib A_s quyidagicha aniqlanadi

$$A_s = \frac{N}{R_s} + \frac{R_b b \xi h_0}{R_s} + A'_s R_{sc} / R_s$$

Agar (5.16) dan topilgan $x > \xi_R h_0$ bo'lsa, u xolda (5.15) dagi $x = x_R = \xi_R h_0$ deb olinadi.

Yig'ma temir-beton siqiluvchi konstruksiyalarni loyihalash misollari

Ustunni loyihalash. Tasodifiy eksentrisitetda ($ye_0 = y_{ea}$) yassi tomli uch oraliqli besh qavatli ishlab chiqarish binosining o'rta qator ustunini loyihalash va hisoblash (A.P. Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций» darsligidagi 3.4-rasmga qarang). Qavat balandligi $N=4,2$ m. Ustunlar joylashish to'ri 6×6 m. Poydevorning ustki qismi pol sathidan (otmetkasidan) 0,6 m pastda joylashgan (chuqurroq). Bino qorning qoplanishi bo'yicha III iqlimiy (klimatik) rayonda tiklanadi. Qavatlararo tom yopmasiga tushadigan foydali (vaqtinchalik) yuk 7 kN/m^2 ni tashkil etadi, shu jumladan, uzoq muddatli yuk 5 kN/m^2 . Konstruktiv binoning yuk ko'taruvchi konstruksiyalari tashqi devorlardan iborat bo'lib, gorizonta (shamol ta'siri) kuch ko'ndalang devorlar va zinapoya (kletkasi) devorlari orqali qabul qilinadi. Ustunning siqilishidagi mustahkamlik bo'yicha betonning klassi (sinfi) V30 dan oshib ketmasligi lozim, bo'ylama armaturalarning klassi (sinfi) A-III bo'lishi lozim. Bajaradigan vazifasiga ko'ra bino ikkinchi klassga (sinf) tegishlidir $\gamma_n = 0,95$ deb qabul qilamiz.

Hisoblash. Yuk va zo'riqish kuchlarini aniqlash. Ustunlar joylashish to'ring o'lchamlari 6x6m bo'lganda oraliq tom yopmalari va tom yopmalarining yuklanish yuzasi 36m² ga teng bo'ladi. Yuklarning hisoblanishi 4-jadvalda keltirilgan. Rigelning ko'ndalang kesimlarining balandligi va eni qo'yidagi o'lchamlarda qabul qilingan: $h \approx 0,1l = 0,1 \cdot 600 = 60$ cm va $b = 0,4h = 0,4 \cdot 60 = 24$ cm ≈ 25 cm (5 smga karrali). Bunday o'lchamlarda rigelning vazni, 1 m uzunligining massasi: $hb\rho = 0,6 \cdot 0,25 \cdot 2500 = 375$ kr, $1m^2 = 375/6 = 62,5$ ni tashkil etadi.

4-jadval.

Normativ (me'yoriy) va hisobiy yuklar

Yuk turi	Normativ (me'yoriy)yuk, N/m ²	γ_f yuk bo'yicha ishonchlilik koeffitsiyenti	Hisobiy yuk, N/m ²
Tomdan tushadigan yuklar:			
doimiy:			
uch qavat rulonli to'shamadan tushadigan yuk;	120	1,2	150
qalinligi $t=20$ mm; zichligi $\rho = 2000$ kg/m ³ bo'lgan sementli tekislovchi qatlamdan tushadigan yuk	400	1,3	520
$b=120$ mm; $\rho = 400$ bo'lgan isitgich-ko'pikbeton plitalardan tushadigan yuk;	480	1,2	580
bir qatlamli bug' izolatsiyasidan tushadigan yuk $h_{red} = 100$ mm bo'lgan yig'ma qovurg'ali panellardan tushadigan yuk	40	1,2	50
rigellardan (oldindan hisoblash bo'yicha) tushadigan yuk	2500	1,1	2750
ventilatsiya korobkalari va quvuro'tkazgichlardan tushadigan yuk	625	1,1	690
	500	1,1	550
Jami	4665	-	5290
Vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuklar (qorning og'irligi):	1000	1,4	1400
Shu jumladan qisqa muddatli ta'sir ko'rsatuvchi yuklar	700	1,4	980
uzoq muddatli ta'sir ko'rsatuvchi yuklar (30 %)	300	1,4	420

Jami tom yopmadan tushadigan yuklar	5665	-	6690
Orayopmadan tushadigan yuklar (3-misol, 3-jadvalga muvofiq):			
doimiy:	300	1,1	330
qalinligi $t=15$ mm; $\rho=2000$ bo'lgan plitkali poldan tushadigan yuk;	400	1,3	520
qalinligi $t=20$ mm; zichligi $=2000$ bo'lgan sementli qorishmadan tushadigan yuk;			
$t=60$ mm, $\rho=1500$ bo'lgan shlakobeton tushadigan yuk;	900	1,3	1200
qalinligi $h_{red} = 100$ mm bo'lgan qovurg'ali paneldan tushadigan yuk	2500	1,1	2750
rigeldan (oldindan hisoblash bo'yicha) tushadigan yuk	625	1,1	690
Jami	4725	-	5490 $\approx$ 5500
Vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuklar:	5000	1,2	6000
uzoq muddatli	2000	1,2	2400
qisqa muddatli			
Jami tom yopmasidan tushadigan yuk	11725	-	13900

Ustunning ko'ndalang kesimini oldindan belgilaymiz $b_c \times h_c = 40 \times 40$ cm. Ustunlarning ikkinchi - beshinchi qavatlardagi hisobiy balandligi qavat balandligiga $l_0 = H_f = 4,2$ m, birinchi qavat uchun esa Ustun balandligi uning poydevorga kiritilib mahkamlanishi hisobga olingan holda $l_0 = 0,7H_1 = 0,7(4,2 + 0,6) = 3,4$ m ga teng bo'ladi.

Bitta qavat Ustunlarining hisobiy xususiy vazni (og'irligi):
ikkinchi — beshinchi qavatlar uchun

$$G_f = b_c h_c H_f \rho \gamma_f = 0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 = 18,5 \text{ kH}$$

birinchi qavat uchun

$$G_{c1} = 0,4 \cdot 0,4(4,2 + 0,6)25 \cdot 1,1 = 21,2 \text{ kH}$$

Ustunga tushadigan hisobiy yuklarning hisoblanishi 5-jadvalda keltirilgan. Tom va qavatlararo tom yopmasidan bitta Ustunga tushadigan yuklar, ularning hisobi 4-jadvalda keltirilgan qiymatlarini yuklanish yuzasi $A_s=36$ m² ko'paytirish orqali bajariladi; $N_c = (g+p)A_c$. 5-jadvalda qavatlar bo'yicha barcha yuklar yuqoridan pastga qarab ketma-ket qo'shish orqali o'sib borish tartibida keltirilgan. Bunda UzRST 2.01.07-85 3.9 punktida ko'zda tutilgan ikki qavatdan

yuqori bo'lgan binolarda vaqtinchalik ta'sir ko'rsatadigan yuklarning kamaytirilishi bajarilmaydi, chunki ishlab chiqarish (sanoat) binolari uchun buni tegishli instruksiyalardagi ko'rsatmalar bo'yicha bajarish mumkin, bu ko'rsatmalar loyihalash topshiriqnomasida beriladi.

Ustunlarning hisobiy kesimi uchun Ustunlarning qavatlar bo'yicha tushadigan joylardagi ko'ndalang kesim qabul qilinadi, birinchi qavat uchun esa poydevorning yuqori qismining sathidan Ustun kesimi qabul qilinadi. Ustunlarning yuklanish sxemasi 5-rasmda ko'rsatilgan.

Birinchi qavat Ustunlarini hisoblash. $\gamma_n = 0,95$ ni hisobga olgan holda kuchlar qo'yidagicha bo'ladi: $N_1 = 2332 \cdot 0,95 = 2210$ kN, $N_{ld} = 1951 \cdot 0,95 = 1860$ kN (5-jadval), Ustun kesimining o'lchamlari $h_c \times b_c = 40 \times 40$ sm, betonning klassi (sinfi) V30, $R_b = 17$ MPa, armaturaning klassi (sinfi) A-III, $R_{sc} = 365$ MPa, $\gamma_{b2} = 0,9$

$\frac{N_{ld}}{N_1} = \frac{1860}{2210} = 0,84$ nisbatni oldindan hisoblaymiz; Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{340}{40} = 8,5 > 4$, demak, Ustunning egilishini (solqiligini) hisobga olish zarurdir; yo'l qo'yiladigan ekssentrisitet $e_a = \frac{h_c}{30} = \frac{40}{30} = 1,33$ sm, $\frac{l}{600} = \frac{480}{600} = 0,8$ sm kam bo'lmasligi kerak;

$e_a = 1,33$ sm ni qabul qilamiz; Ustunning hisobiy uzunligi $l = 340$ cm $< 20h_c = 20 \cdot 40 = 800$ sm, demak, bo'ylama armatura hisoblashni qo'yidagi formula bo'yicha bajarish mumkin:

$$A_s + A'_s = \frac{N}{\eta \varphi R_s} - A \frac{R_b}{R_{sc}} \quad (1)$$

armaturalash foizini $\mu = 1\%$ deb qabul qilamiz (koeffi-siyent $\mu = 0,01$) vahisoblaymiz

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b2}} = 0,01 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,239$$

$\frac{N_{ld}}{N_1} = 0,84$, $\nu_a = \frac{l_0}{h} = 8$, bo'lganda 2.15-jadval (A.P. Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций») $\varphi_b = 0,9$ bo'lganda $A_{ms} 1,3(A_s + A'_s) \varphi^r = 0,915$ da koeffitsiyent,

$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b) \alpha_1 = 0,9 + 2(0,915 - 0,9) 239 = 0,907 < \varphi_r = 0,915$; bo'ylama armatura kesimining talab etilgan yuzasi (1) formula bo'yicha:

$$(A_s + A'_s) = \frac{N_1}{\varphi \gamma_s R_{sc}} - A \frac{R_b \gamma_{b2}}{R_{sc}} = \frac{2210000}{0,907 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 40 \cdot 40 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 0$$

konstruktiv 4 Ø16 A-III, $\sum A_s = 8,04$ sm²; $\mu = (8,04/1600) 100 = 0,5\%$ bu qiymat avval qabul qilingan $\mu = 1\%$ dan kichik. Ustun kesimini ozroq kamaytirish mumkin yoki biroz pastroq klassdagi betonni va po'lat armaturani qabul qilish mumkin.

Agar Ustun kesimining o'lchamlarini 350x350 mm da belgilab, materiallarning avval qabul qilingan xarakteristikalari saqlagan holda hisoblashlarni bajarsak qo'yidagilarga ega bo'lamiz: $\lambda = \frac{l_0}{h} = \frac{340}{35} = 9,7$; $\varphi_b = 0,893$; $\varphi_r = 0,903$; $\mu = 0,015$ bo'lganda φ ko-effitsiyent $\varphi = 0,893 + 2(0,903 - 0,893)36 = 0,9$; $\alpha_1 = 0,015 \cdot \frac{365}{17} \cdot 0,9 = 0,36$;

$$(A_s + \dot{A}_s) = \frac{2210000}{0,9 \cdot 1,365(100)} - 35 \cdot 35 \frac{17 \cdot 0,9}{563} = 16,1 \text{ sm}^2$$

Simmetrik armaturalash uchun qo'yidagilarni qabul qilamiz 4Ø 25 A-III, $\Sigma A_s = 19,63 \text{ sm}^2$; $\mu = 1,6\%$ (bu qabul qilinganga $\mu = 0,015$ yaqinroq bo'lgan qiymat).

350x350 mm o'lchamdagi kesimning haqiqiy (fakticheskaya) yuk ko'tarish xususiyati qo'yidagi formula bo'yicha hisoblanadi:

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \Sigma A_s R_{sc}) =$$

$$= 1 \cdot 0,9 [17(100) 0,9 \cdot 1225 + 19,6 \cdot 365 \cdot (100)] = 2330000 \text{ H} = 2330 \text{ kH} > N_1 = 2210 \text{ kN}$$

demak, kesim yetarlicha yuk ko'tarish xususiyatiga ega (+5%).

2-jadvaldagi II-ilovada keltirilgan (A.P. Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций») ma'lumotlarga muvofiq 8 mm diametrli A-Ikklassdagi (sinfdagi) armatura 300 mm < 20d₁ = 20 · 25 = 500 mm vahc = 35 sm dan kichik bo'lgan qadam bilan qabul qilindi. Birinchi qavat Ustunlarini armaturalash 13-rasmda ko'rsatilgan.

5-jadval.

Ustunga tushadigan hisobiy yuklarni hisoblash

Qavat	Tom va qavatoararo tom yopmadan tushadigan yuk, kN		Ustunning o'z og'irligi, kN	Jamlanma hisobiy yuk, kN		
	uzoq muddatli	qisqa muddatli		uzoq muddatli N_{ld}	qisqa muddatli N_{cd}	To'liq Yuk
5	200	35,2	18,5	218,2	35,3	253,8
4	614	121,6	37	651	121,6	772,6
3	1028	207,9	55,7	1083,5	207,9	1291,4
2	1442	294,2	74	1516	294,2	1810,2
1	1856	380,5	95,2	1951,2	380,5	2331,7 ≈ 2332

Ikkinchi qavat Ustunsini hisoblash. Rigellarni unifikatsiyalash uchun ikkinchi va barcha yuqori qavat Ustunlarining ko'ndalang kesimlarining o'lchamlarini $h_c \times b_c = 30 \times \text{sm}$ da belgilaymiz; beton klassi va armatura klassi birinchi qavat Ustunlariniki qanday bo'lsa, xuddi shunday bo'ladi. Ta'sir qiluvchi hisobiy yuklar 5-jadvaldan olinadi: to'liq yuk $N_2 = 1810 \cdot 0,95 = 1720 \text{ kN}$, shu jumladan, uzoq muddatli ta'sir ko'rsatuvchi yuk $N_{ld} = 1516 \cdot 0,95 = \text{kN}$.

Nisbat $\frac{N_{ld}}{N_2} = \frac{1440}{1720} = 0,84$. Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{420}{30} = 14 > 4$, Ustun egilishini hisobga olish zarur. Yo‘l qo‘yiladigan tasodifiy ekscentrisitet:

$$e_a = \frac{h_c}{30} = \frac{300}{30} = sm > \frac{l_0}{600} = \frac{420}{600} = 0, sm.$$

$h_c=30\ sm>20\ sm$ bo‘lganda koeffitsiyent $\eta = 1$ bo‘ladi; φ koeffitsiyentni qo‘yidagi formula yordamida hisoblaymiz:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha \leq \varphi_r$$

Koeffitsiyent qiymatini oldindan $\mu = 0,02$ deb qabul qilamiz:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha_1 = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,478 = 0,861 < \varphi_r = 0,863$$

bu yerda

$$\alpha_1 = \mu \frac{R_{sc}}{R_b \gamma_{b^2}} = 0,02 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,478$$

2.15 jadval (A.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций») bo‘yicha koeffitsiyentlarni aniqlaymiz $\varphi_b = 0$, va $\varphi_r = 0,863$, bunda $A_{ms} < 1/3(A_s + \dot{A}_s)$ deb hisoblagan holda $\frac{N_{ld}}{N_2} = 0$, va $\lambda = 14$ ga teng.

Bo‘ylama armatura kesimining talab etiladigan yuzasi qo‘yidagi formula bo‘yicha aniqlanadi:

$$(A_s + \dot{A}_s) = \frac{1725000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 30 \cdot 30 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 16,9 sm^2$$

4Ø25A-III ni qabul qilamiz, armaturalash foizi $\mu = (19,63/900)100 = 2,18\%$, bu qiymat oldindan qabul qilingan armaturalash foizidan $\mu = 2\%$ ko‘proq. Xuddi shunday 6 Ø20 A-III, $\sum A_s = 18,85\ sm^2$ deb qabul qilish mumkin.

$\varphi = 0,86$ deb qabul qilib, Ustunning aniq yuk ko‘tarish xususiyatini hisoblaymiz

$$N_{fc} = \eta \varphi (R_b \gamma_{b2} A + \sum A_s R_s) = 1 \cdot 0,86 [17(100)0,9 \cdot 900 + 19,6 \cdot 365(100)] = 1800000 H = 1800\ kH > N_2 = 1720\ kH$$

yuk ko‘tarish qobiliyati 4,6% ga oshgan, kesimning mustahkamligi ta’minlangan.

2-jadvaldagi II-ildovada keltirilgan ma’lumotlarga (A.П. Мандриков «Примеры расчета железобетонных конструкций») muvofiq $d_w = mm$ diametrli, A-I klassda, $s=300\ mm < 20d_1 = 20 \cdot 25 = mm$ qadam bilan ko‘ndalang armaturani qabul qilamiz. Ikkinchi qavat Ustunsini armaturalash sxemasi 14-rasmda ko‘rsatilgan.

Uchinchi qavat Ustunlarini hisoblash. Ustunga tushadigan to'liq hisoblangan yuk $N_3 = 1291 \cdot 0,95 = 1230 \text{ kN}$, shu jumladan uzoq muddatli ta'sir etuvchi yuk $N_{ld} = 1084 \cdot 0,95 = 1030 \text{ kH}$

$N_{ld}/N_3 = 1030/1230 = 0,84$. Betonli kesimning o'lchamlari $b_c \times h_c = 30 \times 30 \text{ sm}$; Ustunning egiluvchanligi $\lambda = \frac{l_0}{h_c} = \frac{420}{30} = 14$.

η -koeffitsiyentni $h_c = 30 \text{ sm} > 20 \text{ sm}$ bo'lgan uchun $\eta = 1$. Ikkinchi qavat Ustunsi bo'yicha berilganlardan $\varphi \approx 0,86$ ni olib, bo'ylama armaturaning talab etilgan kesimini aniqlaymiz

$$(A_s + \dot{A}_s) = \frac{1230000}{0,86 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 900 \frac{17 \cdot 0,9}{365} = 1,4 \text{ sm}^2$$

4Ø14A-III, $A_s = 6,16 \text{ sm}^2$ ni qabul qilamiz; armaturalash foizi $\mu = 100 \cdot 6,16/900 = 0,68\%$.

Kesimning haqiqiy yuk ko'tarish xususiyati:

$$\alpha_1 = 0,0068 \frac{365}{17 \cdot 0,9} = 0,162$$

$$\varphi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,162 = 0,836$$

$$N_{fc} = 1 \cdot 0,836[17(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365(100)] = 1320000 \text{ H} = 1320 \text{ kH} > N_3 = 1230 \text{ kH}$$

kesimning mustahkamligi yetarlidir.

Ko'ndalang armaturani 3-jadval II-ilorvaga(A.P.Mandrikov «Примеры расчёта железобетонных конструкций») muvofiq $d_w = 6 \text{ mm}$ diametrda $s = 250 \text{ mm} < 20d_1 = 20 \cdot 14 = 280 \text{ mm}$ qadam bilan qabul qilamiz.

To'rtinchi va beshinchi qavatlarining Ustunlarini hisoblash. Ancha kam yuk tushadigan to'rtinchi va beshinchi qavatlarining $30 \times 30 \text{ sm}$ likesimlari uchun B15klassdagi $R_b = 8,5 \text{ MPa}$ betonni qabul qilish mumkin. Koeffitsiyent $\eta = 1$. $\varphi = 0,85$ qiymatini qabul qilib, bo'ylama armatura kesimining talab etilgan yuzasini hisoblaymiz.

To'rtinchi qavat Ustunsi $N_4 = 773 \cdot 0,95 = 736 \text{ kH}$

$$(A_s + \dot{A}_s) = \frac{736000}{0,85 \cdot 1 \cdot 365(100)} - 900 \frac{8,5 \cdot 0,9}{365} = 4,5 \text{ sm}^2$$

4 Ø 14A-III, $A_s = 6,16 \text{ sm}^2$ qabul qilamiz; $\mu = (A_s/b_c h_c)100$; $\mu = 100(6,16/900) = 0,68\%$.

α_1 va larning qiymatlarini aniqlaymiz:

$$\alpha_1 = 0,0068 \frac{365}{8,5 \cdot 0,9} = 0,324$$

$$\varphi = 0,823 + 2(0,863 - 0,823)0,324 = 0,85$$

kesimning haqiqiy yuk ko'taruvchi xususiyati:

$$N_{fc} = 1 \cdot 0,85[8,5(100)0,9 \cdot 900 + 6,16 \cdot 365(100)] = 778000H = 778 \kappa H > N_4 = 736 \kappa H \text{ mustahkamlik yetarlidir.}$$

Beshinchi qavat Ustunsi uchun $N_5 = 254 \cdot 0,95 = 241 \kappa H$. Konstruktiv nuqtai nazardan $4\emptyset 12A-III \sum A_s = 4,52 \text{ sm}^2$ qabul qilamiz. U holda $\varphi=0,85$ va $= bo'lganda$ kesimning yuk ko'tarish xususiyati

$$N_{fk} = 1 \cdot 0,85[8,5(100)0,9 \cdot 900 + 4,52 \cdot 365(100)] = 728000H = 728 \kappa H > N_5 = 241 \kappa H$$

kesim mustahkamligi ancha yuqori bo'lsada, uning ko'ndalang kesimini va Ustunni armaturalashni o'zgartirish konstruktiv jihatdan (konstruktiv shart-sharoitlar bo'yicha) maqsadga muvofiq emas.

Ustun ostidagi markaziy yuklangan poydevorni hisoblash

Ustun ostidagi poydevorni shartli ravishda markaziy yuklangan deb hisoblash mumkin, qachonki, ehtimoliy eksentrisitetlar uchun shart bajarilganda Ustunlar hisoblangan bo'lsa. Poydevorlar tayyorlanishi buyicha yig'ma va monolit (qo'yima) bo'ladi. Yig'ma poydevorlar butun va tashkil etuvchilardan iborat bo'lishi mumkin (15-rasm). Poydevorlar uchun V15, V20 va V25 sinfdagi og'ir betonlar qo'llaniladi. Poydevor sveslarining (chiy) egilishga ishlash shartidan kelib chiqqan holda hisoblangan payvandlangan setka (to'r) ko'rinishidagi armaturalar poydevor osti bo'yicha joylashtiriladi.

Poydevor osti yaxshi tayyorlangan holda betoning himoya qatlami 35 mm dan kam bo'lmasligi lozim.

Yig'ma Ustunlar poydevordagi uyaga (stakanga) $1 \div 1,5 h_c$ dan kam bo'lmagan chuqurlikda o'rnatiladi, bunda poydevor uyasining pastki plitasining (uya tagidagi beton) qalinligi 200 mm dan kam bo'lmasligi taqozo etiladi. Ustun va stakan devorlari orasidagi tirqishlar (zazorlar) pastki qismda 50mm va yuqori qismda esa 75 mm dan kam bo'lmasligi lozim. Ustun o'rnatilgandan keyin bu tirqishlar mayda to'ldiruvchi qo'shilgan V17,5 sinfdagi beton bilan to'ldiriladi. Poydevordagi pog'onalar soni uning H_f balandligiga bog'liq ravishda aniqlanadi, $H_f \leq 400 \text{ mm}$ bo'lganda ikki pog'onali va $400 < H_f \leq 900 \text{ mm}$ bo'lganda esa uch pog'onali poydevor loyihalanadi. Poydevorning umumiy balandligi shunday bo'lishi kerakki, hisoblash bo'yicha uni ko'ndalang strejenlar (xomutlar) bilan armaturalanishi talab etilmasin.

NAZORAT SAVOLLARI

1. Armaturalash turi bo'yicha siqilgan elementlarning klassifikatsiyasini keltiring.
2. Tasodifiy va hisobiy eksentrisitet qanday aniqlanadi?
3. Armatura Ustunsining ko'ndalang va bo'ylama konstruktiv qonun-qoidalarini sanab bering.
4. Tasodifiy eksentrisitet siqilgan elementlari hisobini keltiring.
5. Markazdan siqilgan elementlarning ikki xolat buzilishini keltiring.
6. Hisobiy xarakatdagi eksentrisitet ustunining konstruktiv xususiyatlarini ayting.
7. Egiluvchi siqilgan elementlarning xususiyatlari nimada yakunlanadi?
8. Siqilgan elementlarning mustahkamligi asosiy sharoitini yozing.
9. Hisobli eksentrisitetning harakatdagi ustunning tartibini keltiring.
10. Ko'ndalang sterjenni siqilgan elementlardagi belgilanishi qanday?

VI-Bob. Oldindan zo‘riqtirilgan elementlarni hisoblash va ularni loyihalash prinsiplari.

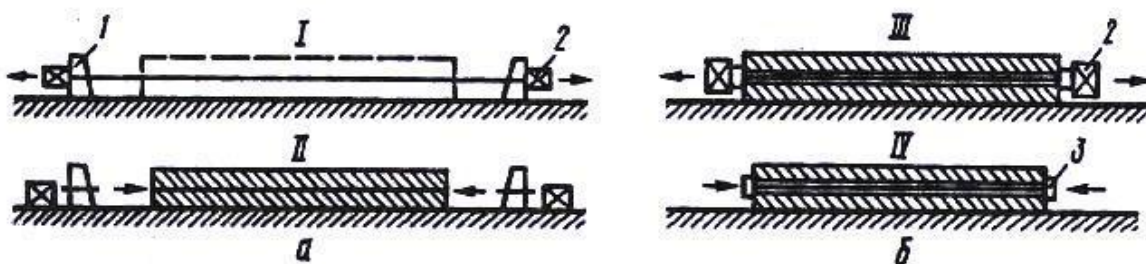
6.1. Oldindan zo‘riqtirishning temirbeton hususiyatlari va ularning qo‘llanilishi

Betonning kamchiliklaridan biri uning cho‘zilishdagi mustaxkamligining kamligidir. Buning oqibatida temir-beton konstruksiyasi cho‘zilgan zonada tashqi yuk ta’siridan yoriqlar paydo bo‘ladi, uzoq muddatga xizmat qilish xususiyatini pasaytiradi. Temir-betonni oldindan zo‘riqtirish g‘oyasi cho‘zilishga yomon ishlaydigan betonni cho‘zilishga ishlashni majbur qilishdan iborat. Temir-beton konstruksiyalari tayyorlanish jarayonida sun’iy siquvchi kuchlanish barpo qilinadi va bunday xolatni oldindan zo‘riqtirish deyiladi. Oldindan zo‘riqtirish po‘lat sarfini anchagina tejashga yordam beradi, bunda yuqori mustaxkamlikka ega bo‘lgan armaturadan foydalanish tavsiya etiladi. Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyani qo‘llash iqtisod jihatdan samaralidir, chunki beton va armatura mustaxkamliklari to‘liq xususiyatlaridanto‘liq foydalaniladi. Bundan tashqari oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarda yorilishga qarshi mustaxkamligi oshishi va ularni uzoq muddatga xizmat qilishi ortadi, beton sarfi kamayadi (yuqori sinf betonni ko‘llashning natijasida).

Birinchi bo‘lib 1928 yilda fransuz injeneri E.Freysine, Rossiyada 1932 yilda prof. V.V.Mixaylov tomonidan yuqori mustaxkamlikdagi armaturani armaturalash uchun oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyadan foydalanilgan.

Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalarni qurilish praktikasida ko‘llash natijasida temirbeton konstruksiyalarini ishlatish ko‘lami kengayib bordi, ulardan katta oraliqlarni yopish, to‘sin va fermalar, yupqa devorli qishloq-xo‘jalik rezervuarlarni tayyorlash, siloslar, senaj minoralarini yopish imkonini beradi. Asosan, egiluvchi elementlar –to‘sin, ferma, plitalar, shpallar, bog‘lanish tarmog‘i tayanchlari, shuningdek, pastki poyaslar, ferma qiya tayanchlarida, trubalarda oldindan zo‘riqtirish qo‘llaniladi. Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalar sanoat va qishloq xo‘jalik qurilishida, ayniqsa yig‘ma elementlarni yopish va orayopmalarda, silos devorlari, senaj minoralarida qo‘llash keng tarqalgan.

Masalan, qishloq regionlarida turar joy binolarini qurishda uzunligi 6 m bo‘lgan ko‘pg‘ovakli plitalar, uzunligi 6 va 12 m bo‘lgan qovurg‘ali plitalar, stropil to‘sinlar oralig‘i 6, 9, 12, 19 m li turli fermalardan bir qavatli qishloq xo‘jalik binolarini qurishlarida foydalaniladi.



6.1-rasm. Armaturani oldindan zo‘riqtirish usullari.

a) tayanchgach o‘zish; b) betonga cho‘zish; I-armaturani tayanchlarda cho‘zish; II, IV-tayyorlangan elementlar; III-armaturani betonda cho‘zish: 1-tayanch: 2-domkrat: 3-anker.

Sanoat va fuqarolar qurilishida, maxsus inshootlarni qurishda elevatorlar, maxsus mo'ljallangan siloslar, bosimli trubalar, aerodromni yopish plitalari, temirbeton qoziqlari, ko'priklar tayanchi qoziqlarini qo'llashda juda keng ko'lamda oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalar ko'llaniladi.

6.2. Oldindan zo'riqtirish hosil qilishning usullari

Oldindan zo'riqtirilgan temir-beton konstruksiyalarda ikki usul bilan amalga oshiriladi:

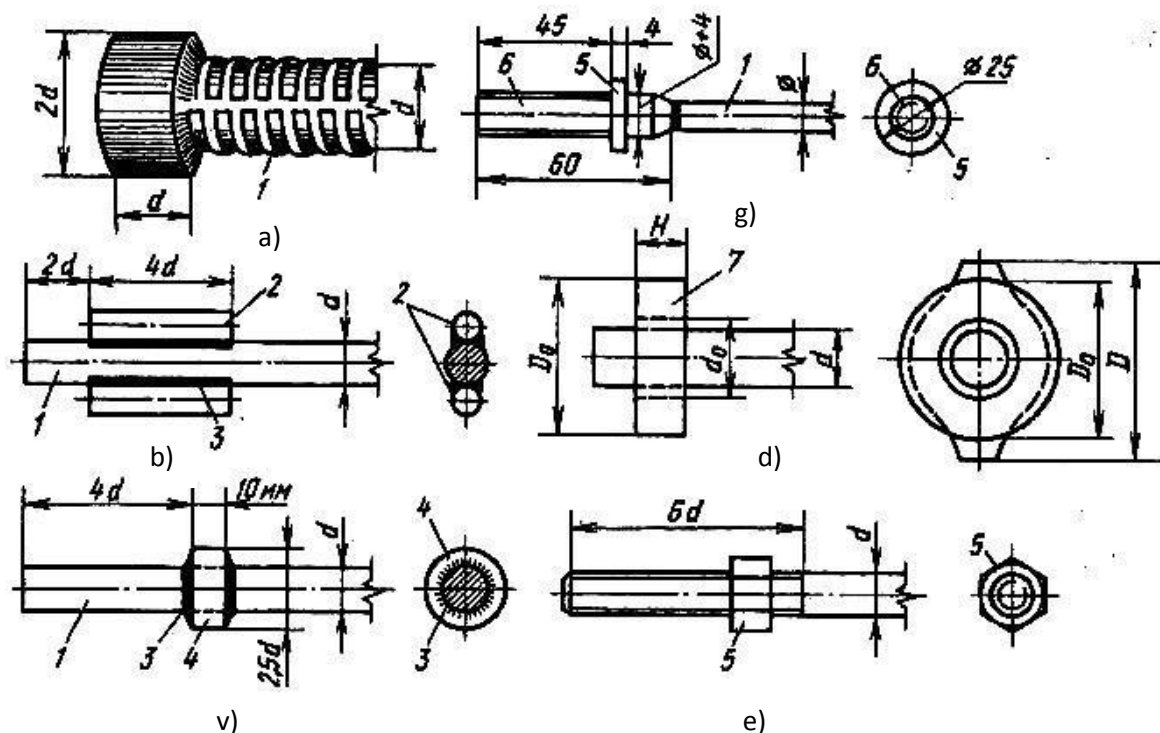
- 1) betonlashdan avval qolip tayanchiga armaturani cho'zish (6.1-rasm);
- 2) betonlangan va beton qotganidan keyin armaturani tortish.

Armaturani cho'zish usulini tanlash bir necha faktorlarga bog'liq: Konstruksiyaning turiga qarab; qo'llanilayotgan armaturaning turiga qarab; oldindan zo'riqtirishi uchun qo'llaniladigan moslamalarning turiga qarab eng iqtisodiy samarasi yuqori bo'lgan usul tanlanadi.

Konstruksiyalarni tayanchga tortish usuli asosan ishlab chiqaruvchi korxonalarda kichik va katta oraliqga ega bo'lgan elementlarni tayyorlashda amalga oshiriladi.

Bu usulni qo'llanilganda armaturani berilgan kuch miqdorida tortiladi va formalarning yon tomonlaridagi tayanchlariga mustaxkamlanadi (6.1.a - rasm). Undan keyin konstruksiya betonlanadi. Beton kerakli mustaxkamlikka erishgandan keyin, armaturani tayanchdan ozod qilinadi. Boshlang'ich uzunligini qayta tiklash uchun armatura betonni siqadi. Betonga zo'riqtirish armaturaning beton bilan bog'lanishi bo'yicha uzatiladi, shuningdek betonda joylashgan maxsus ankerlovchi moslama yordamida agar bog'lanish yetarli bo'lmasa, yetkazib beriladi.

Betonga tortish usuli ancha mehnat sarfini talab qiladi, uni asosan, tayanch qali tortishni bajarib bo'lmaydigan xolatlardagina qo'llaniladi (masalan, katta o'lchamli inshootlarda, ko'priklar qurishda va yaxlit konstruksiyalarni ko'llanilganda foydalaniladi). Bu usul qo'llanilganda avval armaturalangan beton konstruksiyalar tayyorlanadi, bunda konstruksiyalarda kanallar yoki zo'riqtirilgan armatura uchun oldindan qoldirilgan teshiklar rejalangan bo'ladi (6.1.b-rasm). Bu teshiklar armatura diametridan bir qancha katta o'lchovga ega, ularni yupqa devorli po'lat trubkalar yordamida maxsus joylashiriladi. Beton kerakli mustaxkamlikka erishilgandan so'ng, kanal va qoldirilgan teshiklarga armatura kiritiladi va ularni kerakli kuch bilan tortiladi va konstruksiya tayanchlariga mustaxkamlanadi. Shunday qilib, beton siqiladi. Beton bilan armaturaning o'zaro bog'lanishini taminlash uchun kanallar sementli yoki sement-qumli qorishmalar bilan to'ldiriladi. Armatura konstruksiyani tashqi tomonida xam qo'lash mumkin. Ularni stenaj minoralari, siloslar, rezervuarlar va truboprovodlar ishlab chiqarishda qo'lash mumkin.



Rasm. 6.2. Cho‘zilgan sterjenli armaturaning ankerlanishi.

Bunday xolatlarda armaturani tortilgandan so‘ng maxsus korroziyaga qarshi muxofaza qiluvchi tarkib bilan armatura qoplanadi.

Armaturani tortishni mexanik, elektrotermik va fizik-kimyoviy usullar bilan bajarish mumkin. Mexanik usulda armaturalarni gidravlik domkratlar, o‘raydigan mashina va boshqa mexanizmlar bilan tortiladi. Elektrik usul bilan esa armaturani 300...350°S elektr toki bilan qizdiriladi, formaga kiritilib tayanchga biriktiriladi. Sovush jarayonida armatura qisqaradi va unda oldindan cho‘zuvchi zo‘rikish paydobo‘ladi.

Kombinatsiyalangan usulda esa elektrotermik va mexanik usullar armaturani tortish birgalikda bir vaqtda bajariladi.

Fizik-kimyoviy usul bilan armaturani tortish betonning kengayishi natijasida erishilinadi, bu jarayon uchun maxsus zo‘rikturuvchi sement (NS), ishlatiladi. Betonga o‘rnatilgan armatura beton xajmining kengayishiga qarshilik qiladi va natijada cho‘ziladi. Zo‘riqtirilgan sementning ko‘llanilishida armatura zo‘riktirish uchun ko‘llanilgan moslamaga xojat qolmaydi.

6.3. Oldindan zo‘riqtirilgan elementlarni loyihalashtirishning asosiy qonun-qoidalari

Oldindan zo‘riqtirilgan konstruksiyalar uchun beton materiali sifatida beton sinfi V 20dan V 30 gacha beton sinflariva undan yuqori sinfdagi betonlar armaturaning sinfiga ko‘ra ko‘llaniladi.

Zo'riqtirilgan armatura sinfi va turi	Beton sinfi
1. Sterjenli armatura (ankersiz) diametrli: 10dan 18 mm gacha	
A-IV A-V A-VI 20 mm va ortiq, sinflar	V-15 V-20 V-30
A-IV A-V A-VI	V-20 V-25 V-30
2. Simli armatura sinfi V-II (anker bilan) Vr-II (ankersiz) diametrli: 5 mm gachan 6 mm va undan ortiq K-7 va K-19	V-20 V-20 V-30 V-30

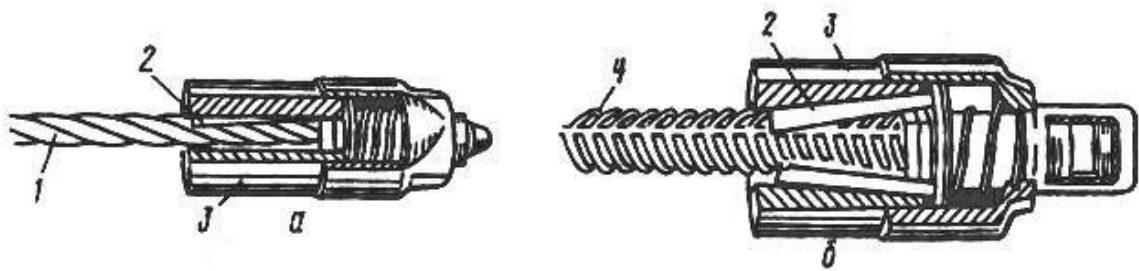
Elementlar chetlarida o'rnatiladigan maxsus ankerlar oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda kuchlanishning ta'minlanishi uchun ishonchli darajada bo'lishi kerak. Bu elementlarning oxirgi uchastkalarida kuchlanish to'plamini qabul qiluvchi va betonga uzatuvchi qo'shimcha kundalang yoki qiya armaturalarni payvandlangan to'rlar yoki xomutlarni o'rnatish orqali amalga oshiriladi.

Ankerlovchi moslama, betonga kerakli kuchlanishni qabul qilish ta'minlanmaganda o'rnatiladi. U armaturaning diametri d ga, armaturani oldindan zo'riqtiruvchi kuchlanishi σ_{sp} ga, beton qabul qiladigan mustaxkamlik R_{bp} ga bog'liq va quyidagi formula bilan aniqlanadi.

$$l_p = \left(\frac{\omega_p \sigma_{sp}}{R_{bp}} + \Delta \lambda_p \right) d \quad (6.1.)$$

bu yerda, ω_p va $\Delta \lambda_p$ – eksperimental koeffitsiyentlar va ular armaturaga qarab olinadi. Sterjen armaturalar uchun $l_p \geq 15d$.

Bir necha simlardan to'qilgan arqonlar qatoridan tashkil topgan baquvvat armatura to'plamini stakan turidagi ankerlar bilan mustaxkamlanadi. Armatura po'latining turiga qarab, cho'zish usuli va boshqa ba'zi-bir faktorlarni qarab oldindan zo'riqtirish usuli tanlanadi. Armaturani oldindan zo'riqtirish qancha katta bo'lsa, konstruksiya ishiga ijobiy ta'siri shuncha yuqori bo'ladi. Biroq, betonni siqilish kuchiga salbiy ta'sirini bartaraf etilishi kerak, shuningdek armaturani o'zining mustaxkamlik bo'yicha xarakteristikaning tabiiy chegaralinishiga rioya qilinishi kerak.



6.3-rasm. Yarimavtomatli qisqich.

a-arqonli armaturaga; *b*-sterjenli armaturaga; 1-arqon; 2-qisqichli gubka; 3-korpus; sterjenli armatura.

Oldindan choʻzish qiymati quyidagicha qabul qilinadi:

$$0,3R_{s,ser} \leq \sigma_{sp} - \rho; \sigma_{sp} + \rho \leq R_{s,ser} (6.2.)$$

bu yerda, ρ -oldindan zoʻriqtirishning ruxsat etilgan ogʻishi; mexanik usulda zoʻriqtirishi $\rho = 0,05\sigma_{sp}$ va elektrik usulda zoʻriqtirish $P = P_1(1 + l_1/l)$, $P_1=30MPa$, $l_1 = 12$ m, l - choʻziladigan sterjen uzunligi.

Koʻrsatilgan chegaraviy cheklanish (6.2.) qiymati oldindan zoʻriqtirish σ_{sp} imkoni boʻyicha kattarogʻi olinadi. Loyihalash normalari armaturadagi oldindan zoʻriqtirishning oʻzgaruvchanligini elementlarning yorilishga chidamliligi va mustaxkamligini xisoblashda eʼtiborga olinadi. Shu maqsadda oldindan zoʻriqtirish qiymati aniqligi koeffitsiyenti kiritiladi.

$$v_{sp} = l + 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 \pm \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) \begin{matrix} \geq 1,1 \\ \leq 0,9 \end{matrix} (6.3.)$$

$\rho = 0,05\sigma_{sp}$ -armaturani mexanik usul bilan choʻzishda tuzatish.

$\rho = 30 + 360/l$ –elektrik usul bilan, bu yerdagi 30 MP birligida olinadi.

l - choʻziladigan sterjen uzunligi, m;

σ_{sp} -yoʻqotishini xisobga olingan xolda armaturani oldindan zoʻriqtirish;

n_p - element kesimida zoʻriqtiriladigan armaturada sterjenlar soni.(6.3.)

formuladan aniqlanadigan v_{sp} koeffitsiyentining qiymati oldindan siqishning darajasiga bogʻliq, (plus) belgisi oldindan zoʻriqtirishning xisoblash natijasiga noqulay taʼsiri, (minus) belgisi esa qulay taʼsirida deb qabul qilinadi.

6.4. Oldindan zuriqtirilgan elementlarda normal kesim boʻyicha kuch taʼsirida kuchlanishlik xolati

Oldindan tayanchga tortish usuli bilan zoʻriqtirilgan egiluvchi elementlarni normal kesim boʻyicha kuch taʼsirida zoʻriqtirish xolatini koʻrib chiqamiz.

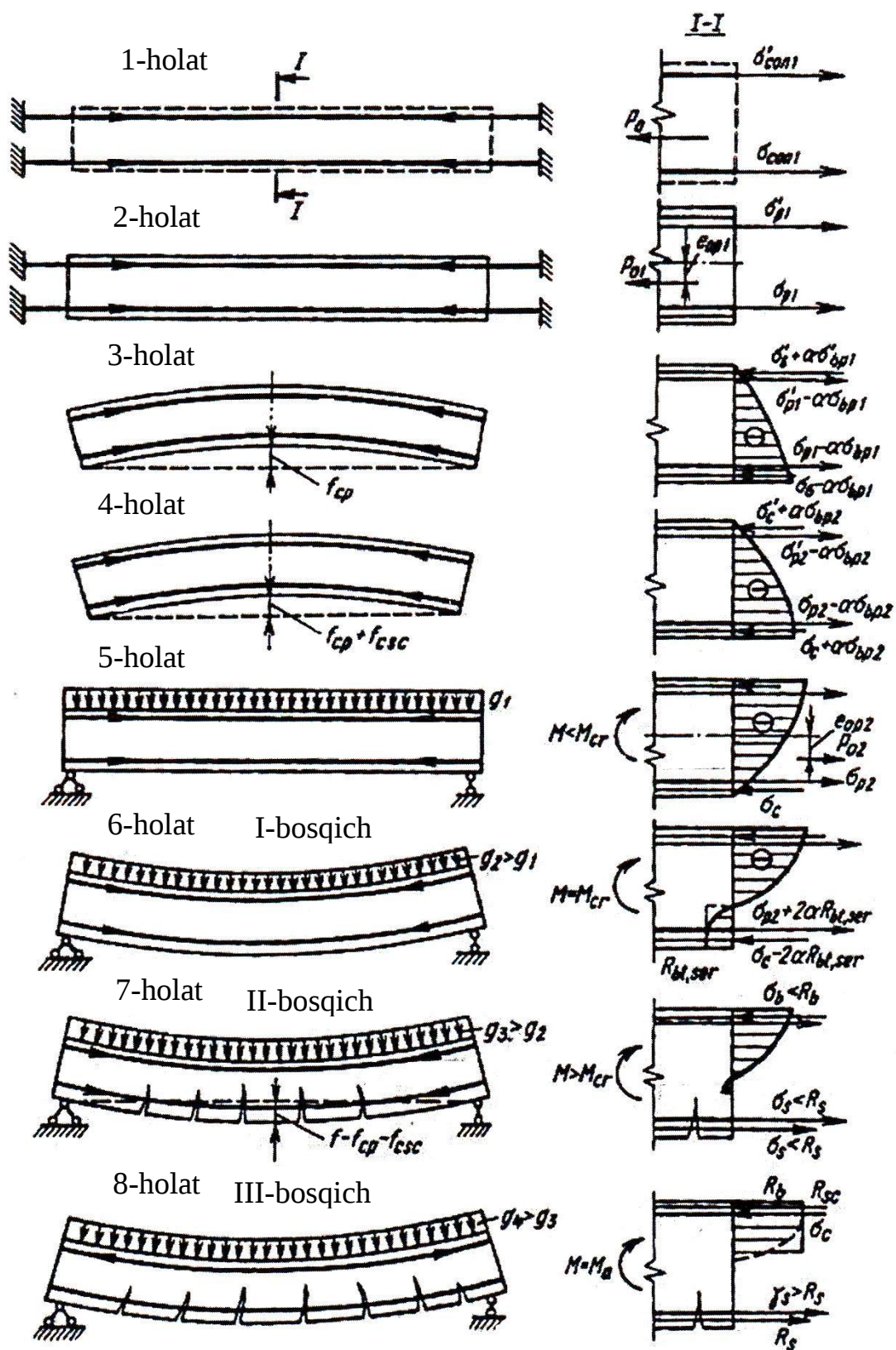
1 xolat. Kuch taʼsirida choʻzilgan zonada armatura A_{sp} va siqilgan zonada zoʻriqtirilgan armatura A'_{sp} , bu yerda $A_{sp} > A'_{sp}$, pastki va yuqori armaturalar δ_{sp} va δ'_{sp} bilan zoʻriqtirilib tortiladi va tayanchlarga mustaxkamlanadi.(6.4-rasm)

2 xolat. Beton quyish va qotishi davrida oldindan zo'riqish kuchlanishi ankerlarni siqilishi, tayanchlardagi deformatsiyalari, armatura kuchlanishini relaksatsiyasi va xarorat farqi hisobiga qarab kamayadi.

3 xolat. Beton kerakli mustahkamlikka ega bo'lganda keyin R_b armaturani tayanchlardan ozod qilinadi va u qisqarishi hisobiga elementni siqadi. Ta'sir qiluvchi kuch hisobiga element siqiluvchan yoki qisman tepa zonada cho'ziluvchan bo'lishi mumkin. Beton siqilishi natijasida beton oquvchanligi hisobiga kamayishlar ortadi. Undan tashqari armaturada ham beton siqishi natijasida kuchlanish kamayishi sodir bo'ladi. Beton va armaturadagi deformatsiyalar modullari $E_s = E_b$ (bu yerda $E_b = \delta_b \rho / E_s : E_s = \delta_s / E_s ; \delta_b \rho$ – beton siqilishi kuchlanishi) Armatura kuchlanishi kamayishi $\Delta \delta_s = \frac{E_s \delta_{b\rho}}{E_b} = \alpha \delta_{b\rho}$. Armaturadagi kuchlanish $\delta_{sp} - \delta_{cos1} - \alpha \delta_{b\rho}$ va $\delta'_{sp} - \delta'_{cos1} - \alpha \delta'_{b\rho}$. Nosimmetrik armaturalanganda ($A_{sp} > A'_{sp}$) element nosimmetrik egiladi.

4 xolat. Vaqt o'tishi bilan beton kirishishi va oqishi hisobiga armaturadagi kuchlanishi pasayishi davom etadi, ya'ni ikkinchi kamayishlari mavjud bo'ladi δ_{cos2} . Betondagi elastik kuchlanish miqdori ham kamayadi va δ_{bp1} ga yetadi. Hamma kamayishlar hisobga olinadi. $\delta_{sp} - \delta_{cos1} - \delta_{cos2} - \alpha \delta_{bp1} = \delta_{sp} - \delta_{cos} - \alpha \delta_{bp1}$; $\delta'_{sp} - \delta'_{cos} - \alpha \delta'_{bp1}$.

1-4 xolatlar elementlarga kuch qo'yilishdan oldin bo'ladi.



6.4-rasm. Oldindan zo'riqtirilgan elementlarda kuchlanganlik xolatlari.

5 xolat. Tashqi ta'sir qiluvchi kuchni ma'lum bir miqdorda betondagi oldindan siquvchi kuchlanish armatura satxida 0 ga teng bo'ladi, armaturadagi kuchlanish esa ko'paya boradi. Keynchalik element ishi 3 stadiyalı xarakterga ega bo'ladi, xuddı egiluvchan oldindan zo'riqtirilgan elementlarga xos shaklda.

6 xolat. Kuch ta'siri oshirilganda cho'ziluvchi zonadagi beton kuchlanishi R_{bt} ga teng bo'ladi va uning deformatsiyasi ε_{bt} ortadi. Beton va armaturalardagi deformatsiyalar ($\varepsilon_s = \varepsilon_{bt}$) hisobiga A'_s gacha deformatsiya $\Delta\delta_s = \Delta\varepsilon_s E_s = 2\alpha R_b$ ga oshadi va u $\delta_{sp} - \delta_{cos} + 2\alpha R_{bt}$ ga teng bo'ladi.

Shunday qilib oldindan zo'riqtirilgan elemntlarda egilishda yoriq paydo bo'lishidan oldin armaturadagi kuchlanish yuqori bo'ladi. Shuning hisobiga oldindan zo'riqtirilgan konstruksiyalarda yoriqqa bardoshlilik hususiyati ko'pdir.

7 xolat. Cho'ziluvchi zonada yoriqlar paydo bo'ladi (IIbosqich), cho'zuvchi kuchlarni A_s armatura qabul qiladi, siqilish zonasida betondagi siqilish kuchlanishi orta boradi.

8 xolat. Cho'ziluvchi A_s armaturadagi kuchlanishi R_b ga yetganda, siqiluvchi betondagi kuchlanish ham R_b ga yetadi va element buziladi (IIIbosqich).

Shunday qilib, elementlarda armaturani oldindan zo'riqish konstruksiyalarni mustahkamligiga ta'sir qilmaydi.

6.5. Oldindan zo'riqtirilgan egiluvchan elementlarni birinchi guruh chegaraviy xolatibo'yicha xisoblash

Oldindan zo'riqtirilgan elementlarni normal kesim bo'yicha mustaxkamligini xisoblash, temirbeton elementlarining oldindan zo'riqtirilmagan xolatidek, betonning siqilgan zonasidagi nisbiy balandligi qiymatiga bog'liq xolda olib boriladi.

Yakka zo'riqtirilgan va zo'riqtirilmagan armatura kesimi mustaxkamligi shart orqali tekshiriladi.

$$M \leq (R_s A_s + \nu_{s6} R_{sp} A_{sp}) \eta h_0 \quad (6.19.)$$

η - parametrlarini qiymatlarga bog'liqligidan topiladi:

$$\xi = \frac{R_s A_s + R_{sp} A_{sp}}{R_b b h_0} \quad (6.20.)$$

Siqilgan zonada nisbiy balandlik koeffitsiyent $\nu_{s6} = 1$ orqali topiladi. Zo'riqtirilgan cho'zilgan armatura A_{sp} ning talab qilingan soni kesimining berilgan o'lchamlari va zo'riqtirilgan armaturaning konstruktiv qabul qilingan ifodasi orqali aniqlanadi:

$$\nu_{s6} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s = \xi R_b b h_0 \quad (6.21.)$$

$\xi \leq \xi_R$ da kesim mustaxkamligi quyidagi ifoda orqali tekshiriladi.

$$M_{bmax} \leq d_R R_b b h_0^2 \quad (6.22.)$$

$$d_R = \xi_R (1 - 0,5 \xi_R).$$

Zo'riqtirilgan ikkala armaturaning kesim mustaxkamligi qo'yidagi ifoda bilan tekshiriladi.

$$M \leq d_0 R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma'_{sc} A'_{sc} (h_0 - a_p) \quad (6.23.)$$

$$R_s A_s + \nu_{s6} R_{sp} A_{sp} - R_{sc} A'_s - \sigma'_{sc} A'_{sc} = \xi R_b b h_0 \quad (6.24.)$$

$$\text{bu yerda } \sigma'_{sc} = (\sigma_{s2} - \sigma'_{sp}); \sigma'_{sc} = 400 - \nu_{sp} \sigma'_{sp} \quad (6.25.)$$

400 – armaturaning kuchlanishi, beton siqilishdagi chegaraviy deformatsiyasini aniqlovchi ($\varepsilon_{bmax} = 200 \cdot 10^{-5}$); σ'_{sp} - armaturaning chegaraviy kuchlanishi, kuchlanishni aniqlovchi koeffitsiyenti $\nu_{sp} > 1$.

$$\nu_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta \quad (6.26.)$$

Kesim mustaxkamligini aniqlanganda barcha ma'lum parametrlar tenglamasidan (6.24.) betonning siqilgan zonadagi A_s , nisbiy balandligini, aniqlanadi. ξ ni bilib, jadvaldan α_0 ni topiladi. Kesim mustaxkamligini (6.23.) sharti bilan tekshiriladi.

Siqilgan zonada talab qilingan zo'riqtirilmagan armaturaning soni formula bilan topiladi.

$$A'_s = \frac{M - \sigma'_{sc} A'_{sp} (h_0 - a_p) - d_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)} \quad (6.27.)$$

Agar, $A'_s \leq 0$, bunda xisob bo'yicha armatura talab kilinmaydi.

6.5.1. Markaziy cho'zilgan oldindan zo'riqtirilgan elementlarnig chegaraviy xolatinig birinchi guruhi bo'yicha xisoblash

Oldindan zo'riqtirilgan hisoblash asosida markaziy cho'zilgan oldindan zo'riqtirilgan element mustaxkamligini uchinchi bosqichdako'rilganidek hisob olib boriladi. (Markaziy cho'zilgan elementning oddiy armirlangan zo'riqtirilgan xolati).

Bu bosqichda xamma cho'zuvchi kuchlanishni armatura qabul qiladi. Shuning uchun markaziy cho'zilgan oldindan zo'riqtirilgan elementlar mustaxkamligi sharti. Xuddi oldindan zo'riqtirilgan, lekin zo'riqtirilgan armaturaning qo'shilganligini xisobga olib yoziladi.

Zo'riqtirilgan armatura konstruksiya uchun qo'yidagi ko'rinishi oladi:

$$N \leq N_u = R_s A_s + \nu_{s6} R_s A_{sp} \quad (6.28.)$$

A_{sp} – zo‘riqtirilgan armatura yuzasi;

ν_{s6} - armatura ishlash sharti koeffitsiyenti;

$$\nu_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) \leq \eta \quad (6.29.)$$

R - koeffitsiyent, $\eta=1,2$ armatura uchun sinfining A-IV; $\eta=1,5$ – sinflari A-V, B-II, B_p-II; $\eta=1,1$ sinfi A-IV.

VII-Bob.7.1. Ko'p qatlamli temir-beton konstruksiyalarni loyihalash va ishlatish.

Turar-joy kurilishining hozirgi davr rivojlanishidagi asosiy muammolaridan biri yoqilg'i-energetik manbalari sarfini kamaytirish bo'lib, bu borada nafaqat qurilish materiallarini ishlab chiqarishda, balki bino va inshootlarni ekspluatatsiya qilishda ularni isitish uchun sarflanayotgan energiyani tejash asosiy masala bo'lib qolmoqda.

Xozirda bino va inshootlarni isitish uchun yalpi energetik resurslarning qariyb 35% sarflanmoqda. Yevropa mamlakatlariga nisbatan, MDX mamlakatlarida yagona turar-joy maydoni uchun 2-3 marta ortik energiya sarflanmoqda. Xuddi shunday Rossiyadagi ko'p qavatli turar joy binolaridagi issiqlik sarfi 350-550 KVs/(m²yil)ni tashkil etsa, kottedj turidagi aloxida uy-joylarda bu ko'rsatkich 600-800ni tashkil etadi. Germaniyada, masalan, xovli-joy turidagi binolarda o'rta 250 kVt ch/(m² yil), Shvetsiyada -135 kVt ch/(m² yil), Eng sifatli chet el turar joybinolariga 90-120 kVt ch/(m² yil) energiya sarf qilinadi.

Aniqlanishicha, shartli ravishda olingan turar joyning alohida issiqlik yo'qotish ko'rsatkichlari quyidagicha: devor orqali - 36%, derazadan - 24%, orasida infiltratsiyalanuvchi havo bo'shlig'i bo'lgan deraza tirkishlaridan - 37% ga teng. Boshqa qiymatlar bo'yicha: devor orqali - 45% deraza va eshik - 33 %, tom va orayopmalar orasidan -22% ni tashkil qiladi. Mazkur qiymatlarga ko'ra issiqlik yo'qotilishini kamaytirish maqsadida eng avvalo uy joylarning devor va orayopmalari issiqlik saqlovchi katamlar bilan jihozlashni talab etiladi.

To'siq konstruksiyalarining termik qarshiligini oshirishga butun dunyo va MDX davlatlarida katta axamiyat berilmoqda. Misol sifatida Rossiyaning Davqurilish qumitasi tomonidan chiqarilgan 1994 yil 25 martdagi qarori bilan yonilg'i energetik manbalarni iktisod kilish maksadida yig'ma temir-beton turar joy va jamoat binolari qurilishida zichligi 900 kg/m³ dan yuqori bo'lgan materialdan tayyorlangan bir qatlamli panellarni qo'llash man etilib, ularni uch qatlamli yoki termovkladishli panellar bilan almashtirish tavsiya etilgan. 1995 yil 1 sentabrdan SNIIP II- 3-79 "Qurilish issiqlik texnikasi" qurilish me'yorlari va qoidalarining 3-bandga o'zgartirishlar kiritilgan bo'lib, unda to'siq konstruksiyalarining issiqlik-texnik xarakteristikalarini bosqichma-bosqich ko'tarish nazarda tutilgan.

Birinchi bosqichda devorlarning issiq uzatishga bo'lgan qarshiliklarikoeffitsiyentini 1,16 m² S/Vt dan 2,2 m² S/Vt ga oshirib, zamonaviy binolardagi issiqlik sarfi 17%ga kamaytirilgan. Bu boskich talablariga penopolisterolbeton plitalaridan tayyorlangan termovkladishli uchqatlamli keramzit-beton panellari javob beradi.

Rossiya 2000 yilning 1 yanvaridan e'tiboran SNIIP II-3-79ga mos holda Rpr ni 3 m²s/Vt yetkazishni nazarda tutuvchi ikkinchi bosqichga o'tdi. Bu o'z navbatida isitishga ketadigan issiqlik sarfini 22 %ga kamaytirish imkonini beradi. Mazkur boskich talabiga chekkalari va o'rta qismlarida bo'ylama qoburg'alari bo'lmagan, effektiv penopolistiroldan issiqlik tutuvchi qatlami bo'lgan uchqatlamli panellar javob beradi. Tashqi va ichki yuk ko'taruvchi beton qatlamlarini bir-biriga

bog'lovchi elementlar sifatida ushbu mahsulotlar uchun nuqtali bog'lanishlarni qo'llash mumkin. Ular elastik bog'lovchilar yoki "havo ko'priklari" ni hosil kilmaydigan, diskret - joylashtirilgan betonli armaturalangan shponkalar bo'lib, ikkisi ham GOST 11024-84* "Turar joy va jamoat binolari uchun beton va temirbeton devor panellari" talablariga javob beradi.

Bizning respublikamizda ham mazkur yunalishda tadqiqotlar, ishlar olib borilmokda. KMK 2.09.15-97 "Qurilish issiqlik texnikasi" nomli Respublika me'yoriy xujjati amalda joriy etildi va unda to'sik konstruksiyalariga qo'yiladigan talablar sobiq ittifoq davridagi me'yorlarga nisbatan yanada oshirildi. O'zbekiston Respublikasi Vazirlar Mahkamasining 2000 yil 9 oktabr, 389-sonli qarori bilan Respublika Davarxitektqurilish zimmasiga binolarni issiqlikizolatsiyasi bo'yichame'yorlar ishlab chiqish topshirilgan.

Uy joy SNIIEP(Rossiya)da olib borilgan ishlar, xozirgi davrda qatlami bir turli tashqi devor konstruksiyalari, shuningdek, yengilbeton, g'ishtdan, yog'och va g'ovak betondan tayyorlangan konstruksiyalari zamonaviy issiqlik-texnik va iqtisodiy mezonlarga javob bermaydi. Asosiy qo'llanilayotgan material hususiyatidan katyiy nazar issiqlik saqlash hususiyatini oshirish uchun, devorbob konstruksiyalar effektiv issiqlik o'tkazmaydigan mahsulotlar qo'llangan holda ko'p qatlamli bo'lishi talab etiladi.

Uch qatlamli panellar uchun issiqlik saqlaydigan o'rta qatlam zichligi 300-500 kg/m³, siqilishga mustahkamligi 0,5...2,5 MPa bo'lgan betonlarni qo'llash samarali bo'lib, qo'llanilib kelinayotgan bir qatlamli yengil betonlarga nisbatan ularning issiqlik o'tkazuvchanlik koeffitsiyenti 2,5...4 marta past bo'lishi talab etiladi. Ushbu hollarda an'anaviy qo'llanilib kelinayotgan to'ldiruvchilar (perlit, keramzit va uning turlari), amorf(g'ovak)lashtirilganstrukturalito'ldiruvchilar(penosteklogranulyant, azerit, barotelit, diolit va steklozit), qo'llanilishi mumkin bo'lib, ularning issiqlik o'tkazuvchanligi kristall strukturadagi, yog'ochva qishloq xo'jaliga chiqindilaridan olinadigan hamda ko'pchitilgan polimer donachalarga nisbatan 25-30%ga past bo'ladi.

Uch katlamli panellar o'rta qatlamidagi betonning issiqlik saqlash hususiyatini portlandsement o'rniga sanoat chiqindilari yoki tog'-vulqon chiqindilari (tuf, pemza, vulqon shlaklari va boshqalar) asosida olinadigan kam energiya sarflanadigan klinskisiz yoki kam klinkerli bog'lovchilar kabi aktiv qo'shimchlarni qo'llash orqali ham 20-30%ga ko'tarish mumkin.

Uch qatlamli to'sik konstruksiyalarini qo'llash jarayonida issiqlik saqlovchi qatlamning termik qarshiligi hisobiga devor va tomlar qalinligini (2-3 marta) kamaytirilgan taqdirda ham ularning issiqlik o'tkazuvchanlikka bo'lgan qarshiligini 2-2,5 marta oshirishga, material sarfini kamaytirishga, ekspluatatsion talablar nuqtai nazaridan kelib chiqadigan faktorlar, ya'ni berilgan iqlim hal qiluvchi ahamiyat kasb etadigan xonalardagi issiqlik-namlik rejimini mu'tadillashtirishga erishiladi.

Qurilishda uch qatlamli konstruksiyalarni qo'llashning texnik avfzalligi to'siq konstruksiyalarining og'irligini (o'rtacha 4-5 marta) yengillashtirish imkoniyati bilan ifodalanib, tayanch konstruksiyalari oralig'ini kengaytirish va

turar-joy binolari, jamoat va sanoat inshootlari ichida erkin rejalashtirishda qulaylik yaratadi, inersion massasining kamayishi hisobiga zilzilaga qarshi turg'unligi ortadi.

Uch qatlamli konstruksiyani qo'llash qurilish sifatining oshishiga - inshootlarning issiq saqlash hususiyatini yaxshilanishiga; konstruksiyalarning ovoz o'tkazmaslik hususiyatini ortishiga; dekorativ va badiiy sifat jixatidan quyiladigan talablar asosida bino va inshootlarga zamonaviy kurinish berishga xizmat kiladi.

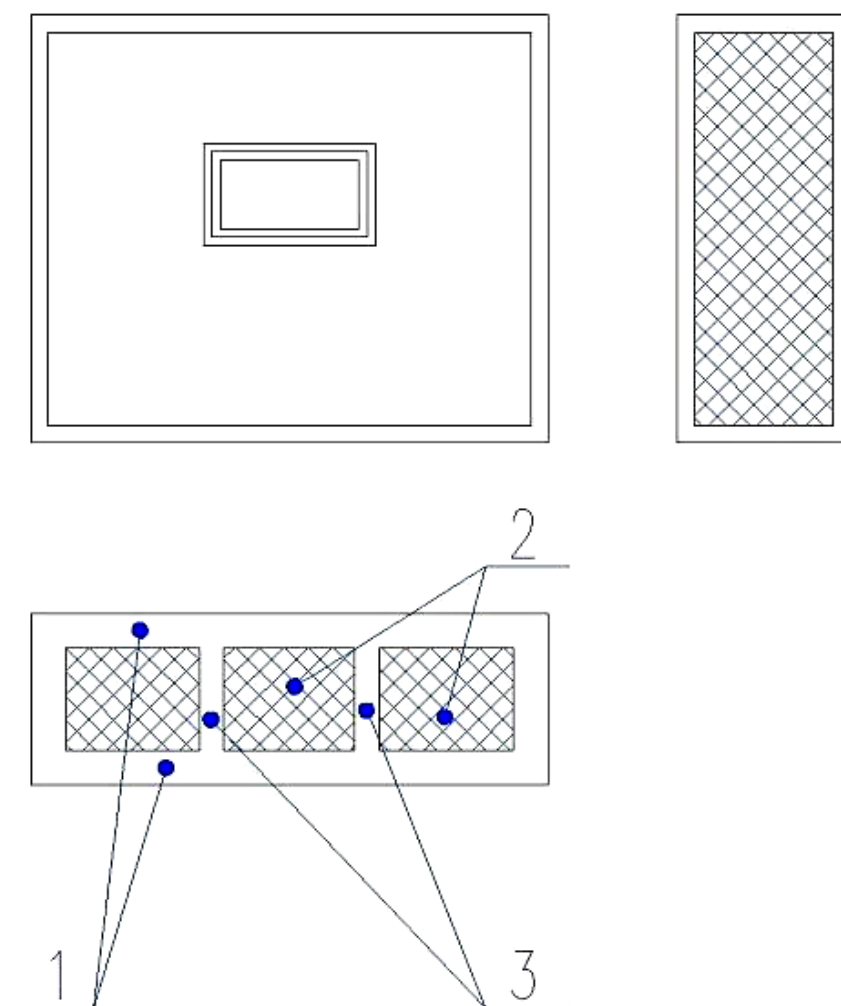
Uch qatlamli devorbob panel konstruksiyalari deb ikki tashqi qismidan beton yoki temir-beton qatlami va o'rta qismda issiqlik tutuvchi qatlamdan iborat bo'lgan konstruksiyalarga aytiladi. Tashqi qismidagi qatlamlar o'zaro odatda, tayyorlanish jarayonida armaturali payvandlangan karkaslar yordamida yoki panelning mustahkamligi va bikrligini ta'minlovchi boshqa usullarni qo'llagan holda bog'lanadi. O'rta qatlamdagi issiqlik saqllovchi sifatida penoplastlar, penoshishalar, penopolistirol, mineralvatali plitalar, shuningdek turli keramzitbeton, yirikg'ovakli beton, perlitbeton, arbolitbeton kabi o'rtacha zichligi 400...800kg/m³ bulgan past mustahkamlikdagi betonlar ishlatiladi.

7.2. Uch qatlamli panel konstruksiyalari.

7.2.1. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panel konstruksiyalari.

Ko'p qatlamli devorlarni qurilishda qo'llash uzoq tarixga ega bo'lib, xususan ulardan Kadimgi Rimda, Yunonistonda va boshka mamlakatlarda foydalanilgan.

Sobiq ittifoq davrida uch qatlamli konstruksiyalar ustida tadqiqotlar olib borish o'tgan asrning 30 yillaridan boshlab yuborilgan. Kompleks devor konstruksiyalarining turli variantlari ishlab chiqila boshlagan. Ularga misol sifatida uch qatlamli, tashqi-ichki ikki qavati g'ishtin va o'rta qatlami betondan tayyorlangan konstruksiyalarni keltirish mumkin. Biroq, ikkinchi jahon urushiga qadar bunday konstruksiyalarni qo'llash tashqi temir beton qatlamlarini ratsional tarzda o'zaro bog'lashni amalga oshirish uchun effektiv yechimlar va materiallar mavjud emasligi hamda panel qurilishi xajmining kichikligi sababli keng qamrov olmadi. Urushdan keyingi davrda uch qatlamli panellarni qurilishda tajriba sifatida qullash va tadqiq qilish bo'yicha ishlanmalar ishlab chikishlarning xajmi kengaydi. Bir vaqtning o'zida beton qoburg'a shaklidagi tashki qatlamlari temir betondan va o'rta qatlami mineralvatadan tayyorlangan issiqlik saqllovchi plitali panellar keng ishlab chikarila boshlandi (7.1-rasm).

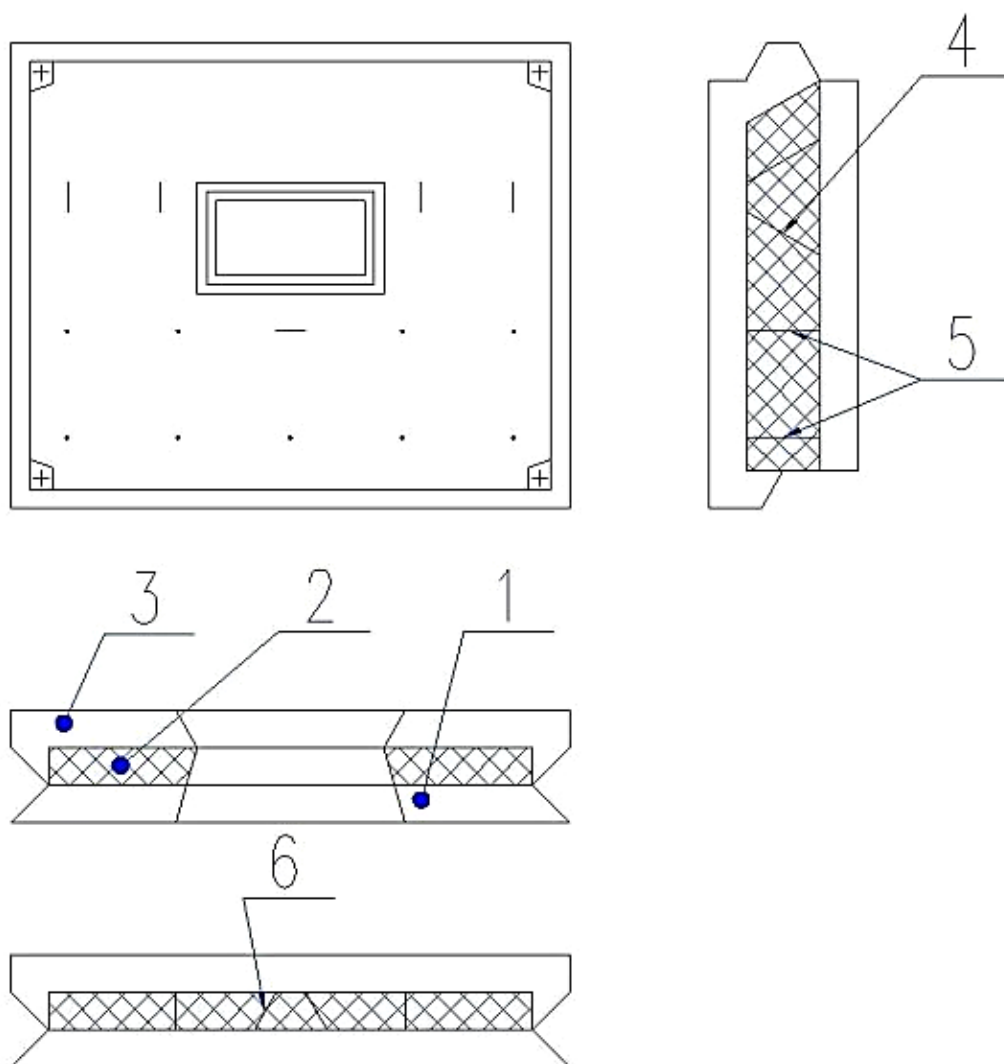


7.1-rasm. Mustahkamlik qoburgʻasi boʻlgan uch qatlamli panel.
 1-tashqi temir beton qatlam, 2- ichki issiqlik saqlovchi qatlam, 3-oʻrta
 qismdagi mustahkamlik qoburgʻalari

Bunday konstruksiyalar jiddiy kamchiliklarga ega. Qatlamlarni mustahkam bogʻlovchi tutash qoburgʻalar tashqi panelning harorat ostida deformatsiyalanishiga qarshilik koʻrsatadi. Bir vaqtning oʻzida binoning ichki konstruksiyasiga bogʻlangan panel va tugunlar ishlay boshlaydi. Mavsumiy va sutkalik harorat oʻzgarishlari sababli tashqi devorlarda sezilarli harorat kuchlanishlari sodir boʻladi va ular mustahkam qoburgʻalar hamda panelning tashqi sirtida yorilishlarni yuzaga keltiradi. Eʼtirof etilgan kamchiliklar tufayli qoburgʻali uch qatlamli panellarni ishlab chiqarish hajmi sezilarli darajada qisqaradi.

Vaqt oʻtishi bilan mamlakatimizda uch qatlamli panellardagi biriktiruvchi tutash qoburgʻalarni tashqi qatlamni biriktiruvchi elastik metall bogʻlanishlarga almashtirish bilan takomillashtiriladi. Bu holda qattiq issiqlik saqlovchilarga afzallik berilib, ularni tayyorlashda panelni loyihaviy qalinligini taʼminlash imkonini beradi. Bunday panellar turar-joy binolari qurilishi uchun "Turar-joy"

SNIIEP va boshqa ilmiy hamda loyihalashtirish tashkilotlari tomonidan tadqiq qilingan va amaliyotga joriy etilgan (7.2-rasm).

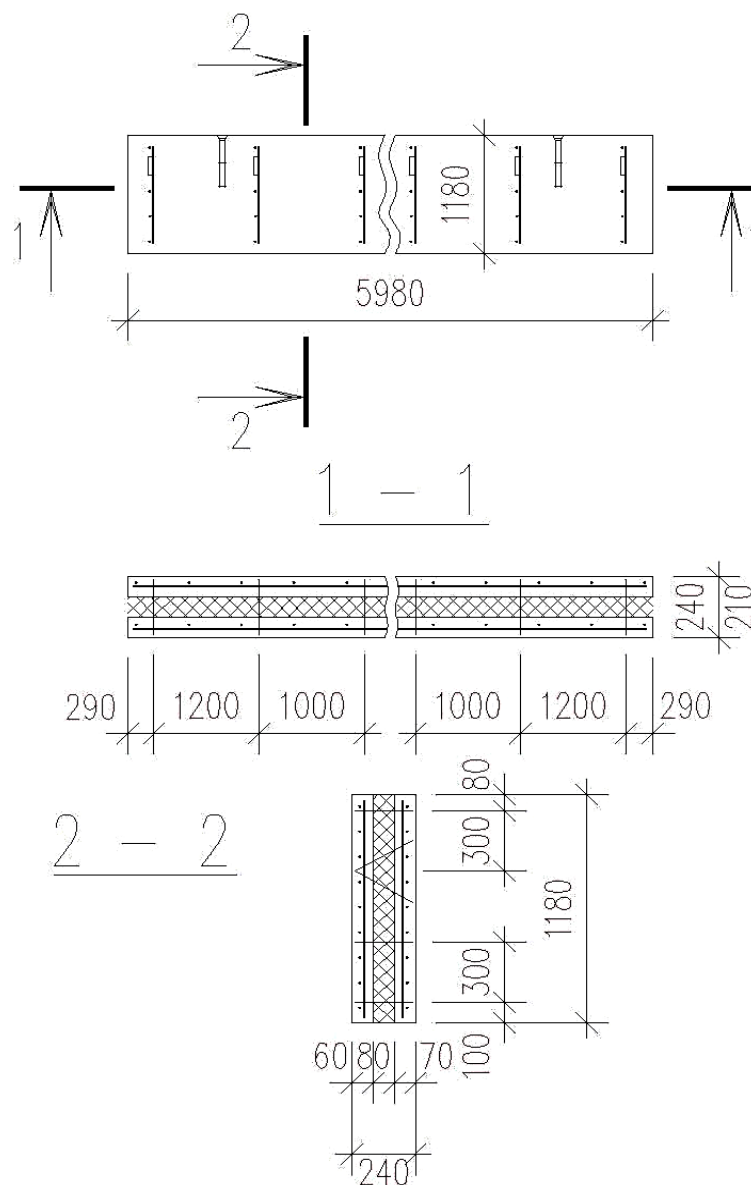


7.2-pacm. Elastik bog'lovchi va effektiv issiqlik saqlovchili uch qatlamli panellar
1-ichki qatlam; 2-issiqlik saqlovchi; 3-tashqi qatlam; 4-osqi;
5-rasporka; 6-podkos

II-04 SNIIEP TVZ va TK boshqa institutlar bilan birgalikda jamoat, ma'muriy-maishiy, yordamchi va sanoat karkas panelli binolar uchun uch qatlamli panellarning issiqlik saqlovchi qatlami mineral paxtadan tayyorlangan elastik bog'lovchili lentasimon bo'lgan plitalarni ishlab chiqilgan. ("Uch qatlamli temirbeton devor panelli elastik bog'lanish va mineralpaxtali sovuq o'tkazmaydigan plitalar" Moskva, 1978 yil) (7.3-rasm).

Kucherenko nomidagi SNIISK boshqa tashkilotlar bilan bir qatorda sanoat va jamiyat binolari devorlari uchun uch qatlamli lentasimon kesim yuzadagi panellarni ishlab chiqqan. Bu panellar sovuq o'tkazmaydigan qatlami zichligi 40-60 kg/m³ bo'lgan fenolli penoplastdan va elastik ("Sanoat va jamoat bino uchun sovuq o'tkazmaydigan qatlami markasi FRP-1 bo'lgan fenolli penoplastdan tayyorlangan uch qatlamli devor panellar" VTU6694-73). Plitaning tashqi qatlami

40 va 50 ichki qatlami esa 80mm bo'lib, V15 klass betonidan, A-1 klassdagi armatura po'latidan tayyorlanadi. Qatlamlar bir butun fazoviy karkas bilan armaturalanadi. Ko'ndalang sterjenlar esa 10 XSND markali 10mm diametrda po'latdan tayyorlanadi va u elastik bog'lovchi bo'lib xizmat qiladi va issiqlik saqlovchi karkas ichiga betonlashdan avval to'shaladi.

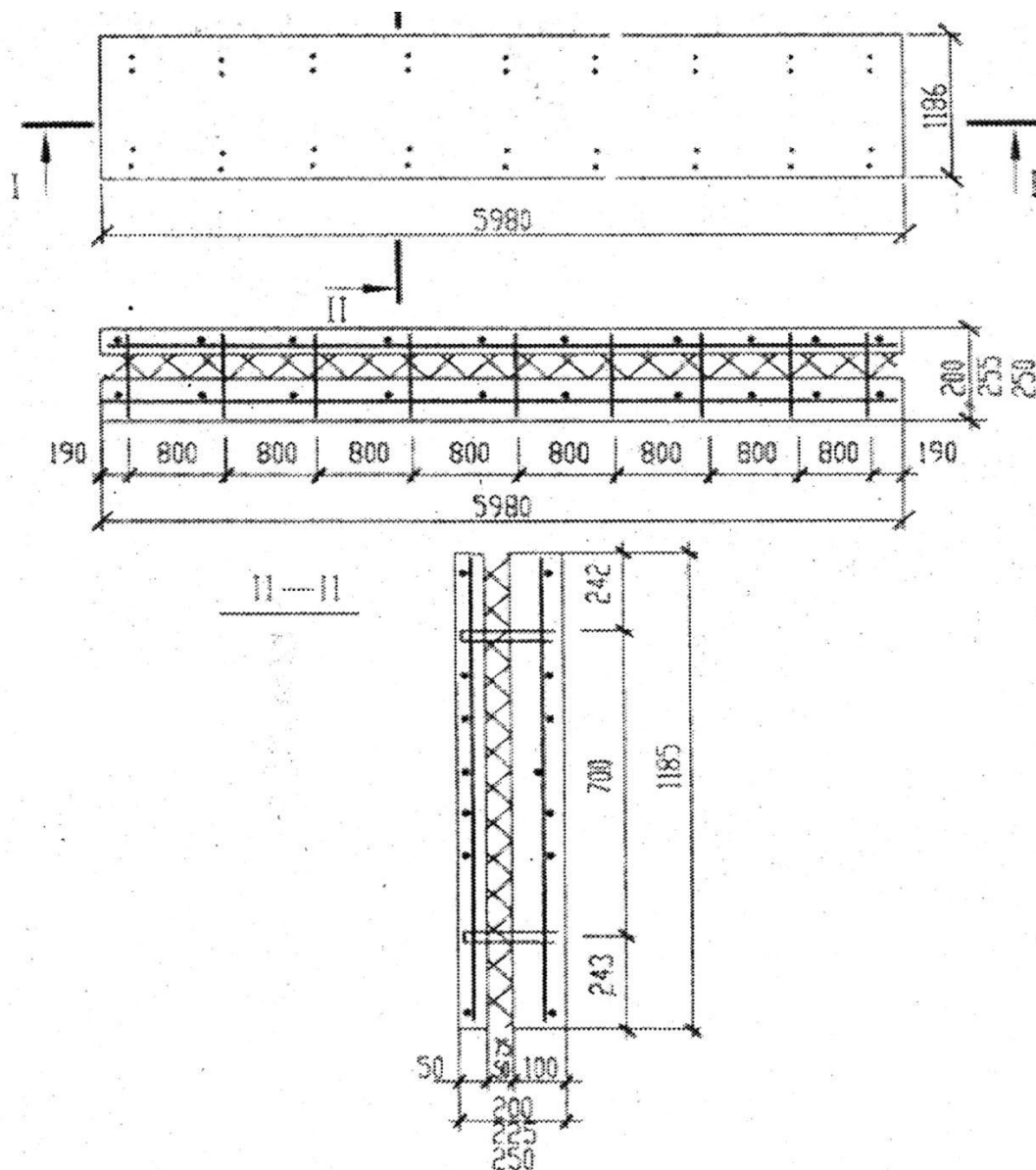


7.3-rasm. Jamoat binolari uchun mo'ljallangan uch qatlamli panel

Sanoat binolari uchun SNIEP sanoat binolari va bir qator institutlar bilan birgalikda o'z-o'zini ko'tarib turuvchi uch qatlamli gorizontall panellar ishlab chiqilgan. (seriya 1.432-12/80 "Normal va yuqori namlik rejimidagi binolar uchun hisobiy zilzilabardoshligi 7,8 va 9 ball bo'lgan elastik bog'lanishdagi effektiv issiqlik saqlovchi kiritilgan uch qatlamli devorbob temir beton panellar").

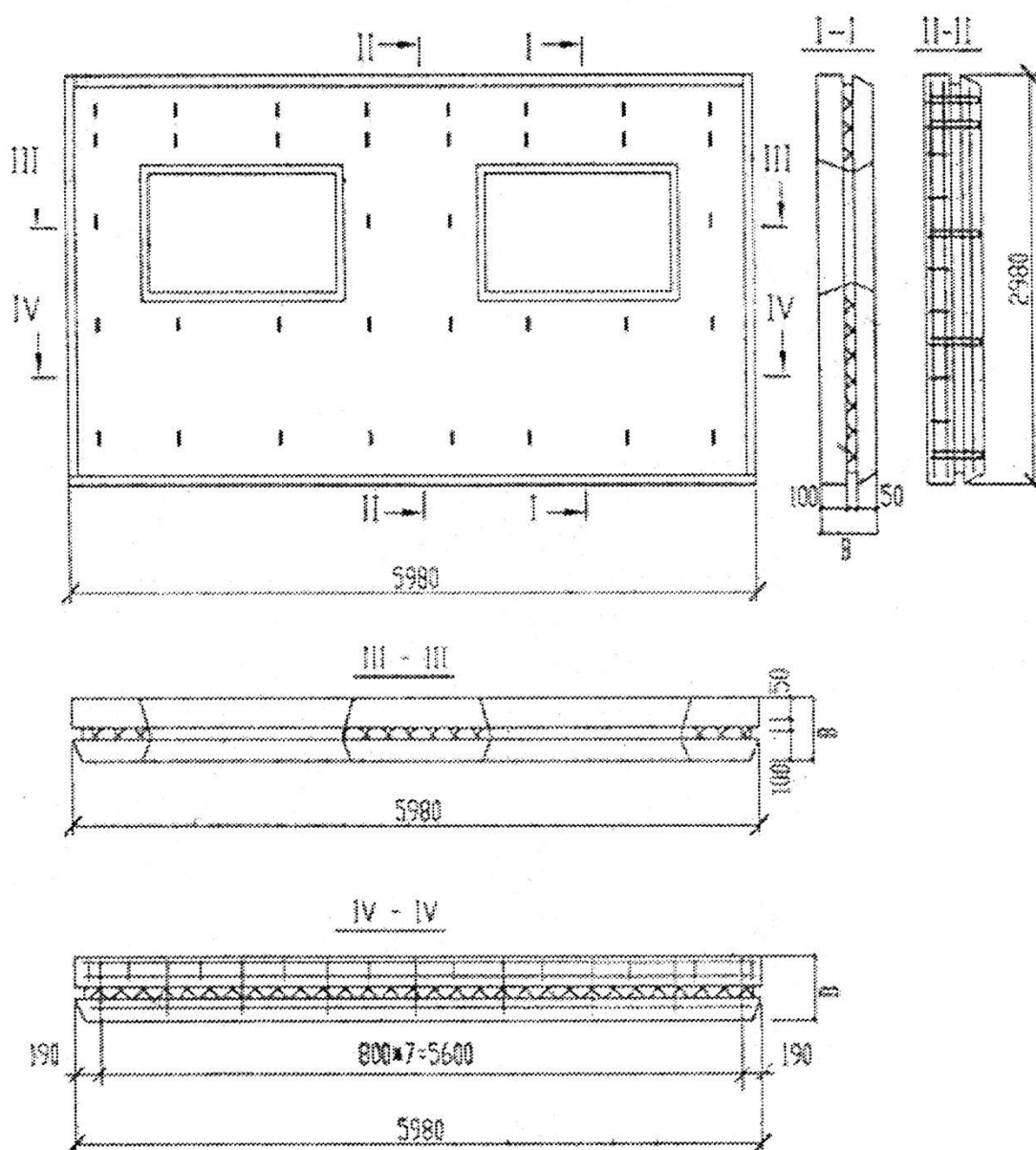
Havoning nisbiy namligi 85% va tashqi havo harorati 50°S bo'lgan chorva va parrandachilik binolari uchun gorizontall kesimdagi uch qatlamli devorbob panellar ishlab chiqilgan bo'lib, ular zavodda yiriklashtirib tayyorlanadi. (seriyasi

1.832.1-8/D-112 bulgan "Qishlok xo'jaligi binolari uchun effektiv sovuq o'tkazmaydigan qatlamli va elastik bog'lanishli uch qatlamli temirbeton devor panellari").



7.4-rasm. Sanoat binolari uchun mo'ljallangan uch qatlamli panel

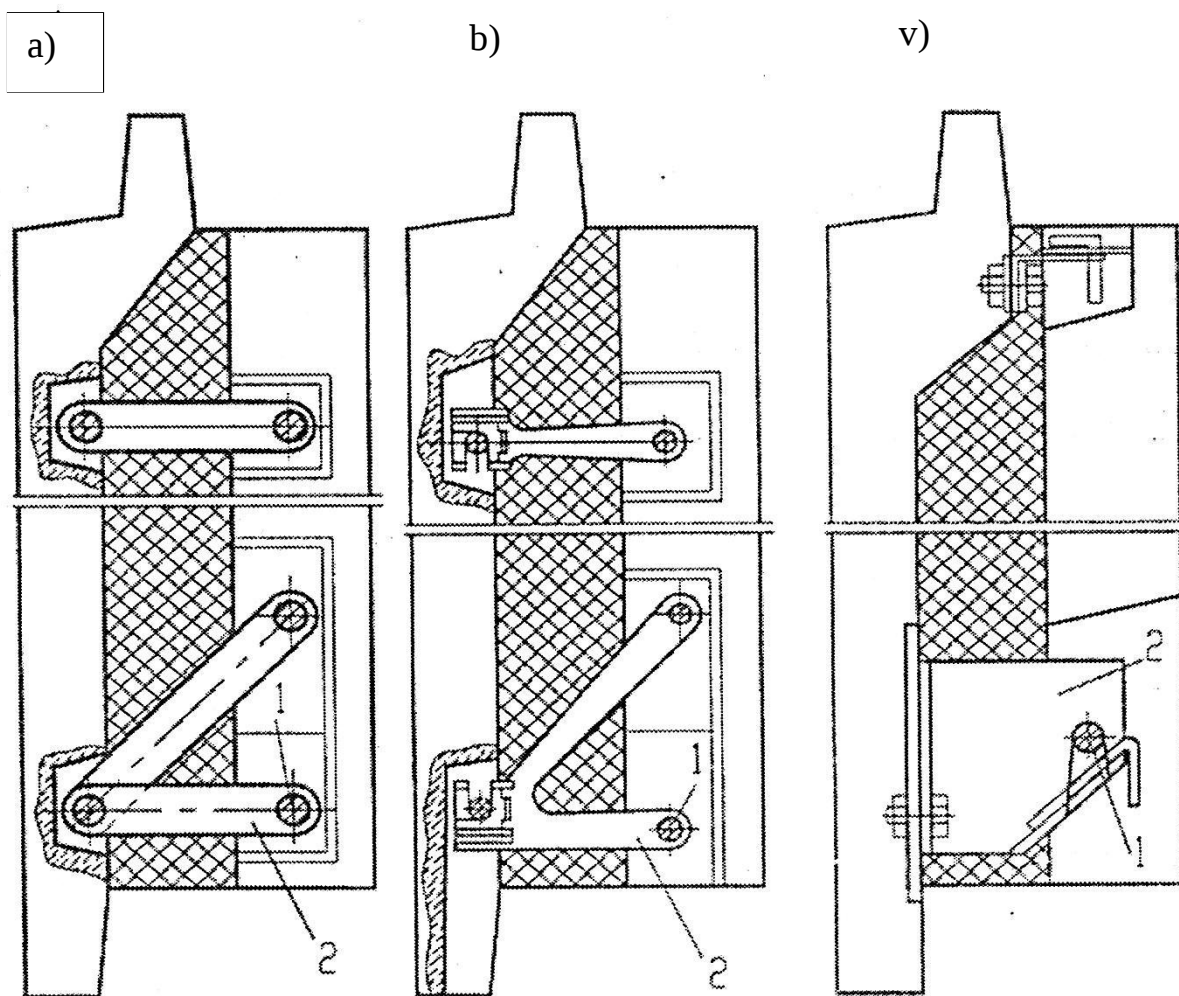
Sanoat binolari uchun 35sm qalinlikdagi termovkladishli va namunaviy seriya bo'yicha o'lchamlari 1.030.1/0-54 bo'lgan uch qatlamli konstruksiyalari SNIIEP TBZ va TK bilan NIJB birgalikda loyihalashtirilgan. Bunday konstruksiyalar chekka qismlari qoburg'ali va vkladishlari orlig'ining eni 10-14sm bo'lib, qoburgalar oralig'i 12,5sm bo'lgan holatda V3,5 klassdagi keramzitbetondan tayyorlanadi. Termovkladishlar polistirol penoplasdan tayyorlanib qalinligi 10sm dan iborat bo'ladi. Ularning hisobiy issiqlik o'tkazuvchanlik qarshiligi 1,48m² S/Vtni tashkil qiladi. Aynan shunga o'xshash qalinligi 24sm bo'lgan va hisobiy shamol bosimi 3,6 kN/m² bo'lgan konstruksiyalar KTB NII JB tomonidan loyihalangan. Bu yerda qoburg'alar qalinligi 4-9sm xolatida, tashqi qatlamlar 5sm bo'lib, V15 klassdagi yengil betondan tayyorlangan. Hisobiy issiqlik o'tkazuvchanlik qarshiligi 2,63m² S/Vt ni tashkil qiladi.



7.5-rasm. Qishloq-ho'jaligi binolari uchun mo'ljallangan uch qatlamli panel

Effektiv issiqlik tutuvchisi polistirol penoplastdan va mineralpaxtadan tayyorlangan elastik bog'lovchili devorbob temirbeton panellar chet ellardagi turarjoy qurilishida keng qo'llaniladi. Halqaro qurilish kengashining ma'lumotlariga ko'ra bunday panellarning qo'llanilishi yirik panelli devorlarning umumiy hajmiga nisbatan u qadar katta emas. Masalan, Buyuk Britaniyada 75, Daniyada 60, Norvegiyada 100, Yugoslaviyada 94, Fransiya 70 va Shvetsiyada 78%ni tashkil qiladi.

Effektiv issiqlik tutuvchi qo'llanilgan konstruksiyalarni ishlab chiqarish va qo'llash tajribasidan quyidagi qator kamchiliklar aniqlandi: issiqlik tutuvchi qatlamni o'lchamlari buyicha tayyorlash va tushash jarayonida qo'l mexnatini 15-18%ga ortishi, elastik bog'lovchilarni korroziyadan, effektiv issiqlik tutuvchini esa yonishdan himoyalash uchun qo'shimcha sarf xarajatlarning mavjudligi va boshqalar. Ba'zi hollarda katamlarning zaruriy qatlam qalinligini ta'minlashda kiyinchiliklar (qatlamning yupqalashuvi) yuzaga kelishi shuningdek issiqlik saqlovchi plitalar orasidagi tirkishlardan qorishmaning oqib chiqishi sababli sovuq ko'priklar yuzaga kelishi oqibatida issiqlik o'tkazuvchanlik qarshiligining pasayishi kuzatiladi.



7.6-rasm. Xarakatlanuvchi bog'lanishlari panelning chekkalari (a, b) va ichkarisi (v) bo'yicha joylashtirilgan yig'ma panellar 1 – monolitlashgan element; 2 – bog'lovchi element

Shuning uchun elastik bog'lovchili uch qatlamli panellar tayyorlash texnologiyasini va konstruksiyalarini takomillashtirish, to'siq konstruksiyalarining sifatini oshirish borasida boshqa ilg'or yo'nalishlarni ishlab chiqish katta ahamiyat kasb etadi.

SNIIEP turar joy (Rossiya) tomonidan qobiqlari oldindan shakllantiriladigan, effektiv issiqlik saqlovchini ikki qatlamli orasida ketma-ket quyish bilan mahsus postda yig'iladigan uch qatlamli panellar taklif etilgan.

Alohida shakl berishda an'anaviy qatlamli shakl berishga nisbatan, qatlamlar qalinligi aniqligi oshadi. Bunda "sovuk ko'prikcha"ning yo'qligidan tarkibli panelning issiq saqlash sifati oshadi va mustahkamlanadi. Bu holda turli issiqlik saqlovchilar, shuningdek ularning qushma turlaridan foydalanish imkoniyati yuzaga keladi. Yanada samara beradigan turlariga shuningdek, an'anaviy yechiladigan va namlik tortuvchi issiqlik saqlovchi plitalarni ham ishlatish mumkin. Buning asosiy sababi ularni kotib ulgurgan qobiqlar orasiga to'shalishidir.

OA "Binolar" SNIIS Ilmiy tadqiqot markazi tomonidan yangi uch qatlamli tashqi devor paneli konstruksiyasini ishlab chiqildi. Bu panellar ikkinchi bosqich SNIIP II-3-79 "Qurilish issiqlik texnikasi" talabini qondiradi. Issiqlik uzatish qarshiligi bunday konstruksiyalarda $2,6 - 3,1 \text{ m}^2 \text{ } ^\circ\text{S/Vt}$ ni tashkil qiladi. Panellar qurilish sanoati korxonalaridagi mavjud metall qoldiqlaridan foydalanish va yirik panelli, yirik binolarni barpo etish maksadlarida mamlakatning turli o'lkalarida shuningdek, tabiiy-iqlimiy sharoitlari og'ir va murakkab geologik sharoitlarda ham foydalanish mumkin. Ishlab chiqilgan tashqi devor paneli uch qatlamli konstruksiyaga ega. Tashqi va ichki yuk ko'taruvchi beton qatlamlar oddiy og'ir yoki yengil konstruksion betondan armaturalangan to'r yoki karkasni qo'llagan holda tayyorlanadi.

Ishlab chiqilgan tashqi devor panellari uch qatlamli konstruksiya shaklida bo'lib ichki yuk ko'taruvchi qatlamli to'sifat yoki karkas sifat armirlangan konstruksion yengil yoki oddiy og'ir betondan tayyorlanadi. Beton qatlamlarini bog'lovchi tutashmalari sifatida alohida beton shponkalardan foydalaniladi. Shponkalarning o'lchamlari va soni issiqlik- texnik va mustahkamlik talablari asosida aniklanadi. O'rta qatlamdagi panel penoplastirol plitadan tayyorlanadi va yo'g'onligi issiqlik texnika hisobining amaliy shartlarini bino konstruksiyasida qo'llab, o'rnatiladi. Bunday panelning xususiyati shundaki, temirbeton shponka bilan tashqi va ichki beton qatlamini biriktirilishi muzlash xavfini yo'qotadi. Tavsiya qilinayotgan panel uch qatlamli elastik bog'lovchili panelga nisbatan aloxida e'tiborga loyiq.

Uchqatlamli devor bob paneyellar kuyidagi afzalliklarga ega:

- tanqisligi sezilayotgan keramzit yoki boshqa yengil to'ldiruvchilarni og'ir betonga yoki boshqa maxalliy materiallarga almashtirish;
- pulat armatura sarfini 20-25%ga kamaytirish bilan mustahkamlikni oshirish;
- panelning ichki qatlamli yuzasidan talab etiladigan haroratni va yanada ishonchliroq issiqlik saklanishini ta'minlash;

- tayyorlashning yuqori darajada texnologiyalashtirilishi va mahsulotga shakl berish jarayonida plitaning issiqlik saqlovchi qatlami "sizib chiqishi"ni oldini olish;
- ish kuchini 30% dan kam bo'lmagan miqdorda kamaytirish;
- temirbeton shponkalarda zanglashdan himoyalash qoplamasini talab etmaydigan oddiy po'lat armaturalarni qo'llash imkoniyati;
- beton sarfining 25-30%ga kamaytirish;
- panellarning uzunligi bo'yicha va ularni transportga ortish, tashish hamda tushirishda mustahkamligini ta'minlash.

7.2.2. Monolit bog'langan uch qatlamli temir beton konstruksiyalar.

So'nggi yillarda klassik ko'pqatlamli konstruksiyalarga alternativasiyatida issiqlik saqlaydigan qatlami yengil betondan tayyorlangan yangi turdagi uch qatlamli panellar tavsiya etilmoqda. Ularning yuk ko'taruvchi qatlamlari siqilishga mustahkamligi V15 va undan yuqori bo'lgan og'ir yoki konstruksion yengil betonlardan, issiqlik saqlovchi qatlami esa V1...VZ,5 klassdagi, o'rtacha zichligi 400...800kg/m³ bo'lgan keramzit beton, arbolit va boshqa shu kabi konstruksion-issiqlik saqlovchi betonlardan tayyorlangan. Bu konstruksiyalar nomenklaturasida tashqi devor panellari, orayopmalar (chordoq va yerto'lausti) sifatida va turar-joy, jamoat, qishloqho'jaligi hamdaisitiladigan ishlabchiqarish binolari tomyopmalarida foydalanish nazarda tutiladi.

Effektiv yengil betonning turlaridan biri polistirol-beton bo'lib, u ko'pirtirilgan polistirol granullari, qum, bog'lovchi modda (aksariyat sement) suv va g'ovak hosil qiluvchi qo'shimchalardan tayyorlanadi. Polistirol-betonning o'rtacha zichligi 200...1200 kg/m³ va siqilishga mustahkamligi 0,5...10MPa ni tashkil etishi undan qurilishda foydalanish mumkinligini ifodalaydi. Polistirolbeton va undan barpo etilgan konstruksiyalarning hususiyatlarini MDX va xorijiy davlatlarda 60- yillardan e'tiboran o'rganila boshlangan.

1967 yil VNIISM va MNIITEPda polistirolbeton, (tarkibi) pishiqligi payvandlashga imkon beradigan va beton qorishma tarkibiga ko'ra deformatsiyagachidamliligi xarakteristikasi ishlab chiqilgan.

Tayyorlashdagi oddiyligidan, polistirol binolarda panellarni tik biriktirishni va devor materiallari sifatini mustakamlash uchun tavsiya etilgan.

Polistirolbetonda bunday bog'lovchi, ya'ni gips, suyuq shisha va boshqalarning qo'llanilishi tarkibi yaratilgan.

Past mustahkamlikli polistirobeton sovuqo'tkazmaydigan qatlamkonstruksiyasi turli maqsadda qo'llanilgan. 1973 yilda Kiyev shahridagi EKB NIISK zavodda polistirolbetondan sovuqo'tkazmaydigan ikki yoqlama qatlam plita qobiq yuzasiga yotqizilgan.

Tver DSK uy joy uylari uchun 121 k seriyali cherdak orayopma paneli 160 mm yo'g'onlikda og'ir betondan ishlab chiqarilgan, ya'ni, qurilish maydonida talab qilingan issiq uzatuvchi konstruksiya qarshiligini ta'minlash uchun sovuqo'tkazmaydigan penoplastlar yordami bilan ta'minlanadi. Ularni, uch

qatlamli issiqlik izolatsiyalovchi polistirolbeton qalinligi 6 sm qatlam bilan almashtirilganda panel konstruktiv o'lchovlarining saqlanishiga erishilgan. "Stroyindustriya" SKTB ning ma'lumotiga ko'ra - (Tver shaxri), iqtisodiy foyda qo'llash va ishlab chiqarishdan 4,2r o'lchovida. 1m² konstruksiyada (1980y. bahosi bilan) ishlab chiqilgan kesimlar uch qatlamli panel tashqi qatlam shlakopemzobeton va sovuqo'tkazmaydigan polistirolbeton qatlam Chelyabinsk oblasti qurilishi uchun uch qatlamli huddi shunday tashqi qatlamli va polistirol penoplastdan sovuqo'tkazmaydigan qatlam o'rniga "Chelyabqurilishi konstruksiya" zavodining JBI-2 trestida ishlab chikariladiganiga almashtiriladi. Ishlab chikilgan konstruksiya tejashli bo'lib, narxi 3,02 rub. (1980 y bahosida) 1 m² 1 konstruksiyaga. Bu bilan ular tayyorlashga mexnat sarfini 32% ga kamaytiriladi. 30 yildan ko'proq chet el mamlakatlarida polistirolbeton qo'llanib kelinadi. Konstruksiya namenklaturasidan foydalanib MDX mamlakatlarida ham tarqalish imkonini olgan.

Resurslarni tejash va iqtisod qilish nuqtai nazaridan kelib chiqqan holda o'rta qatlamdagi issiqlik tutuvchi sifatida issiqlik tutish hususiyati yuqori bo'lgan arbolitdan foydalanish istiqbolli hisoblanadi. Uni ishlab chiqarish uchun mamlakatimizda qariyb cheklanmagan miqdorda homashyo (g'o'zapoya) bazasi mavjud bo'lib, ushbu homashyo to'ldiruvchi uchun uzluksiz ta'minlanishi mumkin.

Arbolitobeton egilishga bo'lgan mustahkamligi ko'p bo'lib, tovush to'liqlarini yutish hususiyatiga ega. Bu konstruksion betonlarni egilishga bo'lgan mustahkamligi yuqori bo'lib, chegaraviy kuchlardan keyin o'z formasini qaytadan o'rnini to'ldirish hususiyatiga ega.

Arbolitobetonni asosiy kamchiliklaridan, ularni namlik yutish hususiyatini ko'rsatish mumkin. Shuning uchun tashqi devor uchun arbolitobetondan qilingan konstruksiyalar kerakli miqdori qatlami bilan bajarilishi kerak.

Polistirolbeton va g'o'zapoya asosidagi arbolitbetonni qo'llash tajribasini tahlili, shuningdek qator tadqiqotlarning natijalari mustahkamligi 0,5MPa va undan past, o'rtacha zichligi 200...300 kg/m³ bo'lgan polistirolbetonni va mustahkamligi 1MPa, o'rtacha zichligi 500kg/m³ bo'lgan arbolitobetonni uch qatlamli monolit konstruksiyalarda issiqlik saqlovchi sifatida qo'llash samarali hisoblanadi.

Qatlamlari monolit bog'langan va turli mustahkamlikdagi temir-beton to'siq konstruksiyalari xorijiy davlatlarda ham keng qo'llaniladi. Shvetsiya va Finlandiyada sanoat binolari uchun uch qatlamli devor panellari ishlab chiqilgan. Bu konstruksiyalarda tashqi qatlamlar mustahkamlik sinfi V22,5 bo'lgan keramzitobeton ishlatilgan. O'rta qatlami esa ko'pg'ovakli mustahkamligi 1-4 MPa bo'lgan betonlar ishlatilgan.

Sunggi yillarda Belgiyada loydan ko'pirtirib olingan g'ovak granullar ko'rinishidagi to'ldiruvchilarni ishlab chikarish texnologiyasi amaliyotga joriy etilgan. Ular asosida betondan uch qatlamli devor, yopma va orayopma panellari tayyorlanmoqda. Uch qatlamli yuk ko'taruvchi qatlam paneli 25...30 mm, ikki qatlamli 55...60 mm yo'g'onlikda tayyorlanadi. Sanoat, chorvachilik va parrandachilik obyektlari, maktab, bolalar bog'chasi, magazin binolari qurilishda "DURISOL" firmasi mahsuloti qo'llanilishi keng tarqalangan.

Keyingi yillarda Belgiyada loydan yengilashtirilgan g'ovak granullar turida ishlab chiqarish texnologiyasi ishlab chiqilgan. Betondan uning asosida uch qatlamli devor paneli va orayepma va yopish panellari, tashqi qatlam to'ldiruvchi fraksiyalari 1...10 mm, o'rtacha 1...30 mm foydalaniladi. Bunda beton pishiqligi tashqi qatlamda 20...30 va o'rta qatlamida 3...4 MPa ni, zichligi esa 1100...1400 va 550...600 kg/m³ni tashkil qiladi.

Uch qatlamli to'siq konstruksiyaning keng ko'llamda qo'llash uchun o'rta qatlamdagi sovuqotkazmaydigan qatlam tarkibini qayta ishlab chiqish va tayyorlash texnologiyasi shuningdek o'ta yengil to'ldiruvchi ishlabchiqarishni kengaytirish zarur. Bunday betonlarning fizik-mexanik hususiyatini kompleks tadqiqot olib borilishi, konstruksion betonning tashqi qatlami va uch qatlamli konstruksiyaning turli kuch ta'sirida yorilishlarining hosil bo'lishi, qattiqlik va musahkamligini hisoblash usulini ishlab chiqish talab qilinadi.

Shunday qilib, elastik bog'lovchili uch qatlamli temir-beton konstruksiyalar va monolit bog'langan uch qatlamli konstruksiyalarni qurilishda qo'llash texnik va iqtisodiy tomondan qaralganda juda ham samarali natijalarni beradi. Ular yuqori issiqlik izolatsiya hususiyatlariga ega bo'lib, yoqilg'i-energiya mahsulotini sarflashni kamaytiradi. Bu konstruksiyalarni loyihalash usullari normativ xujjatlarda o'z aksini topmagan.

7.3. Uch qatlamli konstruksiyalarni loyihalash mohiyatlari.

7.3.1. Effektiv issiqlik saqllovchi uch qatlamli, elastik bog'lovchili devor panellari

Turar joy binolarida uch qatlamli devor panellarini loyixalashda xisoblash o'z og'irligidan, tirangan orayopmalar, balkonlar og'irligidan, ular nomarkaziy siqilishga ishlaydi. Loyihalash hosil bo'ladigan yukni xisobga olgan holda bajariladi. Ular nomarkaziy siqilishga: sanoat, ijtimoiy va qishloq xo'jalik binolarini o'z og'irligidan xosil bo'ladigan yuk, deraza o'rnini to'ldiruvchi va shamoldan egilishga ishlaydi.

Effektiv issiqlik saqlab beruvchi elastik bog'lovchili uchqatlamli panellar va elastik bog'lovchilar uchun o'z og'irligini ko'taradigan va sanoat, jamoat va qishloq xo'jalik binolarining osma devorlarini, qiya egilishiga ishlaydigan vertikal va gorizontal (shamol) yukdan xisoblanadi. Chunki SNII Prom zdaniy (sanoat binolari) va SNIIEP selstroy (qishloq qurilishi) (Rossiya), ishchi chizmalarini ishlab chiqish uch qatlamli panellarni xisoblashda panelning faqat temir beton ichki qatlami gorizontal va vertikal yukni qabul qiladi, SNIIEPTBZ va TK xisobi bo'yicha gorizontal yukni aloxida ishlovchi ikkala qatlam qabul qiladi, deb taxmin qiladi.

Biroq, taxminiy xisob va nazorat turidagi tajribalarning panellarning yemirilishigachan yetkazmasdan o'tkazilgan tajribalarni avtorlar izlanishlarni ko'rilayotgan konstruksiyalar uchun kengaytirilgan izlanishlarning olib borilishi maqsadga muvofiq deb xisoblaydilar.

Qatlamlarning elastik bog'lovchilari bilan issiq saqlab qoluvchi materiallarning birgalikdagi ishini o'rganish uchun elastik bog'lovchilar, issiqlik

saqlab qoluvchi materiallar va yupqa temir beton plitalari ishlari avtorning Rossiyadagi xamkasabalari bilar birgalikdagi nazariy-eksperimental yo‘nalishidagi izlanishlari olib borilgan va uch qatlamli egiluvchan elastik bog‘lovchili va effektiv issiqlik saqlab qoluvchi material panellarni deformatsiyanishi, qattiqligi va mustaxkamligini xisobga olib birgalikda ishlashini xisoblash usuli ishlab chiqilgan.

7.3.1.1. Elastik bosqichda qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olish

Elastik bog‘lovchilar va issiqlik saqlab qoluvchi materiallarnig mavjudligi, yuqorida ko‘rsatilgandan, uchqatlamli egiluvchi elementlarnig ishiga ta’sir qiladi. Bobda uchqatlamli elementlarni xisoblash ko‘rib chiqiladi va nazariy va eksperimental natijalar taqqoslanishi berilgan. Elastik bosqichda xisoblanganda prof.A.R.Rjanitsinning ishlab chiqqan sterjenlarning tarkibi nazariyasi qo‘llanilgan, bunda, bog‘lanishning ishlov berishga mosligini baxolash uchun olingan eksperiment natijalardan foydalaniladi; mustaxkamlik bo‘yicha xisoblash chegaraviy muvozanat, avtor tomonidan bajarilgan eksperimental izlanishlar va taxlillar asoslashga xizmat qiladi. Elastik bog‘lovchilarning ta’sirini xisobga olish, moment, uch qatlamli panellarda qabul qilinishi, momentlar yig‘indisi deb qabul qilinishi mumkin, temir beton qatlamlari va kesim bilan yahlit.

$$M_n = M_{cl} + M_{ceq} \quad (7.1)$$

$$\text{bunda: } M_{ceq} = T \cdot V \quad (7.2)$$

bu yerda: T – suruluvchan kuchlanishi,

V – temir beton qatlamlari o‘qi orasidagi masofa.

Oraliq o‘rtasida egiluvchi elementlarda siljuvchi kuch (xisobiy kesimda) teng taqsimlangan yuk uchun quyidagi formula bilan topiladi:

$$T = \frac{qV}{2\gamma \sum EJ} l^2 - \frac{qV}{\gamma \lambda^2 \sum EJ} \left(1 - \frac{1}{ch\eta i}\right) \quad (7.3.)$$

Bu yerda: γ - formula bilan aniqlangan koeffitsiyent:

$$\gamma = \frac{1}{E_H A_H} + \frac{1}{E_{BH} A_{BH}} + \frac{V^2}{\sum EJ} \quad (7.4.)$$

bu yerda E_H va E_{BH} - tashqi va ichki qatlamga mos; betonning elastik moduli;

A_H va A_{BH} - temir beton qatlam kesimining yuzasi;

$\sum EJ$ - temir beton qatlamlarning egilishiga umumiy qattiqligi;

λ - koeffitsiyent,

$$\lambda = \sqrt{\varepsilon_{CB} \nu} \text{ ga teng } (7.5.)$$

bu yerda, γ - elastik bog‘lanishlarning qattiqlik koeffitsiyenti;

$$\gamma = \sqrt{\varepsilon_{cb} \nu} (7.6.)$$

bu yerda: $\varepsilon_{CB} = \frac{12E_{CB}J_{CB}}{\delta_B^3} m$ bog'lovchini qattiqligi

bu yerda, $E_{CB}J_{CB}$ – bog'lovchini qattiqligi;

m - bog'lanishlar soni; uzunlik birligiga mos ravishda;

δ – temir-beton qatlamlari orasidagi masofa.

Topilgan momentlar M_{sl} va M_{kes} qiymati bo'yicha tarkibiy element egilishini aniqlash qiyin emas. U egilishlar yig'indisiga teng:

a) qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olmaganda

$$f_{cl}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_H L^4}{E_H J_H} \cdot \frac{M_{кат}}{M_n} \text{ ёки } f_{cl}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q_{BH} L^4}{E_{BH} J_{BH}} \cdot \frac{M_{cl}}{M_n} \quad (7.7.)$$

b) yaxlit kesim uchun *formula* bo'yicha:

$$f_{cl}^{расч} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EJ_H} \cdot \frac{M_{cl}}{M_n} \quad (7.8.)$$

q_H va q_{BH} – ichki va tashqi qatlamga mos kuch;

q - panelga ta'sir qilayotgan kuch.

Uch qatlamli elementning egilishi teng bo'ladi:

$$f_{2c}^{расч} = f_{cl}^{расч} + f_{cl}^{расч} \quad (7.9.)$$

Kuzatilayotgan tajribalardagi egilishlar sinayotgan elementlardan o'rni bor.

Bu farq shunday tushuntiriladi, egiluvchan bog'lovchilardagi beton ezilishini xisobga olinmasligidir. Egiluvchan bog'lovchilarning uzunligini har tomondan 1,3 diametrga ko'paytirish, ya'ni $l_{CB} = \delta_{yT} + 2,6d$.

Issiqlik saqlab qoluvchi materialning ta'sirining ishiki tarkibiy sterjenlar nazariyasida xisobga olinganda koeffitsiyent ε_{yT} , issiqlik saqlab qoluvchi materialning qattiqligini xisobga oluvchi, teng:

$$\varepsilon_{yT} = \frac{Gb}{h_{yT}} \quad (7.10)$$

G – issiqlik saqlab qoluvchi materialning siljishi;

b - namunaning kengligi;

h_{yT} - issiqlik saqlab qoluvchi materialning qalinligi.

Elastik bog'lovchi va issiqlik saqlab qoluvchi material mavjudligida qattiqlik koeffitsiyenti teng bo'ladi:

$$\varepsilon = \varepsilon_{cb} + \varepsilon_{yT}$$

Issiqlik saqlab qoluvchi materialning xisobga olinishi xisoblashda egilish qiymatini 15 % gacha pasaytiradi, elastik bog'lovchilarni xisobga olganga nisbatan.

Qatlamlarning birgalikdagi ishini elastik bog'lovchilar va issiqlik saqlab qoluvchi material egilishini xisobiy va faqti qiymatlarning xamma sinalayotgan namunalarda o'xshashligi xosil bo'ladi.

Betonda shunday egilishlardagi kuchlanishini xisobga olish uchun xisoblashni, qatlam va kesim bo'yicha yaxlit yukki taqsimlab yuqorida ko'rsatilganidek alohida olib boriladi.

Birgalikdagi ishini hisobga olmay kuch ta'sirini qatlamlar qattiqligini proporsional taqsimlanadi, bunda:

$$\sigma_H^{P_1} = \pm \frac{q_H \cdot l^2}{8 \cdot W_H} (7.11.)$$

$$\sigma_{BH}^{P_1} = \pm \frac{q_{BH} \cdot l^2}{8 \cdot W_{BH}} (7.12.)$$

W_H va W_{BH} - tashqi va ichki qatlamlarga mos qarshilik momentlari. Beton kesimidagi kuchlanishini xisoblashni formula bilan olib boriladi:

$$\sigma_n^{P_2} = \sigma_H' \frac{M_{c\lambda}}{M_{\Pi}} + \sigma_H^{P_3} = \sigma_H' \frac{M_{ceq}}{M_{\Pi}} (7.13.)$$

$$\sigma_{BH}^{P_2} = \sigma_{BH}' \frac{M_{c\lambda}}{M_{\Pi}} + \sigma_{BH}^{P_3} \frac{M_{ceq}}{M_{\Pi}} (7.14.)$$

W_H va W_{BH} - kesimdagi qarshiliklar momenti. Xuddi momentdagi kabi.

Uch qatlamli elastik bog'lovchini va sovuqdan saqlovchi panellardan yoriqlar xosil bo'lishini xisoblashda, yoriq xosil bo'ladigan moment M_{sgs} ichki qatlamning ish sharoitidan nomarkaziy cho'zilish kuchlanishning cho'zilgan chegarasiga yetishi, betonning cho'zilishga qarshiligiga teng va betonning elastik bo'lmagan deformatsiyasining yuzaga kelishiga mos KMK 2.03.01 qabul qilingan xoliga (7.1):

$$M_R \leq M_T$$

yoki

$$T(e_0 + r_y) \leq R_{bt} \cdot W_T - 400 \cdot A_s r_y$$

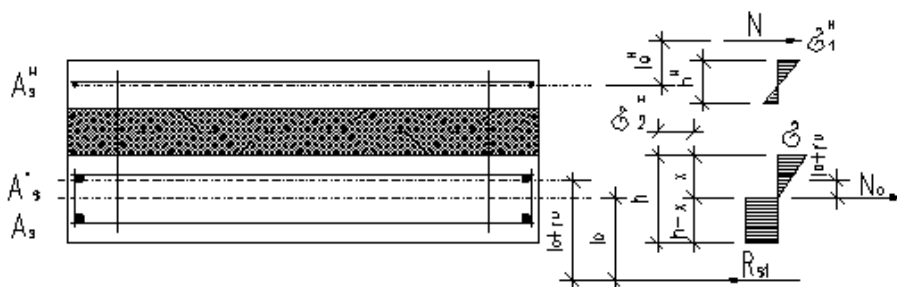
M_R - kuzatilayotgan qatlamda tashqi kuch ta'siridagi moment;

R_{bt} - betonning o'q bo'yicha cho'zilishdagi xisobiy qarshiligi;

W_T - keltirilgan kesimning chegaraviy cho'ziluvchan tolali elastik bzilmagan deformatsiyali cho'ziluvchi betonning qarshilik momenti;

e_0 - normal kuchning ichki qatlam eksentrisiteti;

r_y - keltirilgan kesim markazidan asosiy nuqtasigacha bo'lgan masofa.



7.7-rasm. Egiluvchi uch qatlamli elementlarda darz paydo bo'lishi hisobiga

Tenglamaning chap tomonida o'qi nisbatan ichki qatlam uchun tashqi kuchdan moment yozilgan, o'ng tomonida kesimda qabul qiluvchi moment.

Qatlamlardagi kuchlanish uning qalinligicha proporsional, demak xisob bo'yicha aniqlanadigan yoriqning xosil bo'lishi qattiq kuchli esgan shamolda qattiq ichki qatlamga tushadi. Xisoblashda qatlamning ko'tarish xususiyati qatlamlarni birgalikdagi ishi ichki va tashqi qatlamlarni ko'tarish xususiyati yig'indisi kabi aniqlanadi.

Qatlamlarning ko'tarish xususiyatini aniqlashda normal kuchlanishning mavjudligi, ya'ni birlikdagi ishi davrida – ichki cho'zilish va tashqi siqilishning paydo bo'lishi xisobga olinadi.

Formula quyidagi ko'rinishga ega:

$$M_p = \overline{M}_{BP}^B + \overline{M}_{BC}^H + M_{BC}^H (7.17.)$$

$\overline{M}_{BP}^B$ - ichki nomarkaziy cho'zilgan temir-beton qatlami bilan qabul qilinadigan moment;

$\overline{M}_{BC}^H$ - tashqi nomarkaziy siqilgan temir-beton qatlamda qabul qilinadigan moment;

M_{BC}^H - butun kesimda qabul qiluvchi moment, normal kuch (TSV)ni ichki kuchlar yelkasiga ko'paytmasi orqali topiladi

$$M_{BC}^H = T_{CB} \cdot z (7.18.)$$

Juft ichki kuchlar yelkasi quyidagiga teng

$$z = \delta + h_n + \frac{x_B}{2} - \frac{x_H}{2} (7.19.)$$

δ - qatlamlar oralig'i (issiqlikni saqlab qoluvchi material);

h_n - tashqi qatlam qalinligi;

x_B, x_H - qatlamlardagi siqilgan zona balandligi.

Chegaralangan kesim Tsv xisoblangan kesimga (oralig o'rtasida) teng:

$$T_{CB} = T_1 m \cdot \frac{l^2}{23} \quad (7.20.)$$

m - uzunlik bilishdagi bog'lovchilar soni;

l – panel oralig'i;

T_1 - bir bog'lovchi qabul qiladigan maksimal kuch quyidagicha topiladi

$$T_1 = \frac{2 \cdot \overline{M}_{CB}}{\delta} = \frac{2W_{\Pi L}\sigma_t}{\delta} \quad (7.21.)$$

$W_{\Pi L}$ – bog'lovchi kesimning qarshiligi noelastik momenti, 0,167 d² ga teng.

Elastik bog'lovchi va issiqlik saqlab qoluvchi materialning mavjudligida

$$\overline{T} = \overline{T}_{CB} + \overline{T}_y \quad (7.22.)$$

Issiqlik saqlab qoluvchi materialning xisobiy kesimda chegaraviy kuch $\overline{T}_y$ quyidagicha topiladi:

$$\overline{T}_y = \frac{2}{3} \delta_{cq} \frac{1}{2} B \quad (7.23.)$$

bu yerda, δ_{cq} – issiqlik saqlab qoluvchi materialning siljishdagi mustaxkamligi;

v – panel kengligi.

7.3.2. Egiluvchan ko'pqatlamli monolit kesimli elementlarni xisoblash

SNG olimlari tomonidan va boshqa chet el davlatlarida ko'pqatlamli konstruksiyalarni ishlab chiqish va xisoblashni takomillash maqsadi eksperimental va nazariy io'lanishlar o'tkazilgan.

Nazariy xisoblash asosi qator ishlar asosida qabul qilingan nazariy konstruksiyalarni xisoblash asosida joriy etiladi: N.E.Broker, L.M.Kurshin, A.P.Prusakov, Stamm va H.Witte va boshqa olimlar. Monolit kesimli temir beton konstruksiyalarini xisoblash bo'yicha izlanishlar: A.A.Yevdokimov, V.F.Mayboroda, V.I.Mentorov, YU.V.Chinenkov, YE.A.Kudryavsev, I.L.Jodzinskiy, N.A.Kornev, YE.A.Korol, I.A.Dorojkova, V.Sussman, R.Trauntyetter, A.G.B, Richthe, D.Potll, A.P.Clork va boshqalar. Bunda olingan eksperimental ko'rsatkichlar tashqi qatlamda og'ir va konstruktiv yengil betonlardan, ichki qatlamda esa asosan kam mustaxkamligidagi, ya'ni penobeton, yirikg'ovakli beton, keramzebeton arbolitobeton, polistirol betondan foydalanilgan. Ko'pqatlamli monolit kesimdagi elementlarni xisoblash va konstruktorlash amaldagi normalarda tavsiyalar mavjud emas, biroq ko'pchilik avtorlarning tavsiyalariga ko'ra, normada qabul qilingan yondoshishlardan,

geometriya xususiyatlarini hisobga olgan holda mustahkamlik va qatlamlarda deformatsiya xususiyatlaridan foydalanib hisoblashni tavsiya etganlar.

Egiluvchan elementlarni hisoblashda QMQdagi qatlamlar har xil mustahkamlikka ega bo'lgan betonlar va nam mustahkamlikka ega bo'lgan betonlar o'zlariga mos hisobiy qarshiliklarni hisobga olishni tavsiya etadi, biroq eng past markadan bir daraja yuqori bo'lmagan va eng past marka qarshiligidan oshmasligi kerak. QMQ – 2.03.01-96 amaldagi normalarida ko'p qatlamli elementlarning normal kesimining mustahkamligi bo'yicha hisoblashda tavsiyalar mavjud emas. Ko'p qatlamli elementlarning mustahkamligini baholashda qator mualliflar texnik mexanikadagi keltirilgan kesim metodi hisoblashni QMQ 2.03.01-96 talablariga mos bir xil material konstruksiyasi deb qabul qilinishi asosida hisoblash usulidan foydalanadilar.

Bir qator mualliflar uch qatlamli kesimni bir turdagi ancha mustahkam betongakeltirilishi, beton qatlamlari elastikligi modulining nisbatidan kelib chiqqanholda hisoblashni tavsiya etmoqdalar. Boshqa mualliflar, ikki va uch qatlamli kesimni bir turdagi kesimga keltirishni, beton qatlami siqilishga qarshiligining hisobiy nisbatidan kelib chiqqan holda tavsiya etmoqdalar. Bunda, avtorlar bir turdagi mustahkam beton kesimini hisoblashni maqsadga muvofiq deb hisoblaydilar. Uch qatlamli elementlarning deformatsiyasini hisoblashda ko'pchilik mualliflar, beton qatlamlarining elastiklik moduli nisbatiga mos keladigan kesimga almashtirishni tavsiya etib, keyin esa, elementlar egilishini QMQ talabiga mos formulalar bilan aniqlashni tavsiya etganlar.

Shunday qilib loyihalash qoidalarida ko'p qatlamli elementlarni hisoblash usullari ko'rsatilgan bo'lsa ham, ularni hisoblashda kesimni bir qatlamli kesimga keltirishni beton mustahkamligini hisoblagan xolda tavsiya etiladi. Uch qatlamli elementlarni loyihalashda qatlamlarni armaturalash ulushi kamligini hisobga olganda siqilgan zona asosan tashqi qatlamga to'g'ri kelishini inobatga olish zarur.

Uch qatlamli elementlarni deformatsiyasini hisoblashda ham kesimni bir turdagi betonga keltirib betonlarni elastik modullari nisbatiga asosida olinadi. Keyinchalik esa egilishni QMQ talablariga mos ravishda olib boriladi. Bu yerda keltirilgan kesim qalinliklarini kamayishi qatlam betonlarini deformatsiyasi xususiyatlari nisbatini ko'payishiga bog'liq. Shuning uchun ham uch qatlamli elementlarni egilishi o'rta qatlamni siljish deformatsiyasiga bog'liq. Olib borilgan izlanishlarda uch qatlamli monolit bog'langan o'rta qatlami past mustahkamlikka ega bo'lgan elementlarda o'rta qatlamining siljishi deformatsiya elementi umumiy egilishiga ta'siri kamligi kuzatilgan. Bu konstruksiyalarda o'rta qatlamni mustahkamligi yetarli bo'lgani uchun ham ularni siljish deformatsiyasini ta'siri kamligi ko'rsatilgan.

7.4. Uch qatlamli devor panellarining iqtisodiy samaradorligi

Texnik-iqtisodiy hisoblar ko'rsatadiki, korxonada ishlab chiqarilgan yengil betonli ikki qatlamli panellar va sokol panellari gorizontal 1.832.1-9 seriyaga mos tayyorlangan panellardan ancha samaralidir. Sokol devor panellarining (etaj

balandligi) qo'llanilishi po'lat sarfini 20-25% ga tejash imkonini beradi, narxini 5-15% ga kamaytiradi, montaj ish hajmini 20-40% ga kamaytirish imkonini beradi. Uch qatlamli panellarning texnik-iqtisodiy ko'rsatkichlari 10-20% ga yuqori, yengil betonga nisbatan, panellarni yiriklashtirish to'sinlarini qo'llamaslikdan va deraza, eshik bloklarini o'rnatish hisobiga montaj ish hajmini 50-60% ga kamaytiriladi. Yengil betonli ikki qatlamli panellarda issiqlik uzatishda qarshilikning oshishi, sement sarfi uch qatlamli panelga nisbatan balanddir.

Yengil betondan tayyorlangan ikki qatlamli panellarni termik qarshilikning oshishi bilan ularni og'irliklari, sement miqdori va narxini uch qatlamli panellarga nisbatan oshishini kuzatish mumkin. Termik qarshilikni 0.61 dan 1.47 m² s/Vt nioshirish bilan ularni qatlam qalinliklarini (200 dan 500 mm gacha) oshirish, uch qatlamli panellarda esa faqatgina o'rta qatlam qalinligini oshirish kifoya, shuning uchun uch qatlamli panellarni qo'llash samaralidir.

Uch qatlamli to'siq konstruksiyalarni qo'llash binoning umumiy og'irligini oshirmasdan (faqatgina o'rta qatlam hisobiga) bino yillik yoqilg'i miqdorini 10% ga kamaytirish mumkin.

(7.2.) jadvalda bir qatlamli va uch qatlamli devorning o'rtacha tannarxi hisobi, qurilish materiallari va maxsulotlarini tayyorlash uchun (IES) issiqlik energetik sarf miqdori, ularni transportga ortish va montaj, yengil va kam energiya sarflaydigan maxsulotlarni qo'llash hisobi natijalari keltirilgan.

Hisoblashda bir qatlamli bir turdagi panellarda issiqlik texnik koeffitsiyent 0,9 ga, uch qatlamli – 0,7 ga teng deb qabul qilingan. Devor tashqi qatlam qalinligi 20 sm. Birinchi bosqich keramzitbetonli tashqi qatlam ($\gamma=1200\text{kg/m}^3$), ikkinchi bosqich qumli betondan tayyorlangan konstruksiya uchun ($\gamma=1800\text{kg/m}^3$). Arbolitdan tayyorlangan birqatlamli devor va issiqlik saqlab qoladigan fibrolitli qatlam ko'rsatkichlari shunday uyali betondan tayyorlangani bilan mos keladi va shuning uchun jadvalda ko'rsatilmagan. Taqqoslashdan, birinchi bosqich uchun birqatlamli uyasimon betondan yoki arbolitdan tayyorlangan panelli tejamli, ikkinchi bosqichda esa narxi va energiya sarfi bo'yicha uch qatlamli devorlar tejamliroq ekanligi taqqoslashdan ma'lum. Biroq, konkret xolatlar uchun, boshqa effektiv issiqlik saqlab qoluvchi materiallarni qo'llash mumkin, ayniqsa maxalliy va ekologik toza (ekovata, torfli plitalar, arbolit, fibrolit, uyali beton, perlitbeton, vermikulitobeton, shisha tolali va bazaltov tolali maxsulotlari va boshqalar).

Jadval 7.2.

Devor konstruksiyasi	Bir qatlamli		Uch qatlamli		
	beton		Penopolisterol	MNV	Uyali beton
Devorda issiqlikni saqlab qoluvchi mater.	yengil	uyali			
Issiqlik saqlab qoluvchi materialning hajmiy og'irligi, kg/m ³	800	600	40	150	300
α - issiqlik saqlab qoluvchi, Vt (m ⁰ s)	0.35	0.25	0.05	0.075	0.15
Devor qalinligi, sm.	61	43	30	35	50

Devor IES, kg.ut/m ²	226	105	108	109	148
Devor tannarxi, ming rub/m ²	128	63	80	78	95
Devor qalinligi, sm.	-	84	41	51	82
IES devorga, kg.ut/m ²	-	197	117	118	200
Devor tannarxi, ming rub/m ²	-	110	102	93	130

Ikkala bosqich uchun raqobatbardosh bo'lmagan birqatlamli keramzibetonli devorlardir. Xatto uch qatlamli devorning tashqi qatlamida qo'llash (1 chi bosqich) kam samaralidir, qumli betonni qo'llashga (2 bosqich), uyaliga nisbatan esa umuman samarasiz. Tashqi qatlam qalinligining kamayishi, narxi va energosarfining yarmiga to'g'ri keladi, sezilarli darajada uch qatlimli devor ko'rsatkichlarini yaxshilash va ularning qalinligini kamaytirish imkonini beradi. Bunday holatda tashqi qatlamni armotsementdan, armosteklofibrobetondan, asbestotsement, sementli-qirindli plita, suvga chidamli fanerlar va GKL dan tayyorlash mumkin.

Taqqoslash uchun konstruksiya loyihalari bir xil turdagi yoki shunga yaqin yuklarga mo'ljallanganlari tanlangan. Har bir turdagi konstruksiya uchun optimal variantini tanlashda keltirilgan konstruksiyalarning turli qalinlikdagi SNiP P-3-79 talabiga javob beradigan ekspluatatsiya sarflari, issiqlik uzatishdagi termik qarshilik bilan ta'minlaydi. Hamma takomillashtirilgan konstruksiya panellari optimental variantida kengligi 25 sm, bir qatlamli keramzibentli uchun $v=1100$ kg/m³ – qalinligi 30 sm. (jadval 7.2.). Bu holda po'lat sarfi birqatlamli panellarda 12.1% ga ko'p, monolit bog'langan o'rta qatlamli polistirolbetonli konstruksiyaga nisbatan. Bu esa, bir qatlamli panellardagi ko'ndalang konstruktiv armaturalashda po'lat sarfining ortiqchaligi bilan bog'liqdir. Elastik bog'lovchili uch qatlamli panellarda po'lat sarfi, bir qatlamli konstruksiyaga nisbatan (42.4%) ga ko'p va monolit bog'langan uch qatlamli konstruksiyaga nisbatan (49.1%) ga ko'p. Bu bir qatlamli panelda sement sarfi – 57,8 kg/m² ni tashkil qilsa, uch qatlamli monolit bog'langan konstruksiyalarda 83,6 kg/m², issiq saqlab qoluvchi qatlamda past mustahkamlikdagi to'ldiruvchining qo'llanilishi natijasidir.

Buning sababi to'liq keltirilgan sarflarni konstruksiyalarda bir-biriga solishtirilganda, uch qatlamli monolit bog'langan o'rta qatlamli polisterolbetondan qalinligi 25 sm bo'lgan konstruksiyalar samarali ekanligini ko'rish mumkin.

Bu holda to'liq keltirilgan sarflar – 44,85 u.ye./m² ni tashkil qiladi. Keyingi samarali konstruksiya sarfi 48,2 u.ye. /m² bo'lgan uch qatlamli elastik bog'langan effektiv o'rta qatlamli konstruksiyalardir.

Bir qatlamli konstruksiyalarni qalinligi 25 sm bo'lgan panellardagi to'liq keltirilgan sarflar ancha yuqori bo'lib, bu panellarni samaradorligi ancha past. To'liq keltirilgan konstruksiyalarni sarflaribir-biriga solishtirilganda monolit bog'langan uch qatlamli panellarni samaradorligini ortiqqligini ko'rish mumkin. Bir qatlamli keramzibetondantayyorlangan panellardan 10,7% samaralidir, elastik bog'langan uch qatlamli panellarga nisbatan 6,8% va 30 sm $v=1100$ kg/m³ qalinlikdagi bir qatlamli keramzitobetonli panellarni 18,3% ga samaralidir.

Devor panellarni texnika-iqtisodiy ko'rsatkichlari solishtirilganda monolit bog'langan uch qatlamli panellar samarasi yuqoridir.

Kelgusida devor panellarini iqtisodiy jihatdan samarasini oshirish uchun qatlam betonlarini og'irligini kamaytirish, uch qatlamli temir-beton panellarida armatura sarfini kamaytirish va o'rta qatlam beton zichligini kamaytirish, ularni issiqlik izolatsiya hususiyatlarini oshirish ishlarini davom ettirish kerak.

Jadval 7.3.

Panel konstruksiyasi	Qalinligi, sm	R_{0tr} , M20 s/Vt	R_0 , M20 s/Vt	To'liq ish hajmi, odam-soat	To'liq energiya hajmi, yoqilg'i
Bir qatlamli keramzibetonli $v=900$ kg/m ³	25	0.79	1.08	2.83	0.102
	30	0.93	1.27	2.87	0.118
	35	1.01	1.38	3.04	0.180
$v=1100$ kg/m ³	30	0.76	1.04	2.87	0.113
	35	0.87	1.19	3.04	0.133
Effektiv issiqlik saqlab qoluvchi materialli elastik bog'lovchili uch qatlamli	20	0.81	1.11	3.45	0.073
	25	1.46	2.00	4.08	0.089
	30	2.12	2.90	4.24	0.112
O'rta qatlamli polisterolbetonli monolitli uch qatlamli	20	0.73	1.00	2.71	0.085
	25	1.12	1.53	2.96	0.095
	30	1.50	2.06	3.13	0.106

Foydalangan adabiyotlar.

1. Asqarov B.A., Nizomov SH.R., Xabilov B.A. Temir-beton va tosh-g'isht konstruksiyalari. Toshkent., 1997 y.
2. Akramov X.A., Qurilish ashyolari sanoati korxonalarni loyihalash. O'quv qo'llanma. Toshkent 2003y.
3. Akramov X.A., Nuritdinov X.N. Beton va temir-beton buyumlari ishlab chiqarish texnologiyasi. O'quv qo'llanma. 1 va 2 qism. Toshkent 2007y.
4. Akramov X.A., Nuritdinov X.N. Beton texnologiyasi. O'quv qo'llanma. 1-2 qism. Toshkent., 2006 y.
5. Akramov X.A., Gaziyeu U.A. Sanoat chiqindilari asosida beton va temir-beton ishlab chiqarish. O'quv qo'llanma. Toshkent., 2007 y.
6. Akramov X.A., Ornakova I.G. Stroitelnyye konstruksii zavodskogo izgotovleniya. O'quv qo'llanma. Toshkent 2012 y.
7. Akramov X.A., Raximov SH.T. Beton to'ldiruvchilar texnologiyasi. O'quv qo'llanma. Toshkent., 2009 y.
8. Akramov X.A., Nuritdinov X.N. Beton va temir-beton buyumlari ishlab chiqarish texnologiyasi. Darslik. Toshkent., 2012 y.
9. Usmanov V.F. Temir-beton konstruksiyalari elementlarini hisoblash asoslari. O'quv qo'llanma. Samarqand 2009y.
10. Akramov X.A. Trexslonnyye izgibayemye jelezobetonnyye stenovyye paneli s gibkimi svyazyami i effektivnym uteplitелеm. Tashkent: Fan, 1999g.
11. KMK 2.03.01-96 «Betonnyye i jelezobetonnyye konstruksii». Tashkent: IVS AKATM, 1996g.
12. Baykov V.N., Sigalov E.YE. Jelezobetonnyye konstruksii. M.: Stroizdat, 1985g.
13. Bondarenko V.M., Sudinsin A.I., Nazarenko V.G. Raschet jelezobetonnyx i kamennyx konstruksiy. M.: Vysshaya shkola. 1988g.
14. Berlinov M.V., Yagupov B.A. Stroitelnyye konstruksii. M.: Agropromizdat. 1990g.
15. Zaysev YU.V. Stroitelnyye konstruksii zavodskogo ispolneniya. M.: Vysshaya shkola, 1987g.
16. Mandrikov A.P. Primery raschetov jelezobetonnyx konstruksiy. M.: Stroyizdat. 1989g.
17. Say T.N., Borodich M.K., Mandrikov A.P. Stroitelnyye konstruksii: V 2-x t. M.: Stroyizdat. 1985g.

Mundarija

Kirish.	5
I-Bob.	7
1. Betonning asosiy fizik – mexanik xususiyatlari	7
1.2 Armatura	29
1.2.2. Armatura turlari va ulardan foydalanish	29
II-Bob. Temir-beton konstruksiya elementlarini hisoblash xususiyatlari	40
2.1. Konstruksiyalarni chegaraviy holati bo'yicha hisoblash	40
2.2. Temir beton elementlarini birinchi guruh chegaraviy holati bo'yicha xisoblash	40
2.2.1. Materiallarning normativ va hisobiy qarshiliklari	42
2.2.2. Temir - beton konstruksiyalariga kuchlarning ta'siri	43
2.3. Temir-beton konstruksiyalarning yorilishga chidamliligigatalablar	45
2.4. Oldindan zuriqtirilgan armaturadagi kuchlanishning yo'qotilishi	46
2.5. Temirbetonelementlarnichegaraviyxolatidaikkinchi guruxinixisoblash.	53
III-Bob. Egiluvchielementlarmustahkamliginihisoblash.	56
3.1.Egiluvchan elementlar turlari va ularning qo'llanishi.	56
3.2. Normal kesim bo'yicha mustahkamlikni hisoblash	58
3.3. Yakka armaturali to'g'riburchakli kesimni hisoblash.	61
3.4. Ikki yoqlama armaturali to'g'riburchakli kesimni hisoblash.	66
3.5. Tavrlikesimnixisoblash	70
IV-Bob. Qiya kesim bo'yicha egiluvchan elementlarning mustahkamligini hisoblash.	83
4.1. Qiya kesimning ko'ndalang kuch ta'siriga mustahkamligi.	83
4.2. Ko'ndalang kuch ta'siriga qiya kesim mustahkamligini hisoblash.	84
4.3. Eguvchi moment ta'siriga qiya kesim mustaxkamligini xisoblash.	91
V-Bob.Siqiluvchan elementlarning mustahkamligini hisoblash.	97
5.1. Siqiluvchan elementlarning turlari va ularningqo'llanilishi.	97
5.2. Tasodifiy eksentrisitetli siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash.	99
5.3. Hisobiy eksentrisitetli siqilgan elementlarning mustahkamligini hisoblash.	102
5.4. Markaziy cho'ziluvchi elementlar.	108
5.5. Markaziy cho'zilgan elementlarning kuchlanganlik holati.	109

5.6. Markaziy cho‘zilgan elementlarda mustahkamligini hisoblash.	110
VI-Bob.. Oldindan zo‘riqtirilgan elementlarni hisoblash va ularni loyihalash prinsiplari.	120
6.1. Oldindan zo‘riqtirishning temirbeton hususiyatlari va ularning qo‘llanilishi	120
6.2. Oldindan zo‘riqish hosil qilishning usullari	121
6.3. Oldindan zo‘riqtirilgan elementlarni loyihalashtirishning qonun qoidalari	122
6.4. Oldindan zuriqtirilgan elementlarda normal kesim bo‘yicha kuch ta’sirida kuchlanishlik xolati	124
6.5. Oldindan zo‘riqtirilgan egiluvchan elementlarni birinchi guruh chegaraviy xolati bo‘yicha xisoblash	127
6.5.1. Markaziy cho‘zilgan oldindan zo‘riqtirilgan elementlarnig chegaraviy xolatini birinchi guruhi bo‘yicha xisoblash	128
VII-Bob.	130
7.1. Ko‘p qatlamli temir-beton konstruksiyalarni loyihalash va ishlatish.	130
7.2. Uch qatlamli panel konstruksiyalari.	132
7.2.1. Elastik bog‘langan uch qatlamli panel konstruksiyalari.	132
7.2.2. Monolit bog‘langan uch qatlamli temir beton konstruksiyalar.	140
7.3. Xisoblashning mohiyatlari.	142
7.3.1. Effektiv issiqlik saqlovchili uch qatlamli, elastik bog‘langan devor panellari	142
7.3.1.1. Elastik bosqichda qatlamlarning birgalikdagi ishini xisobga olish	143
7.3.2. Egiluvchan ko‘p qatlamli monolit kesimlielementlarni xisoblash	147
7.4. Uch qatlamli devor panellarining iqtisodiysamaradorligi	148
Foydalangan adabiyotlar.	152